

Σχεδιασμός Σιδηροδρομικών και Οδικών Γεφυρών έναντι Σεισμικής Διάρρηξης. Μέρος 2 : Ανωδομή Design of Rail and Road Bridges against Seismic Faulting. Part 2 : Superstructure

Ιωάννης ΑΝΑΣΤΑΣΟΠΟΥΛΟΣ¹, Βασίλης ΔΡΟΣΟΣ², Τάκης ΓΕΩΡΓΑΡΑΚΟΣ³,
Ράλλης ΚΟΥΡΚΟΥΛΗΣ⁴, και Γιώργος ΓΚΑΖΕΤΑΣ⁵

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Το άρθρο αυτό σε συνδυασμό με το συνοδευόν άρθρο (Μέρος 1) παρουσιάζει μια νέα μεθοδολογία σχεδιασμού γεφυρών έναντι σεισμικής διάρρηξης. Η μεθοδολογία αποτελείται από δύο επιμέρους βήματα. Στο πρώτο βήμα (Μέρος 1) αναλύσαμε την απόκριση ενός βάρου και της θεμελίωσής του υποβαλλομένου σε συγκεντρωμένη εδαφική μετατόπιση. Στο δεύτερο βήμα (παρόν άρθρο) χρησιμοποιούμε τις υπολογισθείσες διαφορικές μετατοπίσεις και στροφές του πρώτου βήματος για την λεπτομερέστερη ανάλυση της ανωδομής. Εκτελείται παραμετρική διερεύνηση τυπικών κοιλαδογεφυρών και άνω διαβάσεων. Αποδεικνύεται ότι τα υπερστατικά συστήματα είναι ιδιαίτερα ευαίσθητα στην εν λόγω φόρτιση (επιβαλλόμενη τεκτονική μετατόπιση). Αντιθέτως, τα ισοστατικά συστήματα διαθέτουν σαφώς μεγαλύτερα περιθώρια παραμορφώσεως. Στην περίπτωση γεφυρών μεγάλων ανοιγμάτων οι οποίες κατασκευάζονται με την μέθοδο της προβολοδόμησης (και στις οποίες η ισοστατικότητα δεν αποτελεί επιλογή), η παρεμβολή εφεδράνων σεισμικής μόνωσης βελτιώνει σημαντικά την απόκριση του συστήματος, υπό τον όρο πάντα ότι υπάρχει ικανοποιητικό έυρος εδράσεως ώστε να αποφευχθεί η πτώση του καταστρώματος σε περίπτωση αστοχίας των εφεδράνων.

ABSTRACT : This and its companion paper (Part 1) present a methodology for design of bridges against faulting-induced deformation. The problem is decoupled in two analysis steps. In the first step (Part 1) we analyse the response of a single pier and its foundation to faulting-induced deformation. The second step (Part 2) deals with the response of the superstructure, subjected to the differential displacements and rotations of Step 1. A parametric study is conducted, investigating the response of typical viaduct and overpass bridges. Statically-indeterminate superstructures are quite vulnerable; statically-determinate are insensitive (allowing differential displacements and rotations without suffering any distress). In case of large-span cantilever-construction bridges, where a statically determinate system is hardly an option, inserting resilient seismic isolation bearings is advantageous, as long as ample seating can prevent deck falling off the supports.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

¹ Λέκτορας ΠΔ407/80, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: ianast@civil.ntua.gr

² Μεταδιδάκτωρ Ερευνητής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, drosos@mail.ntua.gr

³ Υπ. Διδάκτωρ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: takgeor@yahoo.gr

⁴ Υπ. Διδάκτωρ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: rallisko@yahoo.com

⁵ Καθηγητής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: gazetas@ath.forthnet.gr

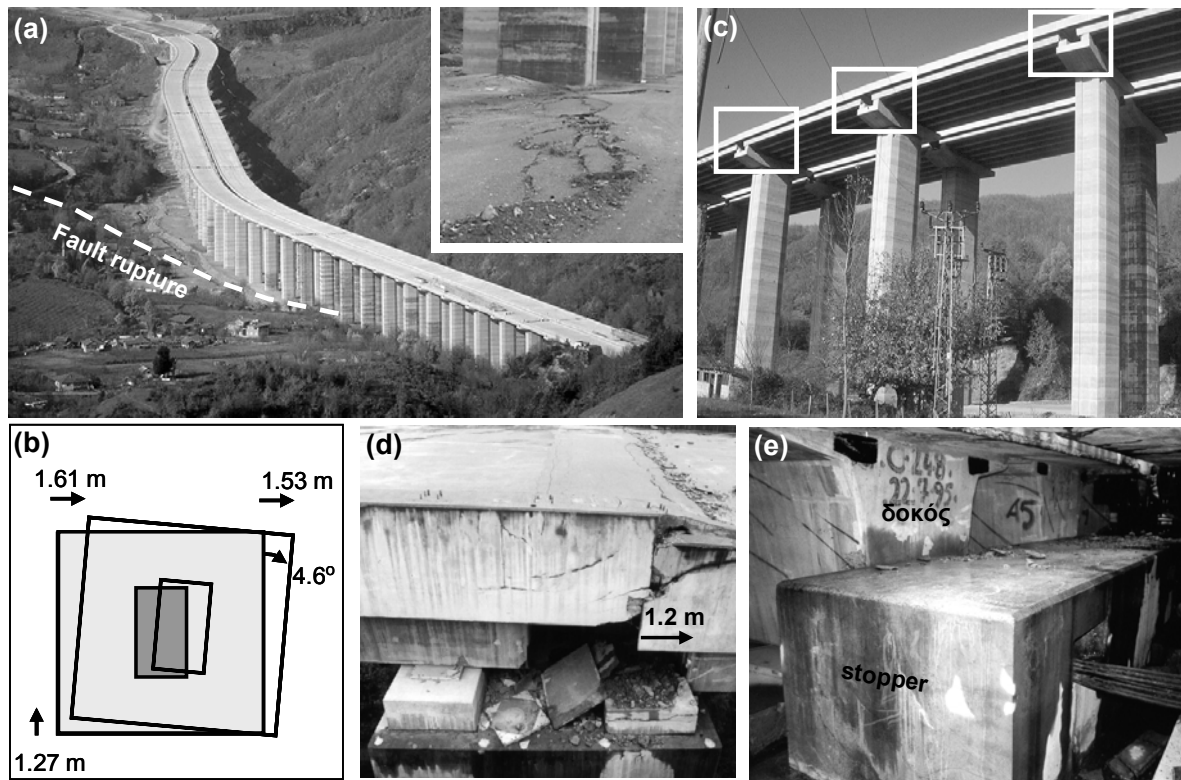
Η διάρρηξη ενός σεισμικού ρήγματος προκαλεί δύο είδη εδαφικής μετακίνησης : μόνιμη οιονεί στατική τεκτονική μετατόπιση στο ρήγμα, και παροδική δυναμική ταλάντωση μακριά απ' αυτό. Το δεύτερο είδος είναι αποτέλεσμα κυμάτων τα οποία δημιουργούνται διαδοχικώς από κάθε "σημείο" του ρήγματος μόλις ολισθήσει, και διαδίδονται σε μεγάλες αποστάσεις στην γή. Τα κύματα αυτά επηρεάζουν πάντα την επιφάνεια του εδάφους και επομένως είναι πρωταρχικής σημασίας για την καταπόνηση των κατασκευών. Αντιθέτως, η μόνιμη τεκτονική μετακίνηση του ρήγματος επηρεάζει τις κατασκευές μόνον σε μερικές περιπτώσεις : όταν η διάρρηξη "καταφέρει" να διαδοθεί μέχρι την επιφάνεια.

