

# Απλοποιημένες Μέθοδοι μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης Γέφυρας υπό Σεισμική Καταπόνηση σε Δύο Διευθύνσεις

## Simplified Methods of Nonlinear Dynamic Analysis of a Bridge under Bi-Directional Seismic Loading

Χρήστος ΓΙΑΝΝΕΛΟΣ<sup>1</sup>, Δημήτριος ΒΑΜΒΑΤΣΙΚΟΣ<sup>2</sup>

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ** : Εξετάζονται δυνατότητες για απλοποιημένη μη γραμμική δυναμική ανάλυση μιας τυπικής γέφυρα προβολοδομήσεως τριών ανοιγμάτων (75+120+75m) της Εγνατίας Οδού ως πρακτικό εργαλείο εκτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς. Οι παρούσες επιλογές ενός μελετητή ουσιαστικά περιορίζονται μεταξύ της ανάλυσης στατικής αντίστασης και της πλήρους μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Η μεν πρώτη είναι συχνά ανακριβής για ασύμμετρες κατασκευές, ενώ η δεύτερη συνήθως αποφεύγεται ως περίπλοκη. Ως ενδιάμεση λύση, δοκιμάζονται ισοδύναμα μονοβάθμια συστήματα σε δυναμική ανάλυση με απλές ή περίπλοκες, συζευγμένες ή μη σχέσεις δύναμης-μετατόπισης σε κάθε διεύθυνση. Πρόσθετα εξετάζεται ο ρόλος της ταυτόχρονης διέγερσης της γέφυρας και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις καθώς και η οριζόντια καμπυλότητα του καταστρώματος. Χρησιμοποιώντας ως μέτρο σύγκρισης το ακριβές μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων της γέφυρας με ταυτόχρονη διέγερση και κατά τις δύο διευθύνσεις, υπολογίζεται το σφάλμα που προκύπτει αν παραλειφθεί οποιοσδήποτε από τους παραπάνω παράγοντες. Εν τέλει, βαθμονομείται μια σειρά από απλοποιητικές παραδοχές που μπορούν να χρησιμοποιηθούν από επαγγελματίες μελετητές για την απλή αλλά επακριβή ανάλυση γεφυρών προβολοδομήσεως.

**ABSTRACT** : Several possibilities are examined for the simplified nonlinear dynamic analysis of a typical cantilevered-deck three-span bridge (75+120+75m) of Egnatia Odos as a practical tool for estimating seismic behavior. The options presently available to a designer are actually restricted to the static pushover analysis and the full nonlinear dynamic analysis. While the first is often inaccurate for asymmetric structures, the second is usually avoided due to complexity. As an intermediate solution, equivalent oscillators are tested using nonlinear dynamic analysis and having simple or complex, coupled or uncoupled force-deformation relationships in each direction. Additionally, the roles of the simultaneous excitation in the two horizontal directions and of the horizontal curvature of the deck are examined. Using as reference the full model of the bridge with concurrent excitation in both directions, we estimate the error in omitting any of the above factors. In summary, we calibrate a series of simplifications that can be used by engineers to achieve a simple yet accurate analysis of cantilevered-deck bridges.

<sup>1</sup> Πολιτικός Μηχανικός, Καλλιέργιος Όμιλος Τεχνικών Μελετών, Αθήνα, email: [cgiannelos@gmail.com](mailto:cgiannelos@gmail.com)

<sup>2</sup> Λέκτορας, Τμήμα Πολ. Μηχανικών και Μηχ. Περιβάλλοντος, Πανεπιστήμιο Κύπρου, email: [divamva@ucy.ac.cy](mailto:divamva@ucy.ac.cy)

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η πλέον εμπειριστατωμένη και ακριβής μέθοδος που υπάρχει αυτή τη στιγμή διεθνώς στη σεισμική μηχανική είναι η μη γραμμική δυναμική ανάλυση υπό πολλαπλά επιταχυνσιογραφήματα. Αν και πρόκειται για μια σχετικά συνήθη διαδικασία για τον ακαδημαϊκό χώρο, η πρακτική εφαρμογή της από τον μέσο επαγγελματία μηχανικό είναι δυσχερής και πρακτικά αποφεύγεται. Με βάση το παράδειγμα μιας γέφυρας της Εγνατίας Οδού κατασκευασμένης με εν προβόλω δόμηση, προς γεφύρωση του χάσματος μεταξύ των ακαδημαϊκών και των επαγγελματιών μελετητών, αναζητείται η δυνατότητα απλοποίησης του προβλήματος με τη χρήση απλούστερων προσομοιωμάτων και μεθόδων ανάλυσης.

Το ζήτημα των απλοποιημένων αναλύσεων για γέφυρες έχει αντιμετωπιστεί ποικιλοτρόπως. Το βασικότερο πρόβλημα είναι ο προσδιορισμός του σφάλματος ως προς τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση όταν χρησιμοποιούνται απλούστερες μέθοδοι και προσομοιώματα. Για παράδειγμα, οι Isakovic et al (2003) πρότειναν τη χρήση ενός δείκτη ομοιομορφίας για ευθύγραμμες γέφυρες με ανισοϋπή βάθρα ως μια ένδειξη για το μέγεθος του αναμενόμενου σφάλματος, ενώ οι Isakovic et al (2008) δοκίμασαν την ακρίβεια διαφόρων μεθόδων ανάλυσης στατικής αντίστασης στην πρόβλεψη της συμπεριφοράς αυτών των γεφυρών. Τέλος, οι Paraskeva et al (2006) χρησιμοποίησαν μεθόδους ανάλυσης στατικής αντίστασης με πολλαπλές ιδιομορφές σε γέφυρες με οριζόντια καμπυλότητα. Η κλασική ανάλυση στατικής αντίστασης όμως είναι αμφιβόλου αξιοπιστίας για ανομοιομορφες ασύμμετρες κατασκευές (Krawinkler 1998) ενώ η προεκτασή της σε πολλαπλές ιδιομορφές (Chopra 2004) είναι δύσχρηστη για τον επαγγελματία μηχανικό. Καθώς όμως οι δυνατότητες των Η/Υ έχουν βελτιωθεί σημαντικά, τίθεται πλέον το ζήτημα κατά πόσο θα μπορούσαμε να πετύχουμε καλύτερες και πιο αξιόπιστες αναλύσεις χρησιμοποιώντας μη γραμμική δυναμική ανάλυση σε απλά ισοδύναμα μονοβάθμια συστήματα στον τρισδιάστατο χώρο.

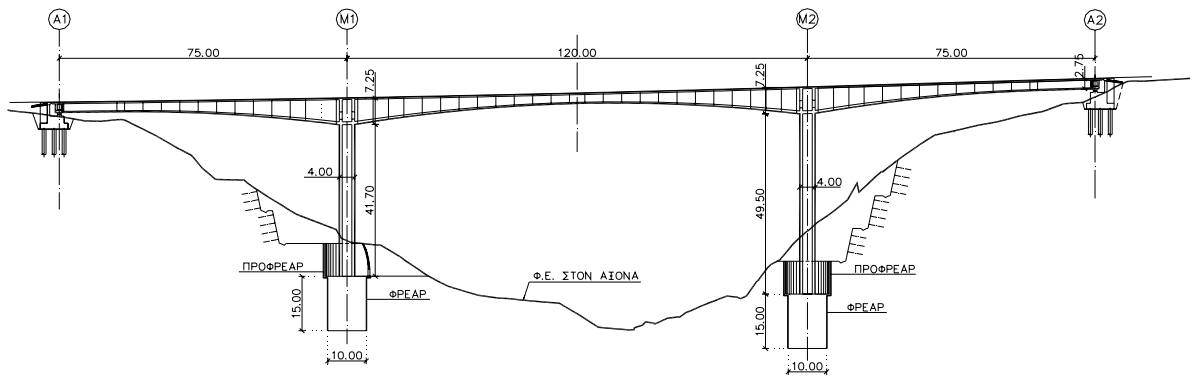
Προς τούτο θα μελετήσουμε μια γέφυρα με ακτίνα καμπυλότητας σε οριζόντιο επίπεδο  $R=320m$ . Πρόκειται για μια κατεχοχήν τρισδιάστατη κατασκευή η οποία λόγω σχήματος απαιτεί ταυτόχρονη σεισμική διέγερση σε δύο διευθύνσεις (Vamvatsikos 2005). Χρησιμοποιώντας μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις, θα εξεταστεί αρχικά το πλήρες προσομοίωμα της γέφυρας το οποίο θα συγκριθεί κατόπιν με εναλλακτικά ισοδύναμα μονοβάθμια προσομοιώματα.

## ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΓΕΦΥΡΑΣ

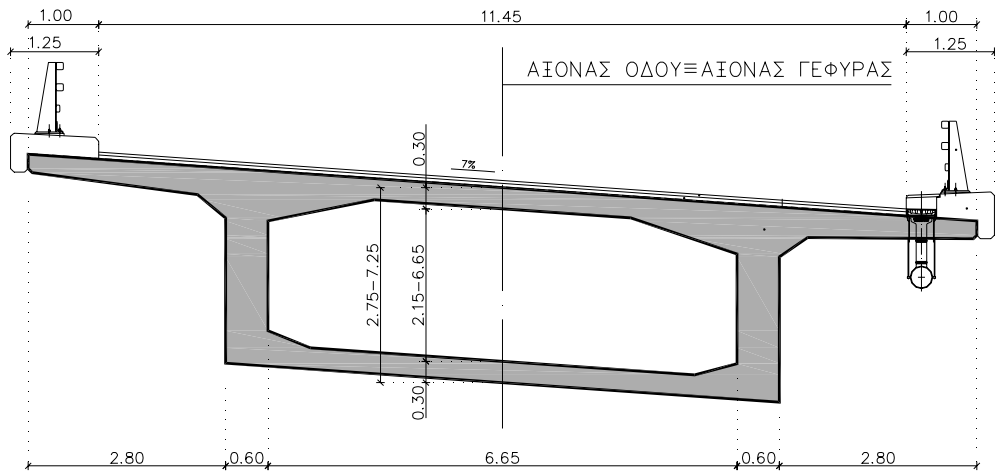
Η Γέφυρα Γ7 συνολικού μήκους 270m (Σχήμα 1), βρίσκεται στο τμήμα 3.5.1 της Εγνατίας Οδού (Μέτσοβο - Παναγιά). Ο άξονας χαράξεως της Γέφυρας οριζοντιογραφικά ακολουθεί τόξο κύκλου ακτίνας  $R = 320m$ , ενώ και στο κατακόρυφο επίπεδο η χάραξη ακολουθεί τόξο κύκλου ακτίνας  $R = -1000m$ . Η γέφυρα έχει επιλεγεί να κατασκευαστεί με τη μέθοδο της προβολοδομήσεως με επιτόπου σκυροδετήσεις.

Ο φορέας του καταστρώματος έχει κιβωτιοειδή διατομή μονής κυψέλης (Σχήμα 2). Τα μεσόβαθρα M1 και M2 έχουν κιβωτιοειδή διατομή  $4.0 \times 7.35m$  με ύψη κορμού 41.70m και 49.50m αντιστοίχως και συνδέονται μονολιθικώς με το φορέα της ανωδομής. Στα ακρόβαθρα A1 και A2 η στήριξη του καταστρώματος γίνεται επί εφεδράνων εγκιβωτισμένου ελαστικού

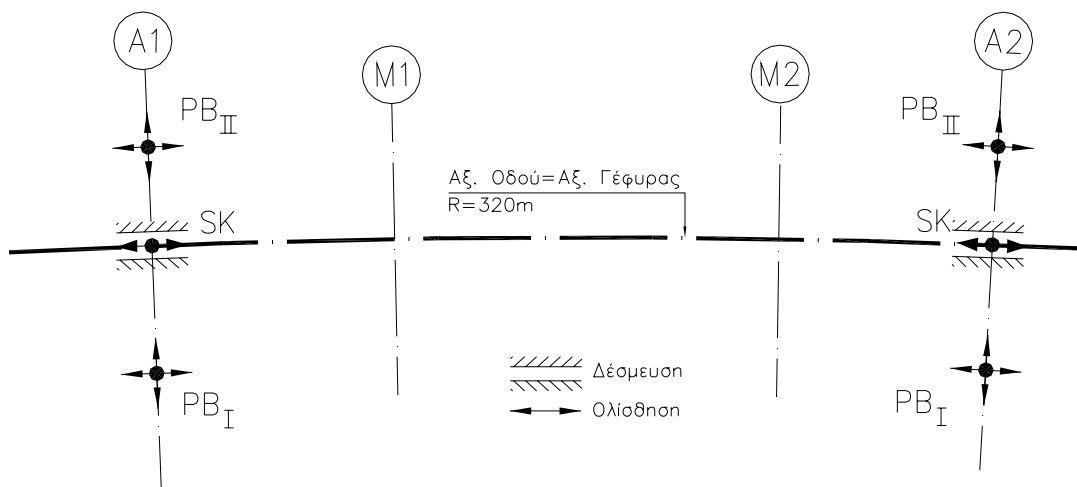
σημειακού τύπου (pot bearings) ελευθέρως κινητών. Στις θέσεις των ακροβάθρων η κινητότητα του καταστρώματος κατά την εγκάρσια κατεύθυνση είναι δεσμευμένη (Σχήμα 3).



Σχήμα 1. Κατά μήκος τομή της γέφυρας.



Σχήμα 2. Διατομή καταστρώματος.



Σχήμα 3. Συνθήκες στηρίξεως καταστρώματος.

Η δέσμευση εξασφαλίζεται με ειδικούς μεταλλικούς διατμητικούς συνδέσμους, οι οποίοι έχουν σχεδιαστεί ώστε να παραλαμβάνουν και μεταφέρουν τη δημιουργούμενη ένταση μέχρι τη στάθμη του σεισμού σχεδιασμού ( $q = 3$ ) πέραν από την οποία καθίστανται ανενεργοί. Η εγκάρσια δέσμευση για την περίπτωση μεγάλων σεισμικών διεγέρσεων εξασφαλίζεται από τις ωτίδες των ακροβάθρων οι οποίες μελετήθηκαν ώστε να εξυπηρετούν την απαίτηση αυτή. Για την απάλυνση τυχόν κρουστικών φαινομένων τοποθετούνται στις ωτίδες κατακόρυφα ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Μεταξύ ωτίδας και διαδοκίδας στηρίζεως δημιουργείται διάκενο ώστε η ενεργοποίηση του ως άνω σεισμικού συνδέσμου να γίνεται μετά την ανάπτυξη εγκάρσιας μετακινήσεως μεγαλύτερης από 10mm (η οποία βεβαίως προϋποθέτει υπέρβαση των ορίων σχεδιασμού του χαλύβδινου διατμητικού συνδέσμου).

Η θεμελίωση όλων των βάθρων είναι βαθιά: 14 έγχυτοι πάσσαλοι  $\varnothing 100$ , ελάχιστου μήκους 10m για τα ακρόβαθρα A1, A2 και φρέατα διαμέτρου 10m και μήκους 15m για τα μεσόβαθρα M1 και M2. Το γεωλογικό υπόβαθρο της περιοχής είναι βραχώδες (σερπεντινωμένοι γάββροι με υψηλό βαθμό ετερογένειας).

## **ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΠΛΗΡΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

### **Περιγραφή προσομοιώματος**

Για την προσομοίωση χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Seismostruct (Antonίου 2007). Πρόκειται για ένα σύγχρονο πρόγραμμα που προσφέρει τη δυνατότητα ανάπτυξης ρεαλιστικών μη γραμμικών προσομοιωμάτων με στοιχεία που προσεγγίζουν με ακρίβεια την πραγματική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επιπλέον παρέχεται η δυνατότητα για αξιόπιστη μη γραμμική δυναμική και στατική ανάλυση, ακόμα και σε συνθήκες που πλησιάζουν την κατάρρευση, επιτρέποντας την εκτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε όλες τις φάσεις λειτουργίας.

