

## **ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ (ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8)**

**Παναγιώτης Καζαντζής**  
Μηχανολόγος Μηχανικός  
e-mail: [pkazan@ccs.gr](mailto:pkazan@ccs.gr)

**Στέλιος Πετρίδης**  
Πολιτικός Μηχανικός  
e-mail: [spetridis@mail](mailto:spetridis@mail)

**Ιωάννης Παλαμάς**  
Δρ. Πολιτικός Μηχανικός  
e-mail: [jpalamas@ccs.gr](mailto:jpalamas@ccs.gr)

Computer Control Systems S.A. Μαρούσι, Ελλάδα

### **1. ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Μη γραμμικές μέθοδοι εφαρμόζονται στη δυναμική ανάλυση πολύπλοκων κατασκευών συνήθως για την πρόβλεψη της αστοχίας τους σε σεισμική καταπόνηση. Οι αναλύσεις αυτές εφαρμόζονται στη πράξη, στην περίπτωση δυναμικής ανάλυσης γεφυρών υπό σεισμική διέγερση, όταν χρησιμοποιείται ειδικός αντισεισμικός εξοπλισμός όπως υδραυλικοί αποσβεστήρες στα εφέδρανα, με μη γραμμικό νόμο συμπεριφοράς. Σκοπός της εργασίας είναι η παρουσίαση μίας μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης σύμμικτης γέφυρας υπό πολλαπλά επιταχυνσιογραφήματα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

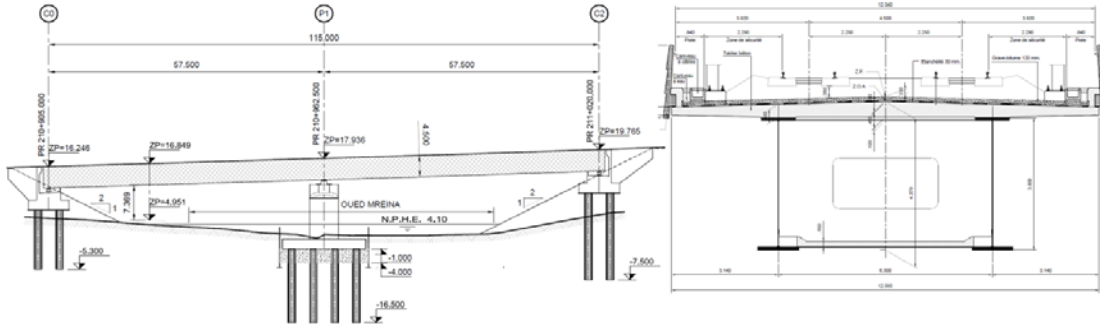
### **2. ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Οι γέφυρες συνήθως, είναι από στατική άποψη σχετικά απλές κατασκευές, λόγω της μικρής υπερστατικότητας που διαθέτουν. Η μικρή υπερστατικότητα αποτελεί μειονέκτημα στην περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού που θα οδηγήσει την κατασκευή σε οριακό σημείο. Η αντισεισμική μελέτη των γεφυρών είναι κρίσιμος παράγοντας, ιδιαίτερα σε περιοχές με αυξημένη σεισμική δραστηριότητα. Το αντικείμενο του αντισεισμικού σχεδιασμού είναι ο υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων και η κατανομή τους στις στηρίξεις του καταστρώματος (ακρόβαθρα και βάθρα). Τα φορτία εξαρτώνται κυρίως από τη μάζα του καταστρώματος και λιγότερο από τη μάζα των βάθρων, ενώ η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα βάθρα εξαρτάται από την διαμόρφωση του φορέα στη διαμήκη διεύθυνση, τον τρόπο σύνδεσης του καταστρώματος με τα βάθρα, τη δυσκαμψία των βάθρων και την ελαστικότητα της θεμελίωσης. Ένα αξιόπιστο μοντέλο υπολογισμού της σεισμικής συμπεριφοράς μίας γέφυρας πρέπει να περιλαμβάνει όλα τα δομικά στοιχεία της γέφυρας, το κατάστρωμα τα βάθρα και τη θεμελίωση.