Οι καταστροφικοί σεισμοί του 1999 στην Τουρκία και την Ταϊβάν (Νικομήδεια, Düzce, και Chi-Chi), προσφέροντας πολυάριθμα πραγματικά περιστατικά καταστροφικών επιπτώσεων [Youd et al., 2000; Ulusay et al., 2002] επιφανειακής διάρρηξης (μεγάλου μεγέθους), έστρεψαν το ενδιαφέρον της επιστημονικής κοινότητας εκ νέου στο θέμα.

Στο **Σχήμα 1** παρουσιάζεται ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα αστοχίας γέφυρας λόγω σεισμικής διάρρηξης. Πρόκειται για την συνολικού μήκους 2.3 km κοιλαδογέφυρα Düzce-Bolu (ή Kaynasli Viaduct). Το στατικό σύστημα της γέφυρας αποτελείται από αμφιέριστα καταστρώματα (προκατασκευασμένες δοκοί προεντεταμένου σκυροδέματος), εδραζόμενα μέσω εφεδράνων ολισθήσεως επί βάθρων ύψους 49 m. Το σύστημα της σεισμικής μόνωσης συνοδεύονταν από συσκευές απόσβεσης ενέργειας [Kawashima, 2001] και συσκευές ανασχεσης (stoppers). Η θεμελίωση των βάθρων υλοποιούνταν μέσω ομάδων 12 πασσάλων διαμέτρου 1.8 m. Στον σεισμό του Düzce, η γέφυρα υπεβλήθη σε οριζόντια διαμήσεως μετατόπιση 1.5 m του ρήγματος Βόρειας Ανατολίας, η οποία προκάλεσε σημαντικές οριζόντιες μετατοπίσεις και στροφές των βάθρων. Το τελικό αποτέλεσμα, σε συνδυασμό με την έντονη σεισμική ταλάντωση, ήταν η ολοκληρωτική αστοχία του συστήματος μόνωσης και η μετατόπιση του καταστρώματος κατά 1 έως 1.5 m. Η αποφυγή πτώσεως επετεύχθη κυριολεκτικά την τελευταία στιγμή χάρη στις συσκευές ανασχέσεως.

Όμως πέρα από τέτοιου είδους αστοχίες, στους εν λόγω σεισμούς παρατηρήθηκαν και εντυπωσιακές επιτυχίες, οι οποίες απετέλεσαν ευχάριστες "εκπλήξεις" : απλές κατασκευές κατάφεραν να επιβιώσουν των επιβληθισών τεκτονικών μετακινήσεων (έως και 2 m σε πολλές περιπτώσεις) ουσιαστικώς ανέπαφες [Anastasopoulos & Gazetas, 2007a; 2007b]. Ακόμη πιο εντυπωσιακό ήταν το γεγονός ότι σε μερικές περιπτώσεις η επιφανειακή διάρρηξη έμοιαζε να "εκτρέπεται" και να "αποφεύγει" τις κατασκευές αυτές.

Οι αισιόδοξες αυτές παρατηρήσεις έδωσαν το έναυσμα για την συστηματική διερεύνηση του φαινομένου. Συνδυάζοντας την μελέτη των ιστορικών περιστατικών, με πειράματα φυγοκεντρική, και αριθμητικές προσομοιώσεις [Anastasopoulos & Gazetas 2007; Bransby et al. 2008 ; Faccioli et al. 2008 ; Anastasopoulos et al. 2007; 2008], καταλήξαμε στην μιας νέας έγκυρης μεθοδολογίας για την ανάλυση και τον σχεδιασμό συστημάτων εδάφους-κατασκευής έναντι επιφανειακής διάρρηξης ρήγματος. Το άρθρο αυτό, σε συνδυασμό με το συνοδευόν άρθρο (Μέρος 1) αναπτύσσει μια νέα μεθοδολογία αντισεισμικού σχεδιασμού γεφυρών έναντι σεισμικής διάρρηξης.



Σχήμα 1. Αστοχία της κοιλαδογέφυρας Βολυ στον σεισμό του Düzce (Τουρκία, 1999). Η οριζόντια διατμήσεως διάρρηξη του ρήγματος Β. Ανατολίας διέσχισε την γέφυρα (a) προκαλώντας μετατοπίσεις και στροφές των βάθρων (b). Ως εκ τούτου, το σεισμικώς μονωμένο κατάστρωμα της υπέστη μετατόπιση έως 1.2 m (c, d). Η πτώση του καταστρώματος απεφεύχθη χάρη στην ύπαρξη ισχυρών και καλά ωπλισμένων συσκευών ανασχέσεως (stoppers).

ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

Όπως συζητήθηκε διεξοδικά στο συνοδευόν άρθρο (Μέρος 1), η ανάλυση του συστήματος εδάφους–κατασκευής γίνεται σε 2 βήματα. Στο πρώτο βήμα αναλύουμε την απόκριση ενός μεμονωμένου βάθρου υποβαλλόμενου σε σεισμική διάρρηξη, προσομοιώνοντας με λεπτομέρεια την Αλληλεπίδραση Διάρρηξης–Εδάφους–Θεμελίωσης–Ανωδομής (ΑΔΕΘΑ). Στο δεύτερο βήμα, το οποίο παρουσιάζεται εδώ, χρησιμοποιούμε τις υπολογισθείσες διαφορικές μετατοπίσεις και στροφές του πρώτου βήματος (ανάλυση σε *τοπικό επίπεδο*) για την λεπτομερέστερη *καθολικού επιπέδου* ανάλυση της ανωδομής.

Μετά από εκτενή βιβλιογραφική ανασκόπηση, οι υφιστάμενες τυπολογίες γεφυρών κατηγοριοποιήθηκαν σύμφωνα με τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά, το στατικό τους σύστημα, και τον τύπο θεμελίωσής τους. Ως προς την θεμελίωση (Μέρος 1) επελέγησαν τέσσερα τυπικά συστήματα για παραμετρική διερεύνηση, δύο πασσαλομάδες (2 x 4 και 3 x 3), και δύο φρέατα θεμελίωσης (5 x 5 x 10 m, και 10 x 10 x 15 m). Κάθε μία από αυτές τις θεμελιώσεις είναι κατάλληλη για μία ή περισσότερες από τις τυπολογίες γεφυρών που εξετάζονται στο παρόν άρθρο.

Προκειμένου να καταλήξουμε σε κατά το δυνατόν γενικευμένης σημασίας συμπεράσματα, αναλύουμε δύο εξιδανικευμένους τύπους γεφυρών :

- (i) Τυπική κοιλαδογέφυρα μήκους 350 m (**Σχήμα 2**), και
- (ii) Τυπική γέφυρα άνω διάβασης 3 ανοιγμάτων μήκους (**Σχήμα 3**).