Το καταστρώμα της γέφυρας προσομοιώθηκε με ελαστικά στοιχεία δοκού-στύλου που τοποθετήθηκαν κατά τον κεντροβαρικό άξονα των διατομών. Η σύνδεση της ανωδομής με τα ακρόβαθρα έγινε με άκαμπτα στοιχεία μηδενικής μάζας στα άκρα των οποίων τοποθετήθηκαν τα εφέδρανα. Για τα βάθρα χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού-στύλου βασισμένα στην ευκαμψία (force-based elements) με διατομή ινών. Διακριτοποιήθηκαν χωριστά ο περισφυγμένος πυρήνας του σκυροδέματος, η επικάλυψη και ο οπλισμός. Συγκεκριμένα, για το σκυρόδεμα λάβαμε υπόψη την παρεχόμενη περίσφυξη, επιτρέποντας μεγαλύτερες πλαστιμότητες στον πυρήνα της ειδικά περισφυγμένης περιοχής.

Για τα εφέδρανα (pot bearings) χρησιμοποιήθηκαν ειδικά τοποθετημένα μονοαξονικά ελατήρια τα οποία προσομοιώνουν με ακρίβεια την ελευθερία κίνησης υπό τριβή, την εγκάρσια δέσμευση της γέφυρας από το κεντρικό εφέδρανο μέχρι του φορτίου των 250 τόνων και την επαφή με τα τοιχώματα του ακροβάθρου αλλά και την ύπαρξη ελαστομεταλλικών παρεμβυσμάτων στις ωτίδες για ανάληψη της εγκάρσιας μετατόπισης του άκρου της γέφυρας όταν διαρρεύσει ή σπάσει ο περιοριστής κίνησης. Κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στα δυο ακραία εφέδρανα κάθε ακροβάθρου χρησιμοποιήθηκε σύνδεσμος με δυσκαμψία 1MN/m ο οποίος περιορίζει την ανύψωση του καταστρώματος κατά τη σεισμική φόρτιση.

Τέλος, για τη βαρυτική φόρτιση της γέφυρας λήφθηκε υπόψη το ίδιο βάρος της, το ίδιο βάρος του οδοστρώματος 2.3kN/m<sup>2</sup>, το βάρος των πεζοδρομίων 13.75kN/m και το βάρος των στηθαίων 2x1.0kN/m, ενώ προστέθηκε και κινητό φορτίο 44kN/m.

### Ιδιομορφές γέφυρας

Σε πρώτη διερεύνηση της κατασκευής εκτελέστηκε ιδιομορφική ανάλυση. Οι δύο πρώτες ιδιομορφές της γέφυρας είναι κυρίως μεταφορικές του καταστρώματος. Η πρώτη ιδιομορφή είναι μια καμπτική ταλάντωση των βάθρων με μετατόπιση του καταστρώματος κατά τον διαμήκη άξονα (καθολικό y-άξονα). Η δεύτερη ιδιομορφή είναι μια καμπτική ταλάντωση των βάθρων με μετατόπιση του καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα (καθολικό x-άξονα). Η τρίτη ιδιομορφή είναι μια συμμετρική καμπτική ταλάντωση του καταστρώματος κατά την κατακόρυφη έννοια. Οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι είναι  $T_1 = 1.746s$ ,  $T_2 = 1.606s$  και  $T_3 = 0.896s$ . Πρέπει να σημειωθεί ότι λόγω της καμπυλότητας της γέφυρας και της ύπαρξης εγκάρσιου περιοριστικού συνδέσμου στα ακρόβαθρα, η εγκάρσια και διαμήκης ταλάντωση είναι μερικώς συζευγμένες με αποτέλεσμα οι δύο παραπάνω πρωτεύουσες ιδιομορφές να περιέχουν στοιχεία και εγκάρσιας και διαμήκης ταλάντωσης των βάθρων. Απλά στην πρώτη είναι πιο εμφανής η διαμήκης ταλάντωση ενώ στη δεύτερη η εγκάρσια.

### Επιλογή επιταχυνσιογραφημάτων

Χρειαζόμαστε ένα σχετικά ομοιογενές σύνολο καταγραφών το οποίο να προσεγγίζει το σεισμικό περιβάλλον της περιοχής όπου καλείται να λειτουργήσει η γέφυρα. Για λόγους πληρότητας θα χρησιμοποιηθούν 10 «τυπικά» επιταχυνσιογραφήματα από σεισμούς που έχουν καταγραφεί σε στιβαρό έδαφος χωρίς προβλήματα κατευθυντικότητας. Οι καταγραφές έχουν μέγεθος ροπής 6.6 – 6.9 και κοντινότερη απόσταση από το ρήγμα στην περιοχή των 15 – 31km. Αυτές μπορούν μέσω της μεθόδου της κλιμάκωσης να χρησιμοποιηθούν για να προσομοιώσουν ένα ευρύ φάσμα σεισμών, που μπορούν να φέρουν τη γέφυρα από την ελαστική περιοχή μέχρι την πλήρη κατάρρευση.

**Πίνακας 1.** Ο κατάλογος των δέκα καταγραφών με δύο οριζόντιες συνιστώσες.

Γεγονός Σταθμός	R <sup>1</sup> Km	Έδαφος <sup>2</sup>	$\phi_1$ <sup>3</sup> deg	$\phi_2$ <sup>3</sup> deg	PGA <sub>1</sub> g	PGA <sub>2</sub> g
<b>Superstition Hills 1987 (M=6.7)<sup>4</sup></b>						
1. Brawley (B-BRA)	18.2	C,D	225	315	0.16	0.12
2. El Centro Imp. Co Cent (B-ICC)	13.9	C,D	000	090	0.36	0.26
<b>San Fernando, 1971 (M=6.6)</b>						
3. Canoga Park - Topanga Can (CNP)	15.8	C,D	106	196	0.36	0.42
4. LA N Faring Rd (FAR)	23.9	C,B	000	090	0.27	0.24
5. LA Centinela St (CEN)	30.9	C,D	155	245	0.47	0.32
<b>Loma Prieta 1989 (M=6.9)</b>						
6. Halls Valley (HVR)	31.6	C,C	000	090	0.13	0.10
7. Agnews State Hospital (AGW)	28.2	C,D	000	090	0.17	0.16
8. Anderson Dam Downstrm (AND)	21.4	B,D	270	360	0.24	0.24
9. Coyote Lake Dam Downstrm (CLD)	22.3	B,D	195	285	0.16	0.18
10. Hollister South & Pine (HDA)	28.8	-,D	000	090	0.37	0.18

<sup>1</sup> Κοντινότερη απόσταση από το ρήγμα

<sup>2</sup> Ταξινόμηση εδάφους κατά USGS, Geomatrix

<sup>3</sup> Συνιστώσα

<sup>4</sup> Μέγεθος σεισμού (moment magnitude)

## ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΛΗΡΟΥΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Σαν πρώτο βήμα για την κατανόηση των ιδιοτήτων της γέφυρας διερευνάται ο ρόλος της ταυτόχρονης διέγερσης και κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις καθώς και η επιρροή της καμπυλότητας στο οριζόντιο επίπεδο. Προς τούτο πραγματοποιούνται μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις για τις καταγραφές του Πίνακα 1 με συντελεστές κλιμάκωσης 1, 2, 4 και 6 για κάθε μία από τις παρακάτω περιπτώσεις:

1. Προσομοίωμα καμπύλης γέφυρας ( $R = 320\text{m}$ ) με ταυτόχρονη διέγερση και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις (ένδειξη «Bridge  $R=320\text{m}$ »).
2. Προσομοίωμα καμπύλης γέφυρας ( $R = 320\text{m}$ ) με διέγερση σε μία οριζόντια διεύθυνση κάθε φορά (ένδειξη «Bridge  $R=320\text{m} - X$ » ή «Bridge  $R=320\text{m} - Y$ » αντίστοιχα).
3. Προσομοίωμα ευθύγραμμης γέφυρας ( $R = +\infty$ ) με ταυτόχρονη διέγερση και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις (ένδειξη «Bridge  $R=\infty$ »).