### **3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΕΙ ΜΡΕΙΝΑ**

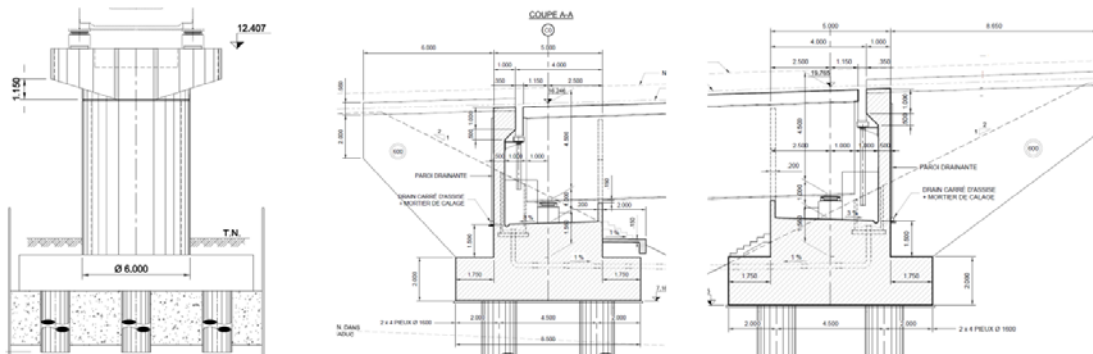
Η γέφυρα El Mreina, μήκους 115 m και δύο ίσων ανοιγμάτων, κατασκευάστηκε στο πλαίσιο της επέκτασης της γραμμής τραίνων υψηλής ταχύτητας που συνδέει τις πόλεις Kenitra και Tanger στο Μαρόκο. Το κατάστρωμα αποτελείται από δύο συνεχείς δοκούς,

στις οποίες συνδέεται μία πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα πλάτους 12,34 m και μέσου πάχους 350 cm. Το συνολικό ύψος των μεταλλικών δοκών είναι 3,9 m ενώ το πάχος του κορμού κυμαίνεται από 28 έως 37 mm. Το άνω πέλμα των δοκών έχει πλάτος 1 m και πάχη από 35 έως 125 mm. Το κάτω πέλμα των δοκών έχει πλάτος 1.2 m και πάχη από 45 έως 125 mm (σχ. 1).



Σχ. 1: Πλάγια όψη και τομή του καταστρώματος

Η θεμελίωση της γέφυρας γίνεται με πασσάλους, οι οποίοι συνδέονται με κεφαλόδεσμο, πάνω στον οποίο θεμελιώνεται το βάθρο (σχ.2). Από δυναμική άποψη ο τρόπος αυτός θεμελίωσης δεν εξασφαλίζει συνθήκες πλήρους άκαμπτης στήριξης, ιδιαίτερα στην περίπτωση μαλακών εδαφών. Για αυτόν τον λόγο στο μοντέλο υπολογισμού τοποθετούνται οριζόντια και κατακόρυφα ελατήρια κατά μήκος των πασσάλων.



Σχ. 2: Θεμελίωση της γέφυρας στο βάθρο και τα ακρόβαθρα (πλάγιες όψεις)

Η σεισμική μόνωση της γέφυρας στη διαμήκη διεύθυνση του καταστρώματος γίνεται με ειδικό εξοπλισμό. Στα ακρόβαθρα C0 και C2 τοποθετούνται δύο υδραυλικοί αποσβεστήρες με ιξώδη συμπεριφορά (τύπος A), τα οποία έχουν το πλεονέκτημα να προσθέτουν απόσβεση στην κατασκευή χωρίς να επηρεάζουν τη δυσκαμψία της. Στο ενδιάμεσο βάθρο τοποθετούνται δύο υδραυλικοί αποσβεστήρες με προεντεταμένο ελατήριο (τύπος B).