Για κάθε έναν από τους ανωτέρω γενικευμένους τύπους γεφυρών, εξετάζουμε διάφορες εναλλακτικές λύσεις.

Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 2**, για την τυπική κοιλαδογέφυρα εξετάζονται πέντε εναλλακτικές λύσεις :

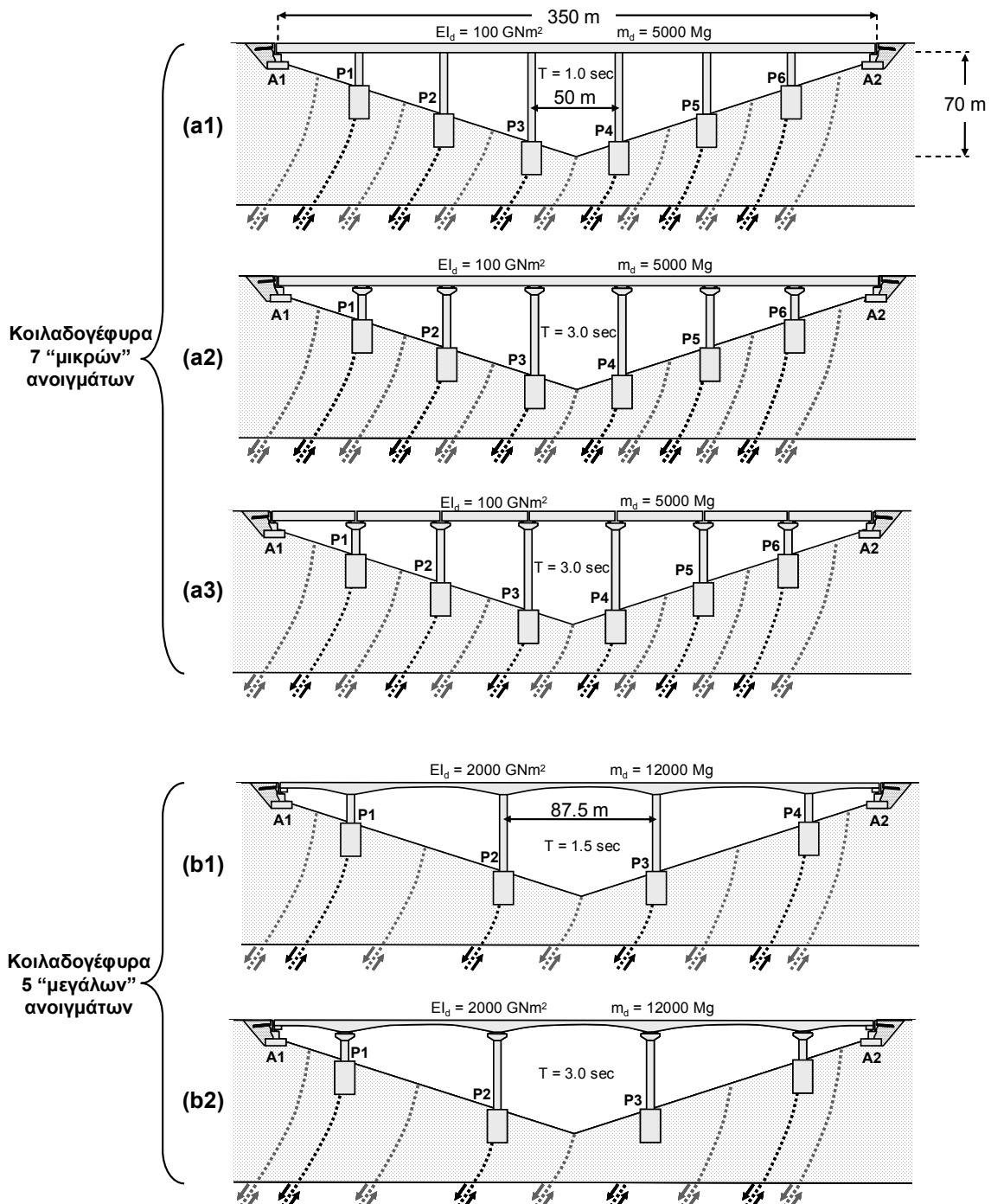
- (a1) Φορέας 7 “μικρών” ανοιγμάτων με συνεχές κατάστρωμα μονολιθικά συνδεδεμένο στα βάθρα,
- (a2) Ίδιο στατικό σύστημα αλλά με σεισμική μόνωση,
- (a3) Πολυμελές κατάστρωμα 7 αμφιέριστων ανοιγμάτων, εδραζόμενων επί ελαστο-μεταλλικών εφεδράνων,
- (b1) Φορέας 5 “μεγάλων” ανοιγμάτων με συνεχές κατάστρωμα μονολιθικά συνδεδεμένο στα βάθρα, και
- (b2) Ίδιο σύστημα αλλά με σεισμική μόνωση.

Προκειμένου οι λύσεις αυτές να είναι ρεαλιστικές, το κατάστρωμα 7 “μικρών” ανοιγμάτων είναι διαφορετικού τύπου από αυτό των 5 “μεγάλων” ανοιγμάτων : μικρή κιβωτιοειδής διατομή δυσκαμψίας $EI_d = 100 \text{ GNm}^2$ (κατάλληλη για συμβατική δόμηση των ανοιγμάτων των 50 m), σε αντίθεση με ενισχυμένη κιβωτιοειδή διατομή δυσκαμψίας $EI_d = 2000 \text{ GNm}^2$ (κατάλληλη για δόμηση εν προβόλω των ανοιγμάτων των 87.5 m). Τα βάθρα είναι επίσης τυπικά για την κάθε περίπτωση, με την δυσκαμψία της διατομής τους EI_p να μεταβάλλεται σε συνάρτηση με το ύψος του βάθρου H_p , ούτως ώστε η καμπτική δυσκαμψία τους K_p να διατηρείται σταθερή (όπως συνηθίζεται άλλωστε στην πράξη). Η επιλογή της K_p έγινε έτσι ώστε (σε συνάρτηση με την μάζα του καταστρώματος m_d) η δεσπόζουσα περίοδος T του κάθε συστήματος να είναι ρεαλιστική : $T = 1.0 \text{ sec}$ για την εναλλακτική λύση (a1), και $T = 1.5 \text{ sec}$ για την (b2). Για τις σεισμικώς μονωμένες εναλλακτικές λύσεις (a2, a3, and b2), η δυσκαμψία των ελαστο-μεταλλικών εφεδράνων υπολογίστηκε ώστε $T = 3.0 \text{ sec}$.

Αντιστοίχως, για την τυπική γέφυρα άνω διάβασης εξετάζονται δύο εναλλακτικές λύσεις (**Σχήμα 3**) :

- (a) Συνεχές κατάστρωμα 3 ανοιγμάτων μονολιθικά συνδεδεμένο στα βάθρα, και
- (b) Πολυμελές κατάστρωμα 3 αμφιέριστων ανοιγμάτων, εδραζόμενων επί ελαστο-μεταλλικών εφεδράνων.