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αξιολογούνται με μέτρο απόκρισης τη μέγιστη μετακίνηση του κεντρικού κόμβου του καταστρώματος. Χρησιμοποιώντας γραμμική παλινδρόμηση εξάγεται σε κάθε περίπτωση η μέση τιμή για 10 καταγραφές για δεδομένες στάθμες φασματικής επιτάχυνσης  $S_a(T_1, 5\%)$ . Στα διαγράμματα που ακολουθούν (Σχήμα 4) παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα από δύο καταγραφές. Τα αποτελέσματα για την εγκάρσια (X) και τη διαμήκη (Y) απόκριση καθώς και για το διανυσματικό τους άθροισμα (SRSS) παρουσιάζονται στα Σχήματα 5,6,7 (Πίνακες 2,3,4).

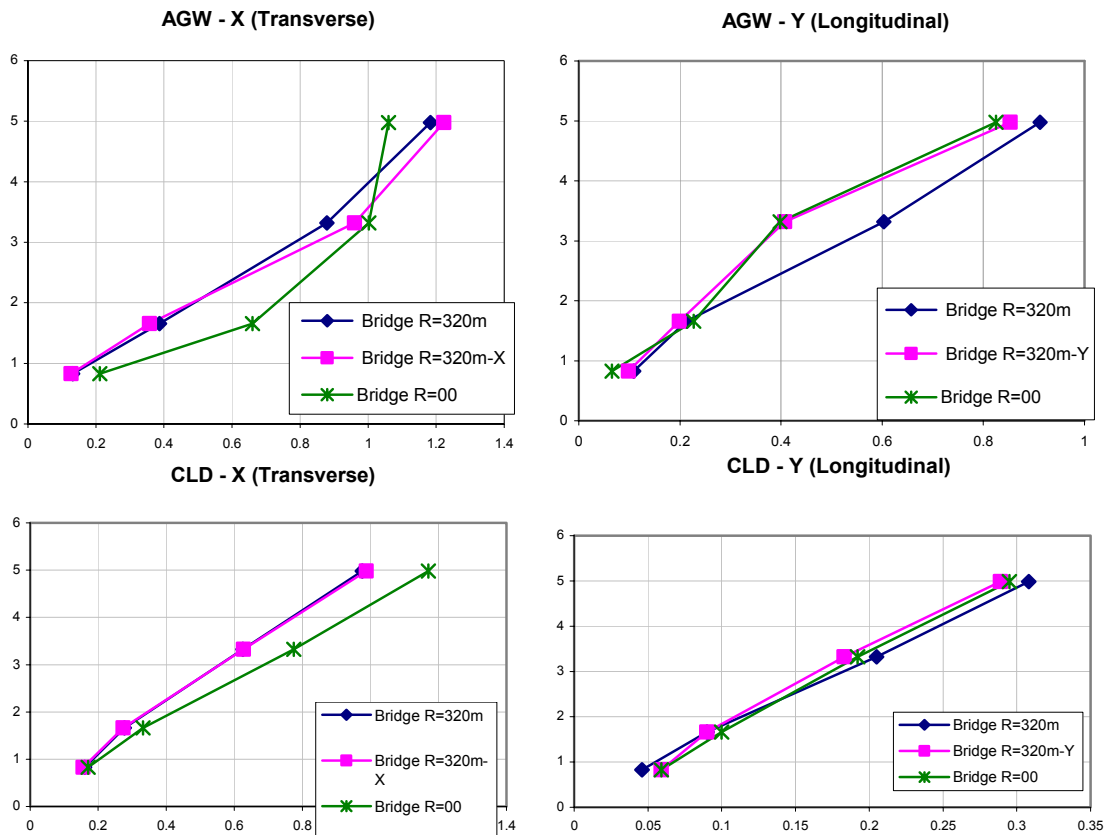
**Πίνακας 2.** Διασπορά και σφάλματα μέσω των τιμών απόκρισης για την εγκάρσια μετατόπιση.

$S_a(T_1, 5\%)$	Μέση Απόκριση Bridge $R=320\text{m}$	Συντελ. Διασποράς Bridge $R=320\text{m}$	Σφάλμα Bridge $R=320\text{m} - X$	Σφάλμα Bridge $R=\infty$
0.5	0.0771	87%	17%	81%
1.0	0.1569	58%	7%	45%
1.5	0.2367	52%	5%	33%
2.0	0.3165	50%	3%	27%
2.5	0.3963	49%	2%	23%
3.0	0.4761	49%	2%	21%
3.5	0.5559	49%	2%	19%
4.0	0.6357	49%	1%	18%
4.5	0.7155	49%	1%	17%
5.0	0.7953	49%	1%	16%
5.5	0.8751	49%	1%	16%

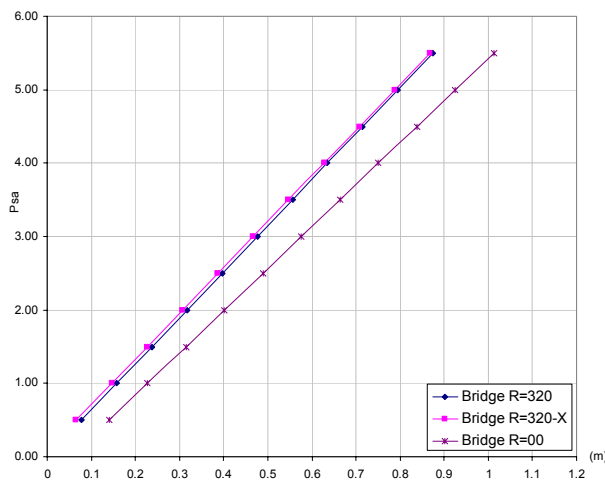
**Πίνακας 3.** Διασπορά και σφάλματα μέσω των τιμών απόκρισης για τη διαμήκη μετατόπιση.

$S_a(T_1, 5\%)$	Μέση Απόκριση Bridge $R=320\text{m}$	Συντελ. Διασποράς Bridge $R=320\text{m}$	Σφάλμα Bridge $R=320\text{m} - Y$	Σφάλμα Bridge $R=\infty$
0.5	0.0388	104%	34%	-20%
1.0	0.0880	48%	22%	-11%
1.5	0.1334	41%	15%	-6%
2.0	0.1788	41%	12%	-3%
2.5	0.2242	42%	11%	-2%
3.0	0.2696	43%	10%	-1%
3.5	0.3150	44%	9%	0%
4.0	0.3605	44%	8%	0%
4.5	0.4059	45%	8%	1%

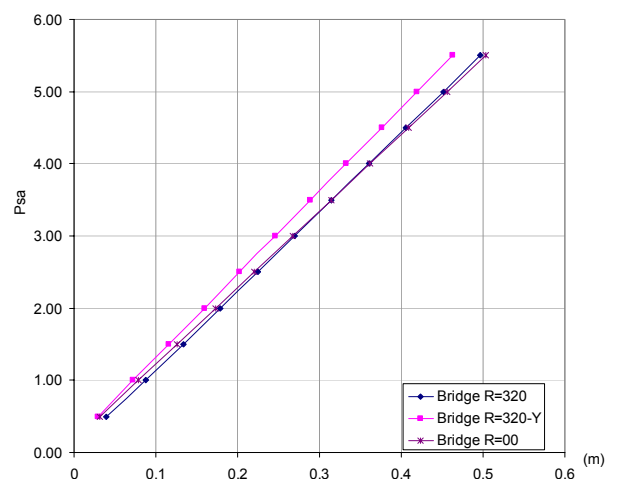
5.0	0.4513	46%	8%	1%
5.5	0.4967	46%	7%	1%



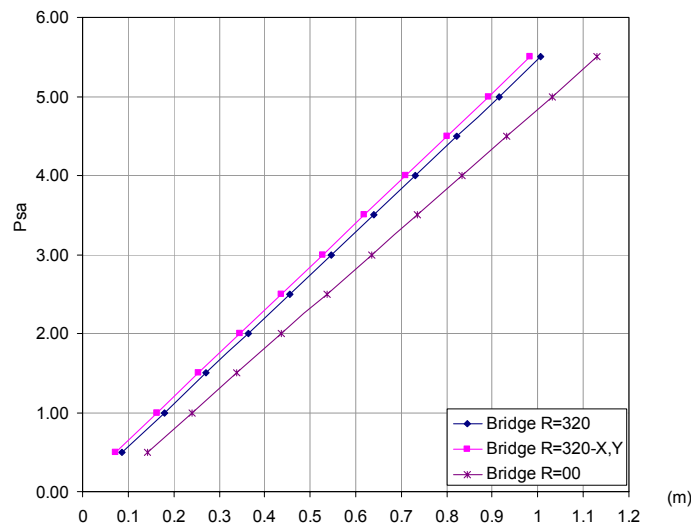
**Σχήμα 4.** Διαγράμματα εγκάρσιας και διαμήκους μετατόπισης  $\Delta_{max}$  (m) μεσαίου κόμβου καταστρώματος για 4 καταγραφές ως προς την φασματική επιτάχυνση  $S_a(T_{1,5\%})$ .