Σχ. 3: Υδραυλικοί αποσβεστήρες Τύπου A και τύπου B

Η δύναμη  $F$  που αναπτύσσεται στους μονωτήρες δίνεται από την εξ. (1) και (2) :

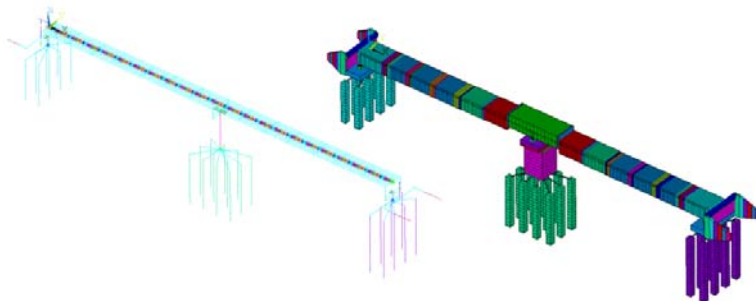
$$\text{Τύπος A: } F = Cv^a \quad (1)$$

$$\text{Τύπος B: } F = F_0 + Kx + Cv^a \quad (2)$$

όπου :  $v$  η ταχύτητα της σχετικής κίνησης των δύο άκρων του αποσβεστήρα,  $C$  και  $a$  χαρακτηριστικά που δίνονται από τον κατασκευαστή,  $F_0$  και  $K$ , η προένταση και η σταθερά του ελατηρίου. Τα χαρακτηριστικά των αποσβεστήρων που επιλέχθηκαν είναι τα εξής: για τον τύπο A:  $a = 0.1$ ,  $C = 587.3 \text{ kN}/(\text{m}/\text{sec})^{0.1}$  και για τον τύπο B:  $F_0 = 2500 \text{ kN}$ ,  $K = 15000 \text{ kN}/\text{m}$ ,  $a = 0$ . Η σταθερά  $C$  του τύπου B είναι:  $C = 500 \text{ kN}/(\text{m}/\text{sec})^{0.1}$  εάν το σύστημα απόσβεσης βρίσκεται σε θλίψη, οπότε τα δύο άκρα του κινούνται προς το εσωτερικό του ή  $C = 2500 \text{ kN}/(\text{m}/\text{sec})^{0.1}$  εάν βρίσκεται σε φάση επανόδου στη θέση ισορροπίας του.

#### 4. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

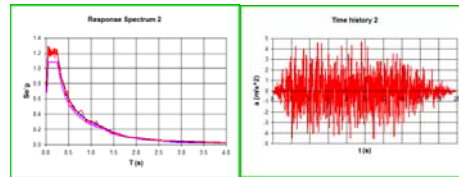
Η μη γραμμική συμπεριφορά των αποσβεστήρων τύπου B επιβάλλει, για τον υπολογισμό της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση της σεισμικής δράσης, τη χρήση μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης (μέθοδος step by step) χρονοϊστοριών. Χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων με ακριβή προσομοίωση του καταστρώματος, των βάθρων και της θεμελίωσης της γέφυρας, με ραβδωτά στοιχεία τύπου δοκών. Η αλληλεπίδραση του εδάφους με τη γέφυρα προσομοιώνεται με γραμμικά ελατήρια κατά μήκος των πασσάλων της θεμελίωσης. Η εκκεντρότητα του άξονα της διατομής του καταστρώματος σε σχέση με τις στηρίξεις του στο βάθρο και τα ακρόβαθρα, προσομοιώθηκε με άκαμπτα ραβδωτά στοιχεία. Για τις δυναμικές αναλύσεις εκτός από την μάζα των μόνιμων φορτίων, θεωρήθηκε το 30% της μάζας του LM71 όταν αυτό κυκλοφορεί σε μία κατεύθυνση. Για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ANSYS. Το παρακάτω σχήμα δείχνει το μοντέλο προσομοίωσης της γέφυρας.