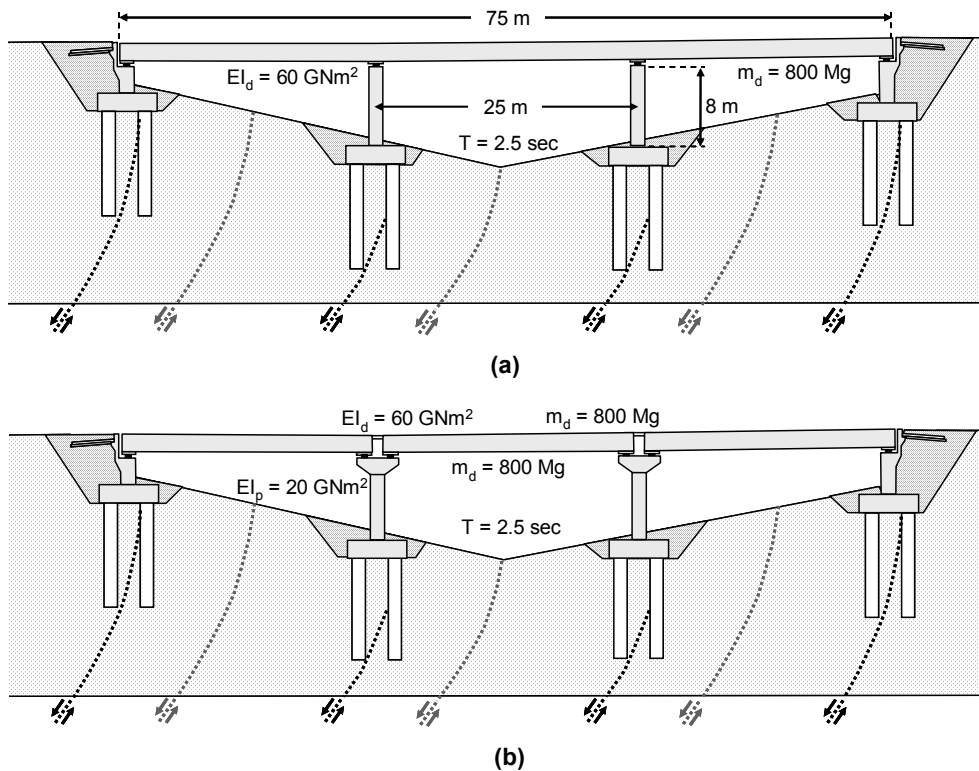
Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, οι δύο εναλλακτικές λύσεις επελέγησαν έτσι ώστε να αντιστοιχούν σε ρεαλιστικά συστήματα γεφυρώσεως. Δεδομένου ότι το άνοιγμα είναι ακόμη μικρότερο (25 m), για το κατάστρωμα χρησιμοποιήθηκε μια ακόμη μικρότερη κιβωτιοειδής διατομή δυσκαμψίας $EI_d = 60 \text{ GNm}^2$. Η δυσκαμψία της διατομής των βάθρων $EI_p = 20 \text{ GNm}^2$ είναι τέτοια ώστε (σε συνδυασμό με την μάζα του καταστρώματος $m_d = 800 \text{ Mg}$), η δεσπόζουσα περίοδος του μονολιθικού συστήματος να είναι ίση με $T = 0.5 \text{ sec}$ στην διαμήκη διεύθυνση (τιμή τυπική για αυτού του είδους τις γέφυρες). Για την σεισμικώς μονωμένη εναλλακτική λύση (b), η δυσκαμψία των ελαστο-μεταλλικών εφεδράνων υπολογίστηκε ώστε $T = 2.5 \text{ sec}$.



Σχήμα 2. Παραμετρικώς αναλυθείσες τυπικές σιδηροδρομικές κοιλαδογέφυρες : (a1) κοιλαδογέφυρα 7 "μικρών" ανοιγμάτων – συνεχές κατάστρωμα μονολιθικά συνδεδεμένο στα βάθρα, (a2) ίδιο σύστημα αλλά με σεισμική μόνωση, (a3) πολυμελές κατάστρωμα – 7 αμφιέριστα καταστρώματα εδραζόμενα επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων, (b1) κοιλαδογέφυρα 5 "μεγάλων" ανοιγμάτων – συνεχές κατάστρωμα μονολιθικά συνδεδεμένο στα βάθρα, και (b2) ίδιο σύστημα αλλά με σεισμική μόνωση.

Το λεπτομερές προσομοίωμα της ανωδομής υποβάλλεται στις μετατοπίσεις Δx , Δy , και στροφές θ που υπολογίστηκαν στο πρώτο βήμα της ανάλυσης (τοπικού επιπέδου). Όπως δείχνεται στα **Σχήματα 2** και **3**, για κάθε τύπο γέφυρας η θέση ανάδυσης της διάρρηξης εξετάστηκε παραμετρικά. Στην πρώτη σειρά αναλύσεων (σημειωμένη με γκρι) υποτέθηκε ότι η διάρρηξη αναδύεται ανάμεσα σε δύο βάθρα. Στην δεύτερη (σημειωμένη με μαύρο) υποθέτουμε ότι η τεκτονική διάρρηξη διασχίζει ένα από τα βάθρα της γέφυρας. Στην πρώτη

περίπτωση, η επιβαλλόμενη παραμόρφωση αποτελείται από οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις Δx και Δy μόνον (και η αλληλεπίδραση δεν παίζει ρόλο). Στην δεύτερη περίπτωση (διάρρηξη επί ενός βάρου), η ανάλυση ΑΔΕΘΑ του πρώτου βήματος είναι απαραίτητη ώστε να υπολογιστούν οι Δx και Δy (οι οποίες επηρεάζονται σημαντικά από την ύπαρξη της θεμελίωσης και του βάρου), αλλά και η στροφή θ στην βάση του επηρεαζόμενου βάρου, η οποία είναι τουλάχιστον εξίσου σημαντική με τις μετατοπίσεις.