**Σχήμα 5.** Μέσες τιμές της μέγιστης εν χρόνω εγκάρσιας μετατόπισης για 10 καταγραφές.



**Σχήμα 6.** Μέσες τιμές της μέγιστης εν χρόνω διαμήκους μετατόπισης για 10 καταγραφές.



**Σχήμα 7.** Μέσες τιμές της μέγιστης εν χρόνως συνολικής μετατόπισης για 10 καταγραφές.

**Πίνακας 4.** Διασπορά και σφάλματα τιμών για τη μέση τιμή της συνολικής SRSS μετατόπισης.

Sa (T <sub>1,5%</sub> )	Μέση Απόκριση Bridge R=320m	Σφάλμα Bridge R=320m X + Y	Σφάλμα Bridge R=∞
0.5	0.0863	-50%	66%
1.0	0.1799	-32%	34%
1.5	0.2717	-25%	25%
2.0	0.3635	-21%	20%
2.5	0.4553	-19%	18%
3.0	0.5472	-17%	16%
3.5	0.6390	-16%	15%
4.0	0.7308	-15%	14%
4.5	0.8226	-14%	13%
5.0	0.9144	-13%	13%
5.5	1.0062	-13%	12%

Σε ό,τι αφορά την επιρροή της ταυτόχρονης διέγερσης και κατά τις δύο διευθύνσεις βλέπουμε ότι αν εκτελέσουμε χωριστές αναλύσεις σε κάθε άξονα δεν έχουμε σημαντικά σφάλματα. Το σφάλμα κατά την εγκάρσια διεύθυνση είναι αμελητέο ενώ κατά τη διαμήκη διεύθυνση είναι της τάξεως του 10%. Από τις ιδιομορφές της γέφυρας, όπως αναφέρθηκε, οι ταλαντώσεις κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις είναι μόνο μερικώς συζευγμένες. Είναι σαφές ότι όταν η γέφυρα διεγείρεται κατά την εγκάρσια διεύθυνση, υπάρχει και μία ταλάντωση κατά την διαμήκη διεύθυνση. Έτσι παρουσιάζεται ένα μικρό σφάλμα λόγω της μη ταυτόχρονης διέγερσης του προσομοιώματος. Όπως θα δούμε και παρακάτω (από τα διαγράμματα στατικής αντίστασης) το αντίθετο δεν ισχύει. Δηλαδή η συνεισφορά της διαμήκους ταλάντωσης στην εγκάρσια διεύθυνση είναι πολύ μικρή και έτσι η ύπαρξη μηδαμινού σφάλματος κατά την εγκάρσια διεύθυνση είναι αναμενόμενη. Τα αυξημένα σφάλματα σε χαμηλά επίπεδα έντασης προέρχονται από την γραμμική παλινδρόμηση η οποία γενικά έχει μειωμένη πιστότητα ως προς τα αρχικά δεδομένα για ακραίες τιμές.

Σχετικά με την επιρροή της οριζόντιας καμπυλότητας της γέφυρας παρατηρούμε ότι, εν αντιθέσει με προηγουμένως, η αναίρεσή της επηρεάζει κυρίως την εγκάρσια διεύθυνση. Αυτό αποτυπώνεται στα αποτελέσματα με ένα σφάλμα της τάξεως του 15% ενώ κατά την διαμήκη διεύθυνση το σφάλμα είναι ελάχιστο (1%). Σε κάθε περίπτωση πάντως τα σφάλματα που



παρατηρούμε κατά την εγκάρσια, τη διαμήκη, και τη συνολική μετατόπιση είναι ελάχιστα σε σχέση με τη διασπορά των αποτελεσμάτων από καταγραφή σε καταγραφή.

Βέβαια οφείλουμε να τονίσουμε ότι οι μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις σε ακριβή προσομοιώματα έχουν σοβαρό κόστος. Επιπλέον χρειάζεται σημαντική προσπάθεια προσομοίωσης, συχνά με προγράμματα που δεν είναι γνωστά στον τεχνικό κόσμο, με δύσκολη σύγκλιση των υπολογισμών και μεγάλες πιθανότητες για λάθος συμπεράσματα. Για τους παραπάνω λόγους οδηγούμαστε στην αναζήτηση απλούστερων μεθόδων ανάλυσης μέσω της χρήσης ισοδύναμων μονοβάθμιων ταλαντωτών.

## ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΤΑΛΑΝΤΩΤΗ

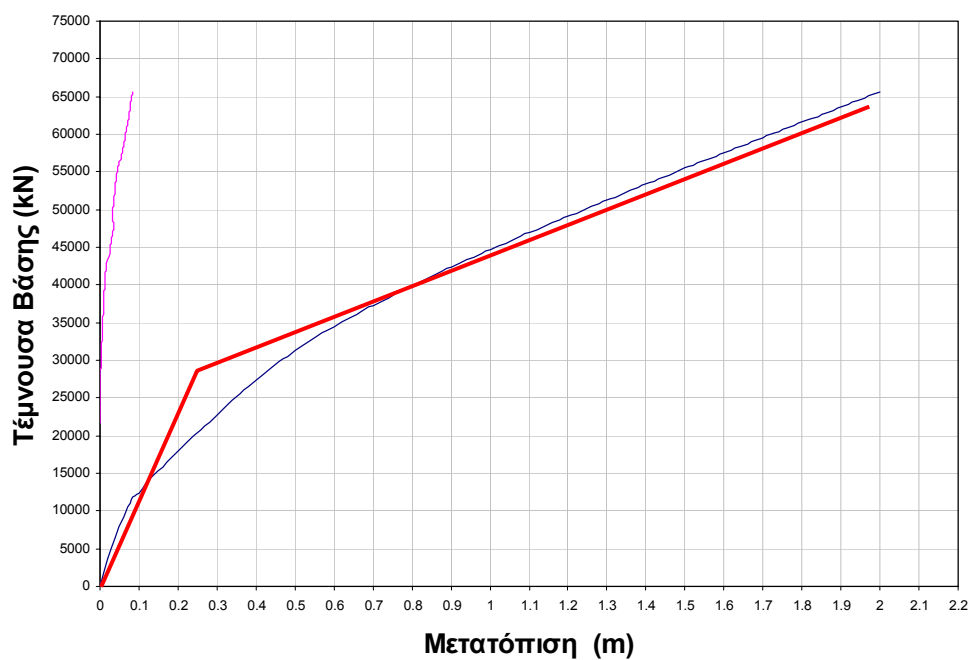
Για την απλούστευση της ανάλυσης, σε επίπεδο τέτοιο ώστε να μπορεί να πραγματοποιηθεί εύκολα και γρήγορα από τον μέσο μελετητή, επιλέγεται το μοντέλο ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Σκοπός είναι η πιστοποίηση της μεθόδου και η ποσοτικοποίηση του σφάλματος όταν τη χρησιμοποιούνται εναλλακτικών σχέσεις δύναμης-μετατόπισης, συζευγμένες ή μη στις δύο διευθύνσεις. Εξετάζονται, λοιπόν, οι εξής περιπτώσεις:

1. Μονοβάθμιος ταλαντωτής με διγραμμική ανεξάρτητη συμπεριφορά ανά διεύθυνση (*SDOF Bilinear Uncoupled*) στο πρόγραμμα Seismostruct (Antonίου 2007).
2. Μονοβάθμιος ταλαντωτής με διγραμμική συμπεριφορά και σύζευξη των δύο διευθύνσεων με αλληλεπίδραση των αντοχών (*SDOF Bilinear Coupled*) στο πρόγραμμα Bispec (Hachem 2000).
3. Μονοβάθμιος ταλαντωτής με εξελιγμένη συμπεριφορά η οποία λαμβάνει υπόψη τον ακριβή βρόγχο απόκρισης υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση (*SDOF Pinched Uncoupled*) στο πρόγραμμα OpenSEES (McKenna 2001).