Σχ. 4: Μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων της γέφυρας

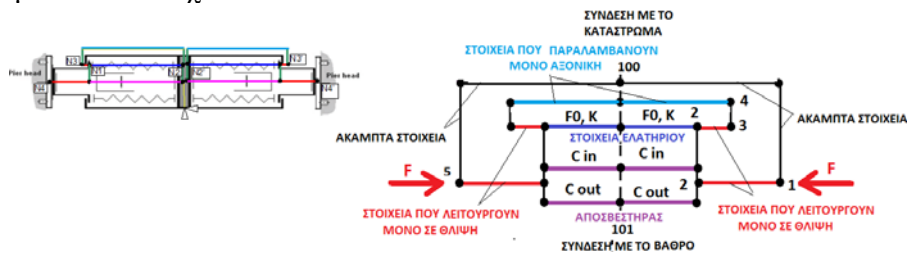
Η σεισμική φόρτιση για τις μη γραμμικές αναλύσεις με βάση τον Ευρωκώδικα 8, προσομοιώθηκε με τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα που παράχθηκαν από δύο «φάσματα αναφοράς» με τη βοήθεια του λογισμικού SIMQKE. Τα φάσματα αναφοράς προέκυψαν για έδαφος τύπου E και τα κανονιστικά φάσματα τύπου 1 και 2 πολλαπλασιασμένα με τον συντελεστή 1.3. Για κάθε «φάσμα αναφοράς» προέκυψαν 24 επιταχυνσιογραφήματα τα οποία με τη σειρά τους δίνουν το καθένα ένα φάσμα απόκρισης. Από κάθε μια ομάδα των 24 επιταχυνσιογραφήματων, επιλέχθηκαν επτά των οποίων το φάσμα απόκρισης είναι σε κάθε σημείο μεγαλύτερο από το φάσμα αναφοράς πολλαπλασιασμένο με 0,9. Για αυτά τα επτά επιταχυνσιογραφήματα, υπολογίστηκε το μέσο φάσμα και ένας πολλαπλασιαστικός συντελεστής έτσι ώστε το μέσο φάσμα να είναι σε κάθε σημείο μεγαλύτερο από το φάσμα

αναφοράς. Οι δύο ομάδες των επτά επιταχυνσιογραφήματων πολλαπλασιάστηκαν με τον αντίστοιχο συντελεστή. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν συνολικά δέκα τέσσερις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοιστοριών. Σύμφωνα με την παράγραφο 4.2.4.3 του EN1198-2, η ανάλυση με επτά ανεξάρτητα επιταχυνσιογραφήματα μας επιτρέπει να θεωρήσουμε τον μέσο όρο των αποτελεσμάτων της ανάλυσης. Το επόμενο σχήμα δίνει ένα από τα επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση.



Σχ. 5: Παραγωγή επιταχυνσιογραφήματων από τα κανονιστικά φάσματα

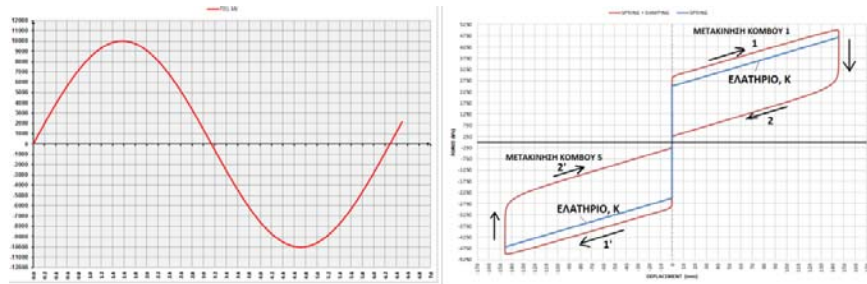
Η προσομοίωση των δύο γραμμικών υδραυλικών αποσβεστήρων στα ακρόβαθρα δεν παρουσίασε κάποιο ιδιαίτερο πρόβλημα καθώς το πεπερασμένο στοιχείο που χρησιμοποιήθηκε για τον αποσβεστήρα είναι γραμμικό και ενεργό σε όλη τη διάρκεια της ανάλυσης. Αντίθετα η ρεαλιστική προσομοίωση της συμπεριφοράς του προεντεταμένου ελατηρίου-αποσβεστήρα, απαιτήσε το συνδυασμό διαφορετικού τύπου πεπερασμένων στοιχείων. Το σχήμα 6 δείχνει τον τρόπο με τον οποίο μοντελοποιήθηκε η προένταση του ελατηρίου και η διαφορετική σταθερά  $C$  ανάλογως της κίνησης των άκρων του αποσβεστήρα. Χρησιμοποιήθηκε ένας συνδιασμός στοιχείων ελατηρίων, στοιχείων αποσβεστήρα και στοιχείων που λειτουργούν μόνο υπό θλίψη. Η δύναμη ανδράνειας του καταστρώματος  $F$ , εφαρμόζεται στον κόμβο 1. Όταν είναι θλιπτική και μικρότερη της προέντασης το σύστημα συμπεριφέρεται σαν μία άκαμπτη στήριξη και μεταφέρει το σύνολο της δύναμης του καταστρώματος στο βάθρο. Όταν είναι θλιπτική και μεγαλύτερη της προέντασης (2500 kN) ο κόμβος 2 αρχίζει να κινείται προς το εσωτερικό του αποσβεστήρα και συμπιέζει το ελατήριο και τον αποσβεστήρα. Ανάλογα με τη φορά της ταχύτητας προς το εσωτερικό ή το εξωτερικό του αποσβεστήρα ενεργοποιείται το στοιχείο με το αντίστοιχο  $C$ .