Σχήμα 3. Παραμετρικώς αναλυθείσες τυπικές άνω διαβάσεις 3 ανοιγμάτων : (α) συνεχές κατάστρωμα επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων, και (β) πολυμελές κατάστρωμα – 3 αμφιέριστα καταστρώματα εδραζόμενα επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

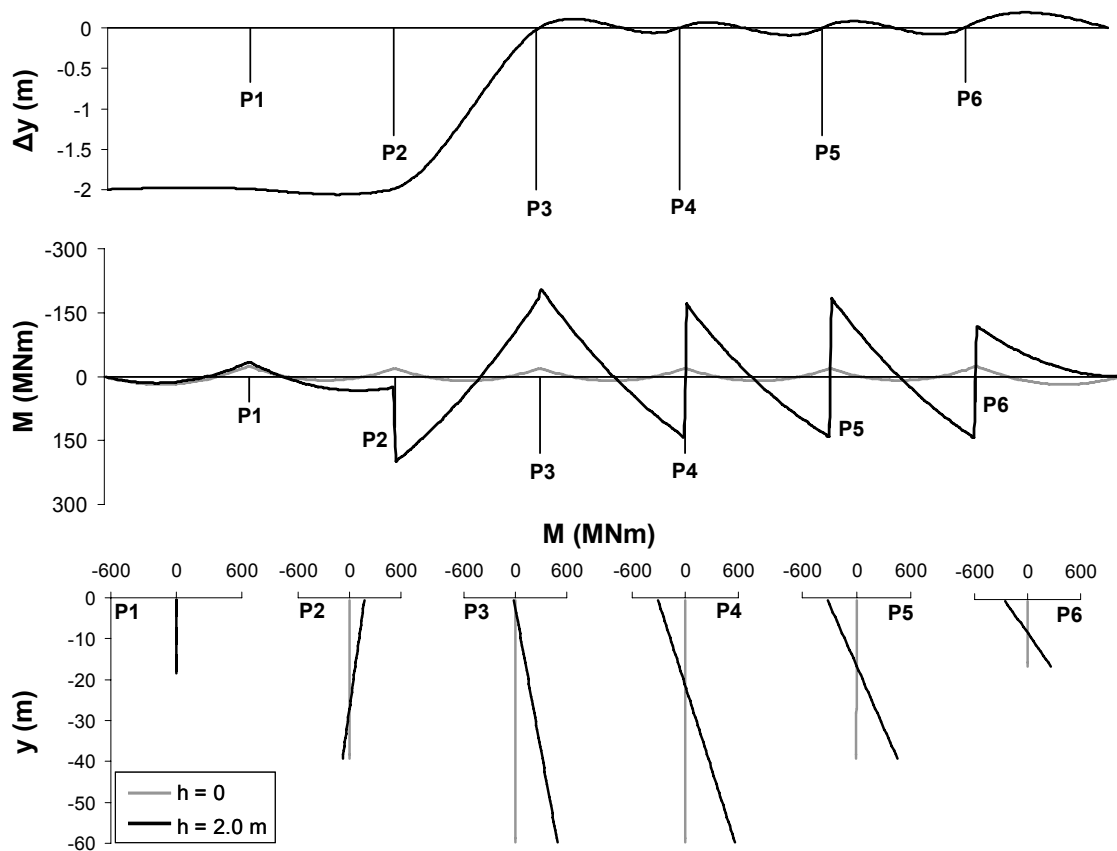
Η μεθοδολογία ανάλυσης της *τοπικού επιπέδου* αναλύσεως παρουσιάστηκε στο συνοδύον άρθρο (Μέρος 1). Υπενθυμίζουμε μόνον ότι το πρόβλημα προσομοιώθηκε με εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων σε 3 διαστάσεις (3-Δ), κάνοντας χρήση του κώδικα ABAQUS. Η συμπεριφορά του εδάφους προσομοιώθηκε με ελαστο-πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα με κριτήριο διαρροής Mohr-Coulomb και ιστροπική χαλάρωση, η οποία επιτυγχάνεται με την δημιουργία ειδικής υπό-ρουτίνας. Η εν λόγω μεθοδολογία έχει επαληθευτεί εκτενώς μέσω συγκρίσεων με πειραματικά δεδομένα της βιβλιογραφίας [Horsfield, 1977; Cole & Lade, 1984] και παλιότερα ιστορικά περιστατικά [Slemmons, 1957; Brune & Allen, 1967; Taylor et al., 1985], αλλά και – το σημαντικότερο – μέσω γνήσιων προβλέψεων πειραμάτων φυγοκεντριστή [Anastasopoulos et al. 2007; 2008].

Για την καθολικού επιπέδου ανάλυση του συστήματος, η ανωδομή της γέφυρας προσομοιώνεται με ελαστικά δικομβικά στοιχεία δοκού, τα δε εφέδρανα σεισμικής μόνωσης μέσω καταλλήλως βαθμονομημένων μή-γραμμικών ελατηρίων. Δεδομένου ότι η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής έχει ήδη ληφθεί υπόψιν στην τοπικού επιπέδου ανάλυση, οι μετατοπίσεις Δx και Δy , και η στροφή α and θ επιβάλλονται απευθείας.

Η λεπτομερής παράθεση του συνόλου των αποτελεσμάτων ξεφεύγει από τους στόχους του άρθρου. Στην επόμενη ενότητα παρουσιάζονται τυπικά αποτελέσματα, με βάση τα οποία είναι δυνατή η ποιοτική τουλάχιστον κατανόηση των κυριότερων στοιχείων που επηρεάζουν την απόκριση των γεφυρών σε αυτού του είδους την φόρτιση. Εστιάζουμε την προσοχή μας στην τυπική κοιλαδογέφυρα, η σημαντικότητα της οποίας θεωρείται γενικά υψηλότερη.

ΚΟΙΛΑΔΟΓΕΦΥΡΑ 7 ΜΙΚΡΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ

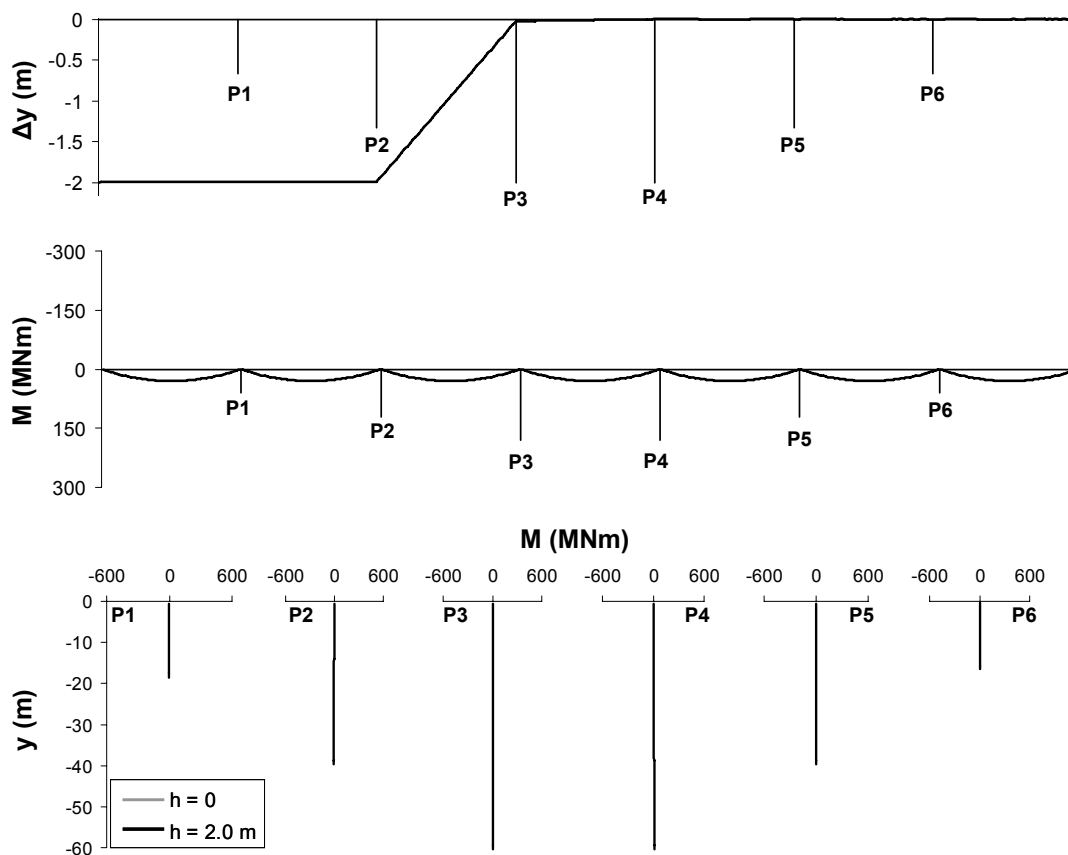
Από τις πέντε εναλλακτικές λύσεις, επιλέγουμε για σύγκριση τις δύο ακραίες περιπτώσεις : (a1) συνεχές κατάστρωμα μονολιθικά συνδεδεμένο στα βάθρα, και (a3) πολυμελές κατάστρωμα 7 αμφιέριστων ανοιγμάτων, εδραζόμενων επί ελαστο-μεταλλικών εφεδράνων. Η σύγκριση παρατίθεται στα Σχήματα 4 και 5, σε όρους κατακόρυφων μετατοπίσεων Δy κατά μήκος του καταστρώματος και καμπτικών ροπών M καταστρώματος και βάθρων.