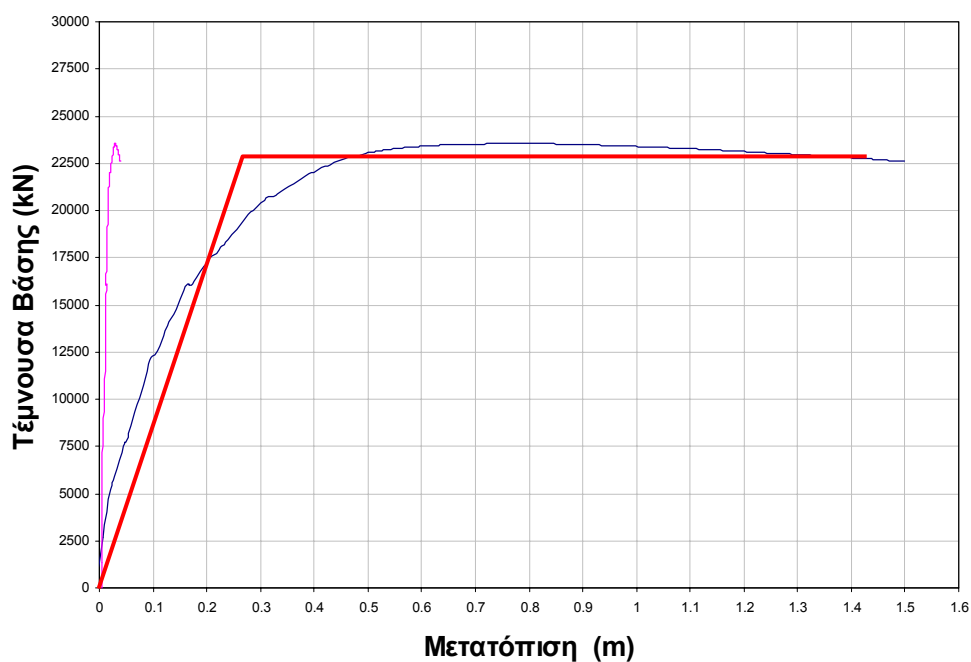
Για τον προσδιορισμό της σχέσης δύναμης μετατόπισης εκτελέστηκαν αναλύσεις στατικής αντίστασης στο πλήρες μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων του φορέα ανά διεύθυνση και ανά φορά (ιδιαίτερα όταν δεν υπάρχει συμμετρία στο οριζόντιο επίπεδο). Σε κάθε περίπτωση εφαρμόζουμε απλώς ίσα φορτία στις κορυφές των μεσοβάθρων. Στα Σχήματα 8,9 φαίνεται η καμπύλη στατικής αντίστασης καθώς και η διγραμμική σχέση δύναμης-μετατόπισης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή (περίπτώσεις 1 και 2) κατά την εγκάρσια και διαμήκη διεύθυνση αντίστοιχα. Παρατηρούμε ότι κατά την εγκάρσια διεύθυνση υπάρχει σημαντική κράτυνση του πλαστικού κλάδου ενώ κατά την διαμήκη διεύθυνση έχουμε μία καθαρή ελαστοπλαστική συμπεριφορά.

Στα Σχήματα 10,11 φαίνεται η καμπύλη στατικής αντίστασης υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση καθώς και η εξελιγμένη σχέση δύναμης-μετατόπισης (pinched) του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή (περίπτωση 3).

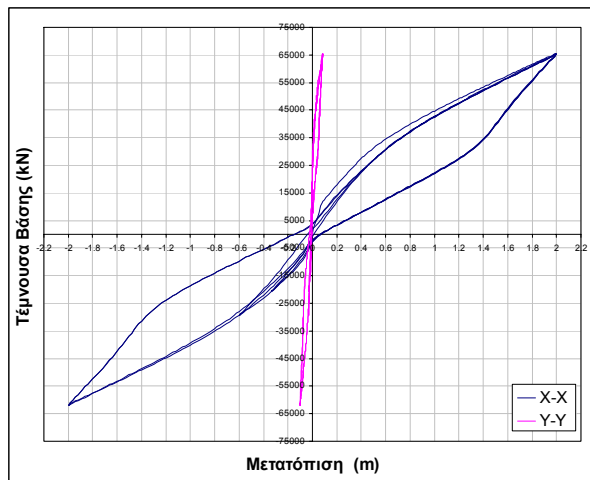
Από δοκιμές που έγιναν, η επιλογή των χαρακτηριστικών του ελαστικού κλάδου (ακαμψία, δύναμη διαρροής), επηρεάζουν τα αποτελέσματα σημαντικά μόνο όταν η συμπεριφορά της γέφυρας είναι κοντά στην ελαστική περιοχή. Οι αναλύσεις αυτές όμως έχουν σαν σκοπό την μελέτη της απόκρισης του φορέα όταν αυτή έχει μπει αρκετά στην πλαστική περιοχή για την οποία η παραπάνω επιλογή έχει μικρή επιρροή.



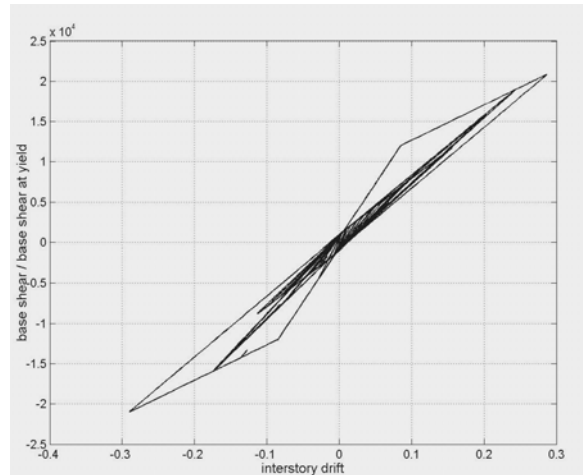
**Σχήμα 8.** Καμπύλη στατικής αντίστασης και διγραμμική σχέση δύναμης-μετατόπισης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή κατά την εγκάρσια διεύθυνση.



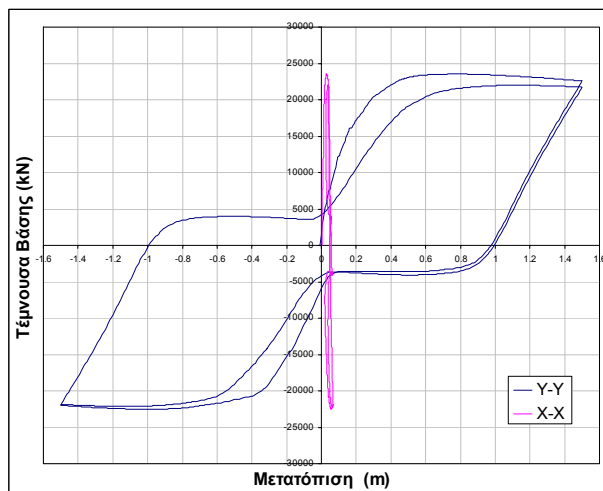
**Σχήμα 9.** Καμπύλη στατικής αντίστασης και διγραμμική σχέση δύναμης-μετατόπισης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή κατά τη διαμήκη διεύθυνση.