Σχ. 6: Μοντελοποίηση του προεντεταμένου ελατηρίου-αποσβεστήρα

Για τον έλεγχο της ορθής συμπεριφοράς της παραπάνω διάταξης, θεωρήσαμε μία δύναμη  $F$  ημιτονοειδούς μορφής με μέγιστη τιμή τα 10000 kN με χρόνο επίδρασης μεταξύ 0,0 και 6,5 sec και χρονικό βήμα 0,001 sec, που εφαρμόζεται στον κόμβο 100 του σχ. 6. Για λόγους απλότητας θεωρήσαμε τον κόμβο σύνδεσης της διάταξης με το βάθρο ακίνητο. Η καμπύλη δύναμης-μετατόπισης που προκύπτει για ένα σύστημα προεντεταμένου ελατηρίου-αποσβεστήρα, είναι αυτή που προβλέπει η θεωρία (Σχ. 7). Συγκεκριμένα όταν η εφαρμοζόμενη δύναμη αυξάνει από 0 έως 10000 kN, ο κόμβος 1 του σχήματος 6 παραμένει ακίνητος μέχρι η δύναμη να φτάσει τα 2500 kN. Από το σημείο αυτό και μετά ενεργοποιείται το ελατήριο και ο αποσβεστήρας (τμήμα 1 της καμπύλης σχ. 7). Όταν η δύναμη μειώνεται από τα 10000 kN στο μηδέν, ο κόμβος 1 κινείται προς την θέση

ισορροπίας του (τμήμα 2 της καμπύλης σχ. 7). Η διαφορετική απόσταση του τμήματος της καμπύλης 1 και 2 από την γραμμική καμπύλη του προενταταμένου ελατηρίου, εξηγείται από τις διαφορετικές σταθερές  $C_{in}$  και  $C_{out}$ . Τα τμήματα 1' και 2' δίνουν την καμπύλη όταν η φορά της δύναμης αλλάζει πρόσημο και ενεργοποιείται το άλλο άκρο του αποσβεστήρα (κόμβος 5 στο σχ. 6). Η ενέργεια που απορροφάται δίνεται από το εμβαδόν που περικλείεται στην κόκκινη καμπύλη.



Σχ. 7: απόκριση του προενταταμένου ελατηρίου-αποσβεστήρα σε δύναμη ημιτονοειδούς μορφής

## 5. ΕΠΙΛΥΣΗ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

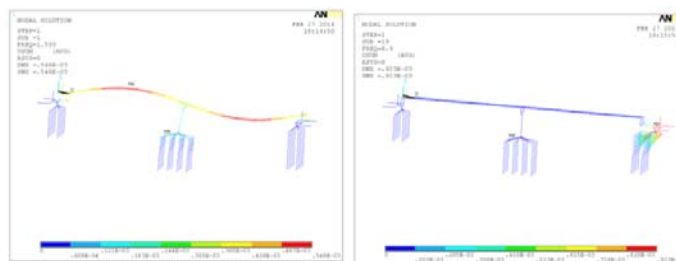
Ο υπολογισμός των ιδιομορφών της γέφυρας είναι απαραίτητος για τον προσδιορισμό της απόσβεσης που λαμβάνεται υπόψη στην εκτέλεση μίας μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστοριών μέσω των συντελεστών Rayleigh  $\alpha$  και  $\beta$ :