Σχήμα 4. Κοιλαδογέφυρα 7 “μικρών” ανοιγμάτων υποβαλλόμενη σε κανονική διάρρηξη $h = 2$ m σε απόσταση $x = 150$ m (βάθρο P3) – συνεχές κατάστρωμα μονολιθικά συνδεδεμένο με τα βάθρα : κατακόρυφες μετατοπίσεις Δy κατά μήκος του καταστρώματος και καμπτικές ροπές M καταστρώματος και βάθρων.

Η σύγκριση αναφέρεται σε επιβαλλόμενη κανονική τεκτονική μετατόπιση κατακόρυφου εύρους $h = 2$ m, σε απόσταση $x = 150$ m (δηλαδή στο βάθρο P3). Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 4**, στην περίπτωση του μονολιθικού στατικού συστήματος (a1), η επιβαλλόμενη τεκτονική μετατόπιση προκαλεί ιδιαίτερα έντονη καταπόνηση τόσο του καταστρώματος όσο και των βάθρων. Στο κατάστρωμα, η καμπτική επιπόνηση (μαύρη γραμμή) είναι μια τάξη μεγέθους υψηλότερη από την καμπτική ένταση λόγω ιδίου βάρους ($h = 0$, γκρι γραμμή). Προφανώς, τέτοια ένταση δεν θα μπορούσε να παραληφθεί από τον φορέα του καταστρώματος, με οιαδήποτε ρεαλιστικά εφικτή προένταση – η κατάσταση αυτή θα οδηγούσε σε αστοχία. Λόγω της μονολιθικότητας της σύνδεσης, η προκαλούμενη καμπτική επίπληση των βάθρων είναι εξίσου υψηλή – επίσης θα οδηγούσε σε αστοχία.

Η συμπεριφορά της σεισμικώς μονωμένης εναλλακτικής λύσεως (πολυμελές κατάστρωμα 7 αμφιέριστων ανοιγμάτων, εδραζόμενων επί ελαστο-μεταλλικών εφεδράνων) είναι σαφώς ευνοϊκή (**Σχήμα 5**). Σε αντίθεση με τον υπερ-στατικό φορέα της προηγούμενης εναλλακτικής λύσεως (a1), ακριβώς λόγω της *ισο-στατικότητας* της παρούσης λύσεως η επιβαλλόμενη τεκτονική παραμόρφωση δεν προκαλεί οιαδήποτε ένταση ούτε στο κατάστρωμα ούτε στα βάθρα. Τα αμφιέριστα καταστρώματα υφίστανται μόνον περιστροφή και μετατόπιση στερεού σώματος, χωρίς παραμόρφωση. Υπό τον όρο ότι υπάρχει αρκετό εύρος εδράσεως (ώστε να αποφευχθεί τυχόν πτώση του καταστρώματος), το εν λόγω σύστημα γεφυρώσεως θα μπορούσε να επιζηήσει μιας τόσο μεγάλης τεκτονικής παραμορφώσεως.

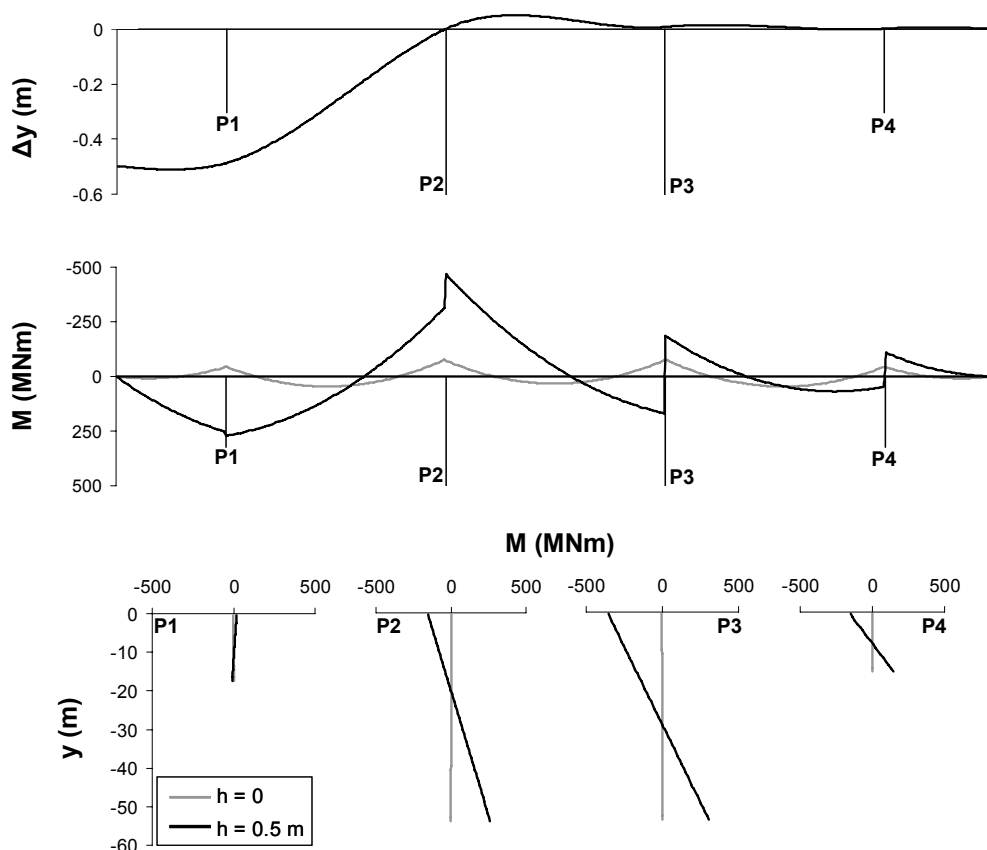


Σχήμα 5. Κοιλαδογέφυρα 7 “μικρών” ανοιγμάτων υποβαλλόμενη σε κανονική διάρρηξη $h = 2$ m σε απόσταση $x = 150$ m (βάθρο P3) – 7 αμφιέριστα καταστρώματα επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων : κατακόρυφες μετατοπίσεις Δy κατά μήκος του καταστρώματος και καμπτικές ροπές M καταστρώματος και βάθρων.

