

## Επίδραση της γωνίας πρόσπτωσης των σεισμικών κυμάτων στη δυναμική συμπεριφορά καμπύλων γεφυρών μεγάλου μήκους

# Effect of seismic wave's angle of incidence on the dynamic response of curved bridges

### Αναστάσιος ΣΕΞΤΟΣ<sup>1</sup>, Ολυμπία ΤΑΣΚΑΡΗ<sup>2</sup>

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Επιστημονική έρευνα έχει αναδείξει περιπτώσεις μη-κανονικών, (κυρίως) κτιριακών κατασκευών όπου εκτός από το συχνοτικό περιεχόμενο του σεισμικού κραδασμού, η διεύθυνση σεισμικής διέγερσης είναι δυνατό να επηρεάσει σημαντικά τη δυναμική απόκριση τους στο πεδίο του χρόνου. Η παρούσα εργασία επεκτείνει το πλαίσιο αυτό της διερεύνησης της επιρροής της γωνίας πρόσπτωσης των σεισμικών κυμάτων στη δυναμική απόκριση κατασκευών, για την περίπτωση γεφυρών με μεγάλη καμπυλότητα σε κάτοψη όπου αφενός δεν είναι προφανής ο ορισμός των κυρίων αξόνων διέγερσης, αφετέρου δε, το τρέχον κανονιστικό πλαίσιο (εγκύκλιος Ε39/99 και Ευρωκώδικας 8–2), δεν προδιαγράφει με σαφήνεια διαδικασίες επιλογής της γωνίας εφαρμογής των επιταχυνσιογραφημάτων που επιβάλλονται ως οριζόντια διέγερση στη βάση τέτοιων γεφυρών. Στο πλαίσιο αυτό επιλέγεται προς μελέτη η γέφυρα της Κρυσταλλοπηγής που χαρακτηρίζεται από μεγάλο μήκος (638m) και σημαντική καμπυλότητα (488m) σε κάτοψη ενώ μορφώνεται λεπτομερές τρισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων συνεκτιμώντας το έδαφος θεμελίωσης των βάθρων και των ακροβάθρων. Τα αποτελέσματα καταδεικνύουν πως το πρόβλημα είναι πολυπαραμετρικό και σύνθετο, ενώ αναδεικνύονται οι περιπτώσεις εκείνες στις οποίες η συνήθης υπόθεση της διέγερσης καμπύλων γεφυρών κατά μήκος και εγκαρσίως του άξονα της χορδής αυτών δε συναρτάται με τη δυσμενέστερη αναμενόμενη δυναμική απόκρισή τους.

**ABSTRACT** : It has already been shown through recent research that not only the frequency content but also the incidence angle of earthquake excitation may affect significantly the dynamic response of irregular buildings in the time domain. This paper extends the framework set so far for the case of curved bridges where not only the principal axes cannot be clearly (and a-priori) be defined but also, current codes (i.e. EC8-Part2, E39/99) provide no clear instructions regarding the direction of enforced excitation. Along these lines, the long (638m) and curved (488m) bridge of Krystallopigi is adopted for study and a refined 3-Dimentional finite element model is formed accounting for soil-foundation-superstructure interaction both at the location of piers and abutments. The parametric analysis results highlight the complexity of the problem while indicating the cases in which the commonly adopted direction of excitation (i.e. parallel and perpendicular to the chord) may lead to unconservative estimates of seismic demand.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Λέκτορας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, email: <u>asextos@civil.auth.gr</u>

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Πολιτικός Μηχανικός, MSc, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, email: taskari@civil.auth.gr

#### ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η εμπειρία από πρόσφατους ισχυρούς σεισμούς διεθνώς έχει αναδείξει αρκετές περιπτώσεις μη-συμβατικών ή ασύμμετρων κτιριακών κατασκευών για τις οποίες, εκτός από το συχνοτικό περιεχόμενο και την ένταση της σεισμικής κίνησης, η γωνία πρόσπτωσης των σεισμικών κυμάτων είναι δυνατό να επηρεάσει σημαντικά τη δυναμική απόκριση τους στο πεδίο του χρόνου. Στη διεθνή βιβλιογραφία, η σημασία αυτή της γωνίας διέγερσης έχει καταδειχτεί από αρκετούς ερευνητές οι οποίοι βασίστηκαν κυρίως στο μοντέλο των Penzien και Watabe (1975). Σύμφωνα με την προσέγγιση αυτή, είναι δυνατό να οριστούν κύριοι άξονες ως προς τους οποίους οι συνιστώσες της κίνησης να θεωρηθούν ως πλήρως ασυσχέτιστες ως προς το χρόνο. Ακολούθησε η διατύπωση αρκετών μεθόδων προσδιορισμού της κρίσιμης γωνίας πρόσπτωσης του σεισμικού κραδασμού αλλά και εφαρμογής των μεθόδων σε πραγματικές κατασκευές, επί τη βάση είτε της δυναμικής φασματικής μεθόδου (Cakiroglou 1980, Wilson και Button 1982, Smeby και Α. Der Kiureghian 1985, Lopez και Torres, 1997, Lopez et al., 2000) είτε της δυναμικής ελαστικής (Athanatopoulou, 2005) και ανελαστικής (MacRae και Mattheis, 2000, Tezcan και Alhan, 2001, Rigato και Medina, 2007) ανάλυσης στο πεδίο του χρόνου.