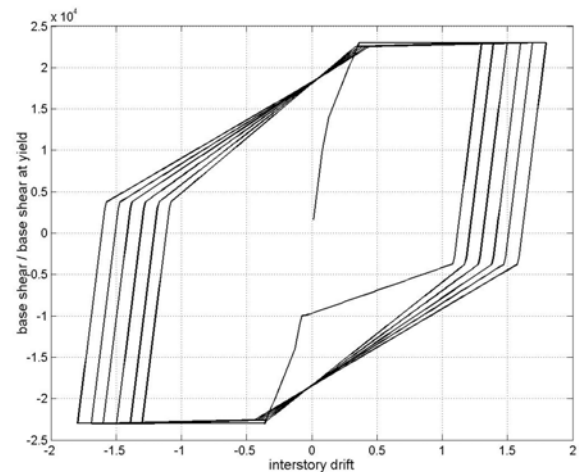
**Σχήμα 10α.** Καμπύλη στατικής αντίστασης κατά την εγκάρσια διεύθυνση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.



**Σχήμα 10β.** Σχέση δύναμης-μετατόπισης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή κατά την εγκάρσια διεύθυνση στο Opensees



**Σχήμα 11α.** Καμπύλη στατικής αντίστασης κατά τη διαμήκη διεύθυνση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.



**Σχήμα 11β.** Σχέση δύναμης-μετατόπισης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή κατά τη διαμήκη διεύθυνση στο Opensees

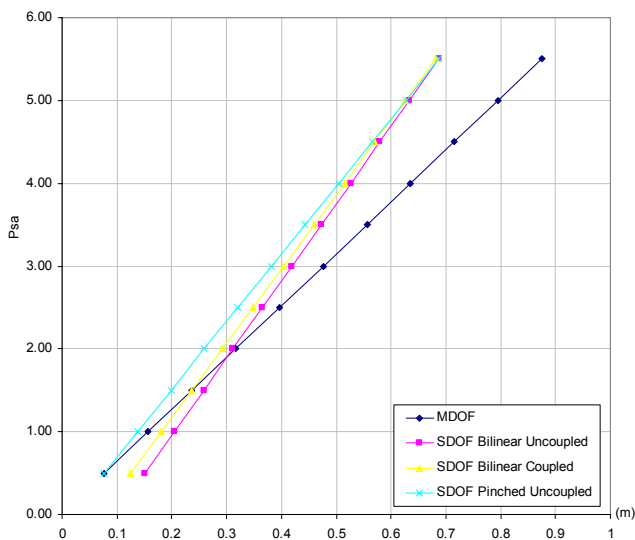
## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΤΑΛΑΝΤΩΤΗ

Πραγματοποιούνται μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις στα απλοποιημένα μονοβάθμια προσομοίωμα (περιπτώσεις 1 – 3) για τις 10 καταγραφές του Πίνακα 1 με συντελεστές κλιμάκωσης 1,2,4 και 6. Το υπολογιστικό κόστος για τις αναλύσεις είναι σημαντικά μικρότερο σε σχέση με το πλήρες προσομοίωμα και μετράται σε λεπτά αντί για ώρες.

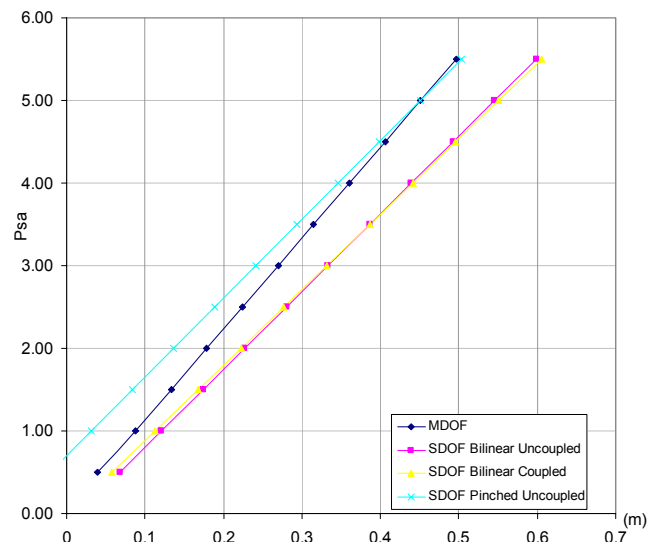
Χρησιμοποιώντας τις ίδιες μεθόδους όπως και προηγουμένως εξάγουμε τις μέσες τιμές των μετατοπίσεων κατά την εγκάρσια και τη διαμήκη διεύθυνση καθώς και το διανυσματικό τους άθροισμα. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε κοινά διαγράμματα προς σύγκριση και για τις τρεις περιπτώσεις αναλύσεων που έγιναν (Σχήματα 12,13,14 και Πίνακες 5,6,7). Επίσης εκτιμάται η αβεβαιότητα των τιμών των μέγιστων μετατοπίσεων καθώς και το σφάλμα κάθε απλούστερης ανάλυσης σε σχέση με την αρχική.

**Πίνακας 5.** Αβεβαιότητες και σφάλματα τιμών για την εγκάρσια μετατόπιση.

Sa (T <sub>1</sub> ,5%)	Μέση Απόκριση Bridge R=320m	Συντελ. Διασποράς Bridge R=320m	Σφάλμα Uncouple d Bilinear	Σφάλμα Couple d Bilinear	Σφάλμα Uncouple d Pinched
0.5	0.0771	87%	96%	62%	-1%
1.0	0.1569	58%	30%	15%	-12%
1.5	0.2367	52%	9%	0%	-16%
2.0	0.3165	50%	-2%	-8%	-18%
2.5	0.3963	49%	-8%	-12%	-19%
3.0	0.4761	49%	-12%	-15%	-20%
3.5	0.5559	49%	-15%	-17%	-20%
4.0	0.6357	49%	-17%	-19%	-21%
4.5	0.7155	49%	-19%	-20%	-21%
5.0	0.7953	49%	-20%	-21%	-21%
5.5	0.8751	49%	-21%	-22%	-21%



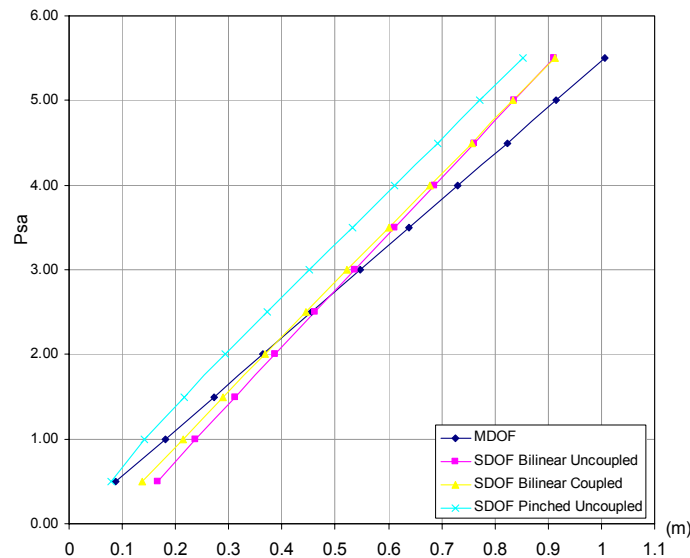
**Σχήμα 12.** Μέσες τιμές των εν χρόνω μεγίστων της εγκάρσιας μετατόπισης για 10 καταγραφές.