ΚΟΙΛΑΔΟΓΕΦΥΡΑ 5 ΜΕΓΑΛΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ

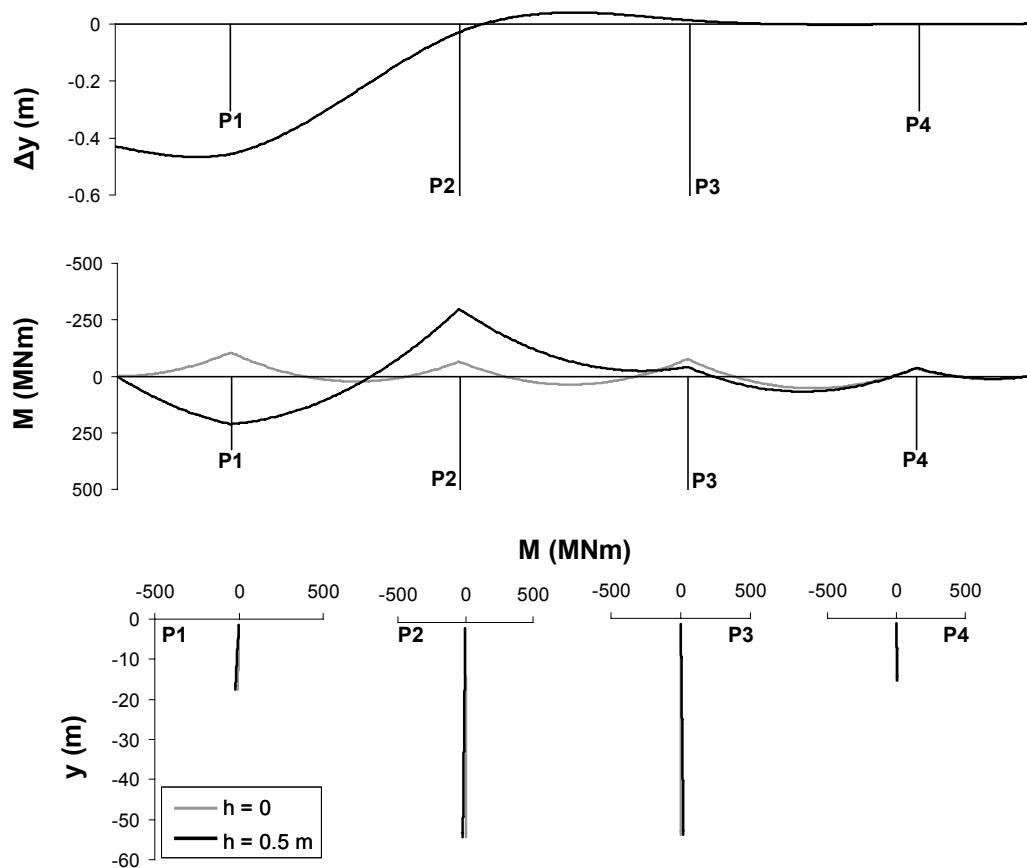
Προχωρούμε τώρα στην περίπτωση της κοιλαδογέφυρας πέντε “μεγάλων” ανοιγμάτων. Συγκρίνουμε την απόκριση των δύο εναλλακτικών λύσεων : (b1) συνεχές κατάστρωμα μονολιθικά συνδεδεμένο στα βάθρα, και (b2) το ίδιο σύστημα αλλά με σεισμική μόνωση. Σημειώνεται ότι λόγω του μεγάλου ανοίγματος (87.5 m), η λύση ισοστατικού φορέα δεν είναι ρεαλιστικά εφικτή : οι γέφυρες αυτού του τύπου κατασκευάζονται συνήθως με την μέθοδο της προβολοδόμησης.

Η σύγκριση συνοψίζεται στα **Σχήματα 6** και **7**, αναφέρεται δε σε κανονική διάρρηξη $h = 0.5$ m σε απόσταση $x = 131$ m (δηλαδή στο βάθρο P2). Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, η σύγκριση γίνεται σε όρους κατακόρυφων μετατοπίσεων Δy και καμπτικών ροπών M καταστρώματος και βάθρων. Παρά το γεγονός ότι η επιβαλλόμενη παραμόρφωση είναι τώρα σαφώς χαμηλότερη (0.5 m έναντι 2 m), η προκαλούμενη καμπτική επιπόνηση είναι πολύ μεγαλύτερη από την προηγούμενη περίπτωση (**Σχήμα 4**). Αυτό οφείλεται στην αναπόφευκτη αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής του καταστρώματος, η οποία είναι αναγκαία για την παραλαβή των αυξημένων στατικών φορτίων λόγω της αύξησης των ανοιγμάτων (87.5 m έναντι 50 m) – προφανώς, η γέφυρα θα αστοχούσε.



Σχήμα 6. Κοιλαδογέφυρα 5 “μεγάλων” ανοιγμάτων υποβαλλόμενη σε κανονική διάρρηξη $h = 2$ m σε απόσταση $x = 131$ m (βάθρο P2) – συνεχές κατάστρωμα μονολιθικά συνδεδεμένο στα βάθρα : κατακόρυφες μετατοπίσεις Δy κατά μήκος του καταστρώματος και καμπτικές ροπές M καταστρώματος και βάθρων.

Η συμπεριφορά της σεισμικώς μονωμένης εναλλακτικής λύσεως είναι σαφώς ευνοϊκότερη (Σχήμα 7). Παρότι ο φορέας του καταστρώματος παραμένει υπερ-στατικός (συνεχές κατάστρωμα), λόγω της παρεμβολής των “ενδόσιμων” ελαστο-μεταλλικών εφεδράνων ανάμεσα στα βάθρα και το κατάστρωμα η τεκτονικώς προκαλούμενη καμπτική ένταση μειώνεται αισθητά : η μέγιστη καμπτική ροπή M του καταστρώματος μειώνεται από τα 450 MNm σε 280 MNm, τα δε βάθρα είναι πλέον σχεδόν “αναίσθητα” στην επιβαλλόμενη παραμόρφωση. Βέβαια, ακόμη και σ’ αυτή την περίπτωση η καμπτική ροπή στο κατάστρωμα είναι σχεδόν 2.5 φορές μεγαλύτερη από την μέγιστη τιμή της λόγω ιδίου βάρους ($h = 0$). Συνολικά, τα αποτελέσματα δείχνουν ότι η σεισμικώς μονωμένη εναλλακτική λύση θα μπορούσε οριακά να αντεπεξέλθει τεκτονικής μετατόπισης έως 0.5 m. Ο σχεδιασμός της έναντι μεγαλύτερων μετατοπίσεων δεν φαίνεται να είναι εφικτός.