Παρά την ανωτέρω σημαντική θεωρητική τεκμηρίωση, θα έλεγε κανείς ότι τα αποτελέσματα της εφαρμογής των διαφόρων μεθόδων για τον υπολογισμό της «κρίσιμης» (για την κατασκευή) γωνίας διέγερσης ή τελικώς, των «κρισίμων» (δυσμενέστερων) εντατικών μεγεθών, μάλλον επέτειναν την αβεβαιότητα που οφείλεται στη διεύθυνση διέγερσης καθώς είναι φανερό ότι η ευαισθησία των κατασκευών στη γωνία πρόσπτωσης των σεισμικών κυμάτων δεν μπορεί ούτε να θεωρηθεί εκ προοιμίου αμελητέα, ούτε όμως είναι και δυνατή η γενίκευση των θεωρητικών συμπερασμάτων ώστε μην απαιτούνται επί τούτω πρόσθετες κάθε φορά αναλύσεις. Επιπλέον, στη περίπτωση ασύμμετρων κτιρίων, όπου ένα μεγάλο μέρος των παρατηθησών βλαβών οφείλεται στη στρέψη (Tso και Smith 1999, Aziminejad και Moghadam, 2005) η επιρροή της γωνίας διέγερσης αποδεικνύεται ότι μπορεί να είναι σημαντική, ιδιαίτερα σε ότι αφορά την ανελαστική δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η περίπτωση πολυόροφου κτιρίου στην πόλη της Λευκάδας (Sextos et al., 2005), για το οποίο η ταυτοποίηση δια ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης των παρατηρηθησών βλαβών απεδείχθη ότι προϋπέθετε την ορθή εκτίμηση της κατευθυντικότητας των σεισμικών κυμάτων καθώς για διαφορετικές γωνίες διέγερσης η εικόνα των πραγματικών βλαβών δεν επαληθευόταν αριθμητικά.

Αξιοπρόσεκτη ευαισθησία των αποτελεσμάτων που χρήζει περαιτέρω μελέτης έχει καταδειχθεί και για τη περίπτωση γεφυρών με σημαντική καμπυλότητα σε κάτοψη όπου παρατηρείται (Sextos et al., 2004, Sextos και Kappos, 2008) πως είναι ιδιαίτερα δύσκολη η αποσύζευξη παραμέτρων όπως είναι η διεύθυνση διάδοσης, το συχνοτικό περιεχόμενο και η χωρική μεταβλητότητα της σεισμικής κίνησης σε ότι αφορά την επίπτωσή τους στην τελική δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής καθώς εκτός των εγγενών δυσχερειών προσομοίωσης της ίδιας της κίνησης εισαγωγής, είναι εξίσου δύσκολη η συνεκτίμηση της αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής, η οποία ασφαλώς μεταβάλλει τα δυναμικά χαρακτηριστικά του συστήματος και ως εκ τούτου την αναμενόμενη ευαισθησία των γεφυρών

Παρά τις ανωτέρω αβεβαιότητες των γεφυρών με καμπυλότητα, οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί τόσο διεθνώς όσο και στην Ελλάδα, δεν αντιμετωπίζουν το ζήτημα της διεύθυνσης σεισμικής τους διέγερσης, η αντιμετώπιση του οποίου ουσιαστικά επαφίεται στην κρίση του μελετητή. Εν προκειμένω, τόσο ο Ευρωκώδικας 8–Μέρος 2 (CEN, 2005) που αφορά στις γέφυρες, όσο και η εγκύκλιος Ε39/99 (Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε.,1999) δεν υποδεικνύουν στο μελετητή τον τρόπο με τον οποίο πρέπει να διεγείρονται στο επίπεδο του χρόνου γέφυρες με σημαντική καμπυλότητα όπου οι έννοιες των κυρίων αξόνων δεν είναι προφανείς, με αποτέλεσμα, όταν πραγματοποιείται δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας να εφαρμόζεται συνήθως η λύση της παράλληλης και κάθετης προς τη διεύθυνση της χορδής επιβολής του ζεύγους των συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης.