$$\alpha = \frac{4\pi\xi(f_i f_j)}{f_i + f_j} \quad (3)$$

$$\beta = \frac{\xi}{\pi(f_i + f_j)} \quad (4)$$

$\xi = 0,5\%$  η κρίσιμη απόσβεση και  $f_i$ ,  $f_j$  δύο ιδιοσυχνότητες που επιλέγονται έτσι ώστε η μάζα που διεγείρεται στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις να είναι τουλάχιστον ίση με το 90% της συνολικής μάζας. Στην περίπτωση της συγκεκριμένης γέφυρας επιλέχθηκαν οι ιδιοσυχνότητες  $f_1 = 1.593$  Hz και  $f_9 = 8.90$  Hz. Οι σχέσεις (3) και (4) δίνουν συντελεστές:  $\alpha = 0,848$  και  $\beta = 0,001517$ .

Αρχικά πραγματοποιήθηκε μία κλασική φασματική ανάλυση στις τρεις διευθύνσεις του σεισμού αγνοώντας τον αντισεισμικό εξοπλισμό της γέφυρας (γραμμική συμπεριφορά). Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε μία μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστοριών, επιλύοντας τις δυναμικές εξισώσεις ισορροπίας που διέπουν την απόκριση της κατασκευής και προέκυψαν με την βήμα προς βήμα ολοκλήρωσή τους, με τη μέθοδο Newton-Raphson.



Σχ.8: Οι δύο ιδιομορφές που ελήφθησαν υπόψη για υπολογισμό των  $\alpha$  και  $\beta$

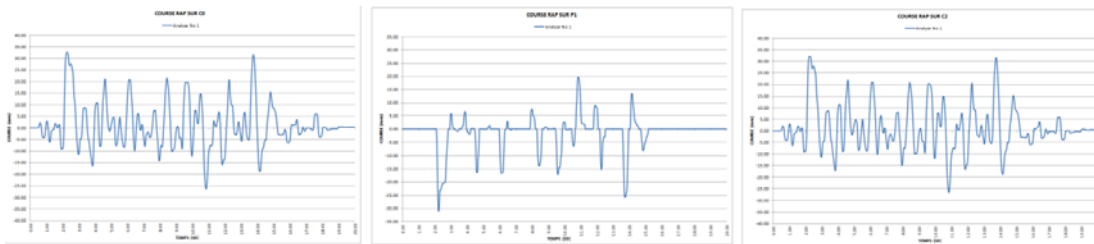
Τα επιταχυνσιογραφήματα περιγράφονται αριθμητικά με ένα χρονικό βήμα 0,01 sec. Το βήμα υπολογισμού είναι μία από τις πιο σημαντικές παραμέτρους της επίλυσης και πρέπει να είναι αρκετά μικρό ώστε να επιτρέπει τη σύγκλιση του αλγορίθμου της αριθμητικής ολοκλήρωσης και της μεθόδου Newton-Raphson. Επιπλέον στη συγκεκριμένη περίπτωση η ενεργοποίηση του προενταταμένου ελατηρίου όταν η δύναμη στα άκρα του υπερβεί τα 2500 kN, προκαλεί την απότομη εμφάνιση μεγάλων δυνάμεων σε μικρό χρονικό διάστημα που οδηγούν σε αριθμητικά προβλήματα και σε απόκλιση του αλγορίθμου υπολογισμού. Θεωρητικά όσο μικρότερο είναι το βήμα υπολογισμού ο αλγόριθμος συγκλίνει με μεγαλύτερη ακρίβεια στη λύση. Η ανάγκη μεγάλου υπολογιστικού χρόνου ο οποίος σε κάποιες περιπτώσεις μπορεί να γίνει απαγορευτικός, επιβάλλει την ορθολογιστική επιλογή του βήματος αριθμητικής ολοκλήρωσης. Συνήθως ένα βήμα στο ένα δέκατο του βήματος περιγραφής της χρονοϊστορίας, επιτρέπει στον αλγόριθμο να συγκλίνει επιτυγχάνοντας ικανοποιητική ισορροπία δυνάμεων και ροπών σε κάθε βήμα του υπολογισμού. Έτσι επιλέχθηκε ως βήμα επίλυσης η τιμή των 0.001sec.