**Σχήμα 13.** Μέσες τιμές των εν χρόνω μεγίστων της διαμήκου μετατόπισης για 10 καταγραφές.

**Πίνακας 6.** Αβεβαιότητες και σφάλματα τιμών για τη διαμήκη μετατόπιση.

Sa (T <sub>1</sub> ,5%)	Μέση Απόκριση Bridge R=320m	Συντελ. Διασποράς Bridge R=320m	Σφάλμα Uncouple d Bilinear	Σφάλμα Couple d Bilinear	Σφάλμα Uncouple d Pinched
0.5	0.0388	104%	76%	50%	-155%
1.0	0.0880	48%	38%	28%	-65%
1.5	0.1334	41%	31%	26%	-37%
2.0	0.1788	41%	27%	24%	-24%
2.5	0.2242	42%	25%	24%	-16%
3.0	0.2696	43%	24%	23%	-11%
3.5	0.3150	44%	23%	23%	-7%
4.0	0.3605	44%	22%	22%	-4%
4.5	0.4059	45%	21%	22%	-2%
5.0	0.4513	46%	21%	22%	0%
5.5	0.4967	46%	21%	22%	1%



**Σχήμα 14.** Μέσες τιμές των εν χρόνω μεγίστων της συνολικής μετατόπισης για 10 καταγραφές.

**Πίνακας 7.** Αβεβαιότητες και σφάλματα τιμών για την συνολική SRSS μετατόπιση.

$S_a (T_1, 5\%)$	Μέση Απόκριση Bridge R=320m	Σφάλμα Uncouple d Bilinear	Σφάλμα Couple d Bilinear	Σφάλμα Uncouple d Pinched
0.5	0.0863	92%	60%	-8%
1.0	0.1799	32%	19%	-22%
1.5	0.2717	15%	7%	-21%
2.0	0.3635	6%	1%	-19%
2.5	0.4553	1%	-2%	-18%
3.0	0.5472	-2%	-4%	-17%
3.5	0.6390	-4%	-6%	-17%
4.0	0.7308	-6%	-7%	-16%
4.5	0.8226	-7%	-8%	-16%
5.0	0.9144	-9%	-9%	-16%
5.5	1.0062	-9%	-9%	-15%

Παρατηρούμε ότι και στις τρεις περιπτώσεις (1,2 και 3) το σφάλμα των αποτελεσμάτων κυμαίνεται στα επίπεδα 15-25% και οι διαφορές που παρατηρούνται είναι κυρίως ποιοτικές. Μάλιστα, το σφάλμα είναι μικρότερο από την διασπορά της απόκρισης του πλήρους προσομοιώματος από καταγραφή σε καταγραφή.

Πιο συγκεκριμένα, βλέπουμε ότι στη διαμήκη διεύθυνση τα αποτελέσματα είναι σχεδόν ταυτόσημα, στην εγκάρσια διεύθυνση όμως όταν λαμβάνεται η αλληλεπίδραση των δύο διευθύνσεων, η κλίση της γραμμής των αποτελεσμάτων πλησιάζει περισσότερο αυτή της ακριβούς προσομοίωσης. Εκτιμάται ότι σε πιο περίπλοκες περιπτώσεις, όπου οι δύο ταλαντώσεις θα είναι περισσότερο συζευγμένες η προσομοίωση με αυτή την θεώρηση θα οδηγεί με πιο ξεκάθαρο τρόπο σε καλύτερα αποτελέσματα. Επιπλέον είναι σαφές από τη χρήση του πιο εξελιγμένου μοντέλου δύναμης μετατόπισης ότι η μορφή της αποφόρτισης παίζει σημαντικό ρόλο. Στην εγκάρσια διεύθυνση η ευθεία μέσης απόκρισης έχει την ορθότερη κλίση σε σχέση με τις δύο άλλες περιπτώσεις. Στην διαμήκη διεύθυνση έχει τα καλύτερα αποτελέσματα και το μικρότερο σφάλμα ειδικά στις προχωρημένες πλαστικές

περιοχές. Ούτως ή άλλως όμως ακόμα και η χρήση του απλού ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή διγραμμική σχέση δύναμης-μετατόπισης σε κάθε διεύθυνση χρήση μπορεί να δώσει γρήγορα ικανοποιητικά αποτελέσματα. Τέλος αξίζει να αναφερθεί ακόμα και ο απλούστερος ισοδύναμος ταλαντωτής επιτυγχάνει άριστη εκτίμηση της διασποράς του πλήρους προσομοιώματος, ένα στοιχείο που δεν εξάγεται από την ανάλυση στατικής αντίστασης και είναι εξαιρετικά χρήσιμο για την πληρέστερη αξιολόγηση της κατασκευής.

Θα πρέπει όμως ανάλογα με το μοντέλο και τον τύπο του φορέα να εκτιμηθεί η σύζευξη των ταλαντώσεων καθώς και η μορφή της αποφόρτισης του φορέα σε κάθε διεύθυνση έτσι ώστε αυτά να ληφθούν υπόψη κατά την ανάλυση. Στο παράδειγμά μας τα παραπάνω στοιχεία φαίνεται να παίζουν σχετικά μικρό ρόλο δεν μπορεί να υποβαθμιστεί όμως η σημασία τους για διαφορετικές περιπτώσεις. Αξίζει όμως να τονιστεί ότι για την εξαγωγή της σχέσης δύναμης-μετατόπισης βοηθάει η πραγματοποίηση αναλύσεων στατικής αντίστασης με εναλλαγή προσήμου στα φορτία και την πραγματοποίηση περισσοτέρων του ενός κύκλου. Όταν είναι διαθέσιμα προγράμματα με πολλές επιλογές για το σχήμα των υστερητικών βρόγχων αυτά τα δεδομένα θα βοηθήσουν στη σωστή επιλογή.

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Πραγματοποιήθηκε αναλυτική προσομοίωση μιας τυπικής γέφυρας προβολοδομήσεως τριών ανοιγμάτων και εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της υπό πολλαπλές απλοποιητικές παραδοχές. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι μπορούν να γίνουν εκτεταμένες απλοποιήσεις κατά την ανάλυση της κατασκευής και το σφάλμα να παραμείνει χαμηλότερο της διασποράς που παρατηρείται κατά τη δυναμική ανάλυση του πλήρους προσομοιώματος. Είτε αγνοήσουμε την καμπυλότητα, είτε εφαρμόσουμε τη σεισμική διέγερση χωριστά σε κάθε διεύθυνση αντί ταυτόχρονα, τα αποτελέσματα για το πολυβάθμιο μοντέλο λίγο διαφέρουν. Αν επιχειρήσουμε να χρησιμοποιήσουμε δυναμικές αναλύσεις σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα τα σφάλματα αυξάνονται αλλά και πάλι παραμένουν εντός των αποδεκτών ορίων ενώ η εκτέλεση των αναλύσεων απλοποιείται σημαντικά. Σε κάθε περίπτωση, παρατηρούμε ότι υπάρχουν μεγάλα περιθώρια για την απλοποιημένη εκτίμηση γεφυρών προβολοδόμησης με δυναμική ανάλυση δίνοντας τη δυνατότητα για απλή και αξιόπιστη εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς τους από επαγγελματίες μηχανικούς σύμφωνα με τις πλέον εξελιγμένες οδηγίες ανάλυσης με βάση την επιτελεσματικότητα.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Antonίου S., and Pinho R., (2007), *Seismostruct Analysis Program (Version 4.0)*, Seismosoft, <http://www.seismosoft.com/SeismoStruct/index.htm>.
- Chopra A.K., and Goel R.K., (2004), "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(8), pp. 903–927.
- Hachem M.M., (2000), *Bispec Help Manual (Version 1.0)*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA. <http://www.ce.berkeley.edu/~hachem/BispecHelp/BispecHelpManual.pdf>
- Isakovic T., Fischinger M., and Kante P., (2003), "Bridges: when is single mode seismic analysis adequate?", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers—Structures and Buildings*, 156(2), pp. 165–173.

- Isakovic T., Lazaro M.P.N., and Fischinger M., (2008), "Applicability of pushover methods for the seismic analysis of single-column bent viaducts", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, (in press).
- Krawinkler H., and Seneviratna G.D.P.K., (1998), "Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Engineering Structures*, 20(4–6), pp. 452–464.
- McKenna F., and Fenves G.L., (2001), *The OpenSees Command Language Manual - Version 1.2.*, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley.
- Paraskeva T.S., Kappos A.J, and Sextos A.G., (2006), "Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, pp. 1269–1293.
- Vamvatsikos D., and Sigalas I., (2005), "Seismic performance evaluation of a horizontally curved highway bridge using incremental dynamic analysis in 3D", *Proceedings of the 4<sup>th</sup> European Workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures*. Thessaloniki, Greece.