Σκοπός της παρούσας εργασίας συνεπώς είναι να αξιοποιήσει σύγχρονα εργαλεία αριθμητικής προσομοίωσης των κατασκευών ώστε:

- (α) να καταστεί εφικτή η κατά το δυνατόν αναλυτικότερη τρισδιάστατη προσομοίωση του συστήματος πηγή διέγερσης-έδαφος-υποδομή-ανωδομή γέφυρας ώστε να ελαχιστοποιηθούν οι αβεβαιότητες που σχετίζονται με ζητήματα διάδοσης και εδαφικής ενδοσιμότητας πριν τη διερεύνηση του ζητήματος της διεύθυνσης διάδοσης των σεισμικών κυμάτων,
- (β) να ποσοτικοποιηθεί η επιρροή της γωνίας πρόσπτωσης των σεισμικών κυμάτων στη δυναμική απόκριση καμπύλων γεφυρών από άποψη εντατικών μεγεθών και μετακινήσεων καταστρώματος,
- (γ) να υπολογιστεί η διασπορά των μεγεθών απόκρισης καθώς η διεύθυνση διέγερσης μεταβάλλεται
- (δ) να υπολογιστεί εαν η διασπορά αυτή εξαρτάται από τη συνεκτίμηση του υποκείμενου εδάφους ή η συνήθης παραδοχή της πλήρους πάκτωσης των βάθρων δεν επιδρά στο βαθμό επιρροής της γωνίας πρόσπτωσης.
- (ε) να αποσαφηνιστεί κατά το δυνατόν η διασυσχέτιση μεταξύ των γεωμετρικών και δυναμικών χαρακτηριστικών καμπύλων γεφυρών (κέντρο μάζας και ελαστικής στροφής, ιδιομορφές και συντελεστές συμμετοχής) με τις παραμέτρους της ισχυρής εδαφικής κίνησης (ένταση, συχνοτικό περιεχόμενο, διάρκεια, και διεύθυνση σεισμικών κυμάτων),
- (στ) να διερευνηθεί εαν η κρίσιμη διεύθυνση φόρτισης ταυτίζεται με τους κύριους άξονες μιας καμπύλης γέφυρας (παράλληλα και κάθετα στη χορδή της) και εάν όχι, να εκτιμηθεί η επίπτωση της έλλειψης σαφούς κανονιστικού πλαισίου που να διέπει τη επιλογή της κατάλληλης διεύθυνση σεισμικής διέγερσης για τη μελέτη καμπύλων γεφυρών.

Για τον σκοπό αυτόν επιλέγεται προς μελέτη η γέφυρα της Κρυσταλλοπηγής που χαρακτηρίζεται από σημαντική καμπυλότητα σε κάτοψη (ακτίνα καμπυλότητας R=488m), ενώ η ελαστική/ανελαστική, στατική και δυναμική συμπεριφορά της έχει ήδη μελετηθεί διεξοδικά (Paraskeva et al., 2006). Η γέφυρα αυτή προσομοιώνεται από μηδενική βάση με τη χρήση τρισδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων συνεκτιμώντας το έδαφος θεμελίωσης των βάθρων και των ακροβάθρων. Η περιγραφή του φορέα, του προσομοιώματος, του σχήματος της ανάλυσης και των αποτελεσμάτων περιγράφονται στις ενότητες που ακολουθούν.