Σχήμα 7. Κοιλαδογέφυρα 5 “μεγάλων” ανοιγμάτων υποβαλλόμενη σε κανονική διάρρηξη $h = 2$ m σε απόσταση $x = 131$ m (βάθρο P2) – συνεχές κατάστρωμα εδραζόμενο επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων : κατακόρυφες μετατοπίσεις Δy κατά μήκος του καταστρώματος και καμπτικές ροπές M καταστρώματος και βάθρων.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα κυριότερα συμπεράσματα της εργασίας αυτής έχουν ως εξής :

- [1] Ο αντισεισμικός σχεδιασμός γεφυρών έναντι σεισμικής διάρρηξης είναι εφικτός. Η μεθοδολογία ανάλυσης που αναπτύσσεται στο παρόν άρθρο μπορεί να αποτελέσει την αφετηρία για την δημιουργία των σχετικών κανονιστικών διατάξεων.

- [2] Η θέση της διάρρηξης παίζει καθοριστικό ρόλο ως προς την προκαλούμενη ένταση τόσο της θεμελίωσης όσο και τις ανωδομής. Οι μετατοπίσεις και στροφές στην βάση του βάρου δεν μεγιστοποιούνται για την ίδια θέση. Δεδομένου ότι η ακριβής θέση του ρήγματος δεν μπορεί να είναι εκ των προτέρων γνωστή, πρέπει να διερευνάται παραμετρικά στον σχεδιασμό.
- [3] Οι υπερ-στατικοί φορείς είναι γενικά ευαίσθητοι : το κατάστρωμα “αναγκάζεται” να ακολουθήσει τις επιβαλλόμενες διαφορικές μετατοπίσεις, υποβαλλόμενο έτσι σε αυξημένη ένταση.
- [4] Αντιθέτως, οι ισο-στατικοί φορείς (π.χ. πολυμελές σύστημα επί εφεδράνων σεισμικής μόνωσης) παρουσιάζουν σημαντικά πλεονεκτήματα : η επιβαλλόμενη παραμόρφωση προκαλεί σχετικές μετατοπίσεις και στροφές, χωρίς όμως να οδηγεί σε ένταση φορέα.
- [5] Στην περίπτωση γεφυρών μεγάλων ανοιγμάτων, οι οποίες κατασκευάζονται με την μέθοδο της προβολοδόμησης, και όπου η λύση του ισοστατικού φορέα δεν είναι εύκολα υλοποιήσιμη, η παρεμβολή εφεδράνων σεισμικής μόνωσης είναι ευνοϊκή : λόγω της ενδοσιμότητάς τους, “απορροφούν” μέρος της εντάσεως επιτρέποντας στην ανωδομή (κατάστρωμα) να παραμορφωθεί πιο ομαλά, και άρα να υποστεί μειωμένη ένταση.
- [6] Σε όλες τις περιπτώσεις, πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα ώστε να αποφευχθεί τυχόν πτώση καταστρώματος. Για την αποφυγή μιας τέτοιας αστοχίας, απαιτείται αυξημένο εύρος εδράσεως, καθώς και συσκευές ανάσχεσης (stoppers).

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα εργασία αποτελεί μέρος του προγράμματος “Σιδηροδρομική Γέφυρα επί Ενεργού Σεισμογόνου Ρήγματος : Ανάπτυξη Νέας Πρότυπης Μεθοδολογίας Υπολογισμού της Καταπόνησης – Διερεύνηση και Ανάλυση Μεθόδων Αντιμετώπισης της Σεισμικής Διαρρήξεως” το οποίο χρηματοδοτήθηκε από τον Οργανισμό Σιδηροδρόμων Ελλάδος.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Anastasopoulos I., & Gazetas G. (2007a), Foundation-Structure Systems over a Rupturing Normal Fault : Part I. Observations after the Kocaeli 1999 Earthquake, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5 (3), pp. 253–275.
- Anastasopoulos I., & Gazetas G. (2007b), Behaviour of Structure–Foundation Systems over a Rupturing Normal Fault : Part II. Analysis of the Kocaeli Case Histories, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5 (3), pp. 277–301.
- Anastasopoulos I., Gazetas G., Bransby M.F., Davies M.C.R., and El Nahas A. (2007), Fault Rupture Propagation through Sand : Finite Element Analysis and Validation through Centrifuge Experiments, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133 (8), pp. 943–958.
- Anastasopoulos I., Gazetas G., Bransby M.F., Davies M.C.R., and El Nahas A. (2008), Normal Fault Rupture Interaction with Strip Foundations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 134 (8)
- Bransby, M.F., Davies, M.C.R., and El Nahas, A. (2008a), Centrifuge modelling of normal fault-foundation interaction, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Special Issue : Integrated approach to fault rupture- and soil-foundation interaction, 6 (4) (in press).

- Brune, J.N., and Allen, C.R. (1967), A low-stress-drop, low magnitude earthquake with surface faulting. The Imperial, California, Earthquake of March 4, 1966, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 57, pp. 501-514.
- Cole, D.A. Jr., and Lade, P.V. (1984), Influence Zones in Alluvium Over Dip-Slip Faults, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 110 (5), pp. 599-615.
- Faccioli, E., Anastasopoulos, I., Callerio, A., and Gazetas, G. (2008), Case histories of fault–foundation interaction, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Special Issue : Integrated approach to fault rupture- and soil-foundation interaction, 6 (4) (in press).
- Hanlong L., Susamu I., Ichii K. (1997), *Evaluation of deformation to the pneumatic caisson foundations of the Kobe Ohashi bridge*, Report of the Port and Harbor Research Institute, Japan.
- Horsfield, W.T. (1977), An Experimental Approach to Basement-Controlled Faulting, *Geologie En Mijnbouw*, 56 (4), pp. 363-370.
- Kawashima, K. (2001), Damage of Bridges Resulting from Fault Rupture in The 1999 Kocaeli and Duzce, Turkey Earthquakes and The 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake, *Workshop on Seismic Fault-Induced Failures–Possible Remedies for Damage to Urban Facilities*, University of Tokyo Press, pp. 171-190.
- Slemmons, D.B. (1957), Geological Effects of the Dixie Valley-Fairview Peak, Nevada, Earthquakes of December 16, 1954, *Bul. of the Seism. Soc. of America*, 47 (4), pp. 353–375.
- Taylor, C.L., Cline, K.M. Page, W.D., and Schwartz, D.P. (1985), The Borah Peak, Idaho earthquake of October 28, 1983 – Surface Faulting and Other Phenomena, *Earthquake Spectra*, 2 (1), pp. 23–49.
- Ulusay, R., Aydan, O., Hamada, M. (2002), The behaviour of structures built on active fault zones: Examples from the recent earthquakes of Turkey, *Structural Engineering & Earthquake Engineering*, JSCE, 19 (2), pp. 149–167.
- Youd, T. L., Bardet, J-P, and Bray, J.D. (2000), Kocaeli, Turkey, Earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report, *Earthquake Spectra*, Suppl. A to Vol. 16, pp. 456.