Η μέθοδος αριθμητικής ολοκλήρωσης που επιλέχθηκε είναι μέθοδος Newmark, βελτιωμένη από τον αλγόριθμο Hilber-Hughes-Taylor (HHT). Η μέθοδος αυτή έχει το πλεονέκτημα εισαγωγής ενός είδους αριθμητικής απόσβεσης (numerical damping) που καθιστά τη μέθοδο αριθμητικής ολοκλήρωσης σταθερή ακόμα και όταν ενεργοποιείται το σύστημα του αποσβεστήρα τύπου B με συνέπεια μιας απότομης εφαρμογής δύναμης σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα «σοκ». Η επιλογή των παραμέτρων αριθμητικής απόσβεσης για την ολοκλήρωση, απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή από την πλευρά του μηχανικού έτσι ώστε να μην αλλοιώνεται η φυσική απόσβεση της κατασκευής με επίδραση στην ακρίβεια των τελικών αποτελεσμάτων.

	ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ			ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΩΝ			ΣΥΓΚΡΙΣΗ		
	C0	P1	C2	C0	P1	C2	C0	P1	C2
<b>R<sub>x</sub></b>	6374	25593	6136	1836	2973	1879	-247%	-761%	-227%
<b>R<sub>y</sub></b>	9324	21066	8982	7797	22220	7636	-20%	5%	-18%
<b>R<sub>z</sub></b>	9564	2962	9270	3395	10066	3576	-182%	71%	-159%

Πιν.1: Μέγιστες δυνάμεις στην κορυφή των βάθρων

Η εφαρμογή των παραπάνω μεθόδων οδήγησε στα παρακάτω συγκριτικά αποτελέσματα: Η οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος στη διαμήκη διεύθυνση για τους συνδυασμούς λειτουργικότητας είναι 30,3 mm με τη φασματική ανάλυση και 16,8 mm με τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστοριών. Επομένως ικανοποιείται το κριτήριο του κανονισμού που δίνει ως μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση 20 mm. Η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση του καταστρώματος προέκυψε στο μέσο του πρώτου ανοίγματος με τιμή 3,79 m/sec<sup>2</sup>, μικρότερη από την επιτρεπόμενη των 7.0 m/sec<sup>2</sup>. Στον πίνακα 1 δίνουμε τις μέγιστες δυνάμεις στην κορυφή των βάθρων που ασκούνται σαν δράσεις στα βάθρα για τους συνδυασμούς αστοχίας. Παρατηρούμε ότι όλες οι δυνάμεις μειώθηκαν σημαντικά, με την οριζόντια δύναμη στο ενδιάμεσο βάθρο να μειώνεται από 25593 kN σε 2973 kN. Τέλος παρουσιάζουμε ενδεικτικά για μία μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστοριών τα διαγράμματα των μετακινήσεων στα άκρα του αντισεισμικού εξοπλισμού στα βάθρα C0, C2 και P1 (σχ.9). Το προενταταμένο ελατήριο-αποσβεστήρας στο βάθρο P1 ενεργοποιείται μόνον όταν η δύναμη είναι μεγαλύτερη από την προένταση σε αντίθεση με τους αποσβεστήρες στα ακρόβαθρα που είναι ενεργοί σε όλη την διάρκεια της σεισμικής καταπόνησης.



Σχ.9: σχετικές μετακινήσεις στα άκρα του αντισεισμικού εξοπλισμού

Να σημειωθεί ότι όλα τα παραπάνω αφορούν τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του σεισμού, για τις οποίες έγιναν μη γραμμικές αναλύσεις. Η κατακόρυφη διεύθυνση του σεισμού επιλύθηκε με φασματική ανάλυση. Στην συνέχεια για τον υπολογισμό της σεισμικής καταπόνησης σε συνδιασμούς λειτουργικότητας και συνδιασμούς αστοχίας δημιουργήθηκαν οι προβλεπόμενοι από τον κανονισμό συνδυασμοί. Στα αποτελέσματα λάβαμε υπόψη την χωρική μεταβλητότητα του φορέα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN1998-2.

## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η σεισμική μόνωση γεφυρών επιτυγχάνεται με τη χρήση διάφορων μηχανισμών απόσβεσης που τοποθετούνται στις θέσεις σύνδεσης φορέα-βάθρων με σκοπό τη μείωση των μετακινήσεων και των δυνάμεων μέσω της αύξησης της ιδιοπεριόδου του συστήματος είτε της αύξησης της απόσβεσης της κατασκευής. Η πρώτη μέθοδος έχει το μειονέκτημα ότι οδηγεί σε μεγάλες μετακινήσεις, ενώ με την δεύτερη επιτυγχάνεται ταυτόχρονα μείωση δυνάμεων και μετακινήσεων. Με την αύξηση της απόσβεσης με την χρήση υδραυλικών αποσβεστήρων επιτυγχάνεται σημαντική μείωση των σεισμικών φορτίων, αφού μεγάλο μέρος της σεισμικής ενέργειας απορροφάται επιτρέποντας τον ελαστικό σχεδιασμό των βάθρων χωρίς σημαντική οικονομική επιβάρυνση. Στην περίπτωση αυτή η φασματική ανάλυση δεν εφαρμόζεται και απαιτείται μία γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση χρονοιστοριών, με βήμα προς βήμα χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας που διέπουν την απόκριση της κατασκευής.

## 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] NF EN 1998-1: “Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Partie 1 – Règles générales, actions sismiques et règles pour bâtiments”.
- [2] NF EN 1998-2: “Partie 2 – Ponts”.
- [3] SETRA No 65: “Prise en compte des dispositifs antisismiques dans les calculs ouvrages d’art sous séisme”.
- [4] ANSYS, “Theory reference”
- [5] DHATT GOURI, TOUZOT GILBERT : “Une présentation de la méthode des éléments finis”.
- [6] K. J. Bathe and E. L. Wilson, “Numerical methods in finite element analysis”.
- [7] SIMQKE, user manual, [gelfi.unibs.it/software/simqke/simqke\\_gr-help.pdf](http://gelfi.unibs.it/software/simqke/simqke_gr-help.pdf)

## **A FULL TRANSIENT NON LINEAR SEISMIC ANALYSIS OF A COMPOSITE BRIDGE ACCORDING TO EUROCODE 8**

### **Panagiotis Kazantzis**

Mechanical engineer  
Computer Control Systems S.A.  
Athens, Greece  
e-mail: [pkazan@ccs.gr](mailto:pkazan@ccs.gr)

### **Stelios Petridis**

Civil engineer  
Computer Control Systems S.A.  
Athens, Greece  
e-mail: [spetridis@mail](mailto:spetridis@mail)

### **Ioannis Palamas**

PhD Civil Engineer  
Computer Control Systems S.A.  
Athens, Greece  
e-mail: [jpalamas@ccs.gr](mailto:jpalamas@ccs.gr)

## **SUMMARY**

The seismic design of bridges may be a critical factor in regions with high probability of strong earthquakes. The purpose of seismic design is to reduce displacements and forces caused by seismic action. The use of viscous dampers or preloaded spring dampers has the advantage of reducing both displacements and forces without changing the global stiffness of the bridge. This anti-seismic equipment requires a full transient dynamic analysis by using different time histories of accelerations in bridge supports. In this paper we present the execution study of a railway bridge in Morocco. The bridge was constructed within the framework of the LGV extension line that connects Kenitra and Tanger. The bridge is made by two continuous beams girders connected with a concrete slab. It has two spans of 57.5 m. At the abutments of the bridge is placed a pair of viscous dampers and at the pier a pair of preloaded spring dampers both acted in the deck's longitudinal direction. The presence of a preloaded spring dampers which are activated when the longitudinal force exceeds 2500 kN, requires a full transient non-linear analysis. We present the finite element model, which include bridge deck, abutments, pier and bridge foundation. The finite element code used for the analysis is ANSYS. We also present the combination of finite elements that we have used in order to describe correctly the non-linear behavior of preloaded spring dampers. Numerical parameters of the solution, such as the calculation time step or time integration method that we have use in order to overcome numerical problems are discussed. At the end we present comparative results between a classic spectral analysis of the bridge without the anti-seismic equipment and the performed non-linear full transient analysis with the anti-seismic equipment taken into consideration.