#### ΓΕΦΥΡΑ ΚΡΥΣΤΑΛΛΟΠΗΓΗΣ

Η κοιλαδογέφυρα της Κρυσταλλοπηγής αποτελεί τμήμα της Εγνατίας Οδού στη βορειοδυτική Ελλάδα. Αποτελείται από δυο κλάδους εκ των οποίων ο δεξιός έχει μήκος 800m ενώ ο αριστερός έχει μήκος 640m. Στην παρούσα εργασία εξετάζεται ο αριστερός κλάδος ο οποίος βρίσκεται σε κυκλικό τόξο ακτίνας 488m και αποτελείται από δώδεκα ανοίγματα σταθερού μήκους 55m (με (εξαίρεση αποτελούν τα ακραία ανοίγματα τα οποία έχουν μήκος 44m). Η κατά μήκος κλίση του φορέα είναι μεταβλητή (2.9% έως 5.12%) με τα υψόμετρα να αυξάνονται από το ακρόβαθρο Α1 προς το Α2. Η διατομή του καταστρώματος είναι κιβωτιοειδής και η εγκάρσια κλίση του σταθερή και ίση με 6% ενώ η γέφυρα εδράζεται σε έντεκα βάθρα (Μ1-Μ11) ύψους από 11m ως 27m (Σχήμα 1), των οποίων οι διατομές είναι γενικά κοίλες ορθογωνικές εκτός από την περιοχή των κεφαλών των βάθρων που φέρουν εφέδρανα (Μ1-Μ4 και Μ8-Μ11), όπου για κατασκευαστικούς λόγους διαμορφώνονται ως συμπαγείς ορθογωνικές. Η σύνδεση του φορέα με τα μεσόβαθρα γίνεται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων για τα ακραία βάθρα ενώ είναι μονολιθική στα πέντε μεσαία βάθρα. Όσο αφορά στη θεμελίωση των βάθρων, τα βάθρα Μ1 ως Μ9 καθώς και το αριστερό ακρόβαθρο (A1) θεμελιώνονται σε πασσάλους διαμέτρου d=1.2m, με μήκη που κυμαίνονται από 18m ως 36m, ενώ τα M10, M11 και το ακρόβαθρο A2 αντίθετα, θεμελιώνονται σε επιφανειακά πέδιλα, εξαιτίας του σκληρότερου εδάφους που χαρακτηρίζει τις αντίστοιχες θέσεις. Σε γενικές γραμμές το έδαφος θεμελίωσης αποτελείται από αργιλικές προσχώσεις  $(v_s=250m/sec)$ , κορήματα  $(v_s=400m/sec)$  καταλήγοντας σε ασβεστόλιθο  $(v_s=1800m/sec)$ , στρώσεις που εν γένει έχουν διαφορετικό πάχος σε κάθε θέση και ως εκ τούτου, το μήκος και η διάταξη κάθε ομάδας πασσάλων διαφέρει κατά περίπτωση. Περισσότερα στοιχεία είναι διαθέσιμα στις εργασίες των Sextos et al. (2004) και Paraskeva et al. (2006).



Σχήμα 1. Γενική άποψη και γεωμετρία σε κάτοψη και όψη της γέφυρας Κρυσταλλοπηγής

#### ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ

Σε επίπεδο ανάλυσης, το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής προσεγγίζεται συνήθως είτε μέσω της αποσύζευξης της κινηματικής από την αδρανειακή συνιστώσα της αλληλεπίδρασης (Gazetas, 1991, Makris και Gazetas, 1992) και ακολουθεί η μεταξύ τους επαλληλία είτε μέσω της συνολικής προσομοίωσης του συστήματος εδάφους-κατασκευής. Σύμφωνα με την πρώτη προσέγγιση, στην οποία πρόβλημα αντιμετωπίζεται σε δυο διακριτά στάδια, το έδαφος και η θεμελίωση αντικαθίστανται με κατάλληλα ελατήρια και

αποσβεστήρες, τακτική η οποία εφαρμόστηκε κατά την πρώτη προσομοίωση της γέφυρας της Κρυσταλλοπηγής (Sextos et al., 2004). Αντίθετα, κατά τη δεύτερη προσέγγιση, γίνεται καθολική αριθμητική προσομοίωση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής χρησιμοποιώντας κατάλληλα επιφανειακά, χωρικά πεπερασμένα ή και συνοριακά στοιχεία. Η ανάλυση γίνεται σε ένα στάδιο είτε με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων είτε με τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών και υπάρχει εγγενής σύζευξη κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης. Η τακτική της συνολικής προσομοίωσης δεν έχει ακολουθηθεί από πολλούς ερευνητές ιδιαίτερα δε, από τους μηχανικούς της πράξης, κυρίως εξαιτίας της πολυπλοκότητας του προβλήματος και του μεγάλου υπολογιστικού κόστους. Ωστόσο, τα τελευταία χρόνια, χάρη στην ανάπτυξη των σύγχρονων υπολογιστικών εργαλείων, η λύση της ενιαίας προσομοίωσης (Yan et al., 2004, Kwon και Elnashai, 2006, Kotsoglou et al., 2006) αποδεικνύεται ότι είναι πλέον εφικτή. Στο πλαίσιο αυτό, κρίθηκε σκόπιμη και για την περίπτωση της υπό μελέτη γέφυρας, η κατά το δυνατόν λεπτομερής προσομοίωση της ανωδομής (κατάστρωμα και βάθρα), της θεμελίωσης (ομάδα πασσάλων και επιφανειακά πέδιλα) καθώς και του υποκείμενου και το περιβάλλοντος εδάφους ως ένα ενιαίο σύνολο (Σχήμα 2) με τη χρήση του προγράμματος ANSYS και της εγγενούς γλώσσας προγραμματισμού APDL (ANSYS Programming Design Language). Το κατάστρωμα και τα βάθρα της γέφυρας προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (3D elastic beams). Για λόγους απλοποίησης του προβλήματος, η υπάρχουσα στρωματογραφία της περιοχής αντικαταστήθηκε από ομογενές υλικό με ισοδύναμο μέσο μέτρο ελαστικότητας E=30000kPa. Για την προσομοίωσή του εδάφους, επιλέχθηκε εδαφικός όγκος διαστάσεων 700m×240m με ύψη που κυμαινόταν από 2m ως 40m, ανάλογα με την (εν γένει μεταβλητή κατά το μήκος της γέφυρας) στάθμη του βραχώδους υποβάθρου όπως αυτό προκύπτει με βάση τις γεωτρήσεις που έχουν πραγματοποιηθεί σε κάθε βάθρο. Παράλληλα, συνεκτιμάται η αλληλεπίδραση του επιχώματος πρόσβασης με τη γέφυρα με κατάλληλη προσμομοίωση του ακροβάθρου και σύνδεσής του με το κατάστρωμα μέσω μονόπλευρων συνδέσμων επαφής (gap elements). Σημειώνεται ότι στη μεν περιοχή του ακροβάθρου A1 το σύστημα επιχώματος-ακροβάθρου προσομοιώθηκε ως ανωτέρω, στη δε περιοχή του ακροβάθρου Α2 (δεξί σκέλος του Σχήματος 2) το ακρόβαθρο εδράζεται ουσιαστικά απευθείας επί του βραχώδους υποβάθρου όπως καταδεικνύει η σχετική γεωτεχνική μελέτη.

Όσον αφορά στη προσομοίωση του εδάφους, σε άμεση γειτνίαση με τους πασσάλους εφαρμόστηκε πυκνή διακριτοποίηση με 8-κομβα χωρικά πεπερασμένα στοιχεία (τύπου Solid185 και τριών βαθμών ελευθερίας ανά κόμβο) ώστε να μπορεί να αποδοθεί ακριβέστερα η αλληλεπίδραση ανάμεσα στο έδαφος και τη θεμελίωση στο εγγύς πεδίο. Στην υπόλοιπη περιοχή, εφαρμόστηκε σταδιακή μετάβαση σε αραιότερο κάναβο πεπερασμένων στοιχείων καταλήγοντας σε πλευρικά όρια αποτελούμενα από 20-κομβα στοιχεία (τύπου Solid186 και επίσης τριών βαθμών ελευθερίας ανά κόμβο). Η θεμελίωση των βάθρων από την άλλη, προσομοιώθηκε με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (όμοια με αυτά του καταστρώματος) ενώ για τα επιφανειακά πέδιλα και τους κεφαλοδέσμους επιλέχθηκαν και πάλι 8-κομβα χωρικά στοιχεία. Επισημαίνεται ότι η σύνδεση γραμμικών (βάθρα) και χωρικών στοιχείων (κεφαλόδεσμος) υλοποιήθηκε με τον προγραμματισμό κατάλληλων εξισώσεων διασύνδεσης (coupling equations) ώστε να εξασφαλιστεί η δια της πραγματικής γεωμετρίας των συνδεδεμένων στοιχείων μεταφορά των δυνάμεων. Στη βάση του προσομοιώματος, η οποία αντιστοιχεί στη στάθμη του βραχώδους υποβάθρου, δεσμεύτηκαν όλοι οι βαθμοί ελευθερίας των κόμβων του ενώ στους κόμβους των επιφανειών των πλευρικών ορίων του συστήματος

τοποθετήθηκαν κατάλληλοι αποσβεστήρες (Lysmer, 1969) προκειμένου να περιοριστούν οι ανακλάσεις των προσπιπτώντων κυμάτων. Για την επίλυση του συστήματος στο πεδίο του χρόνου εφαρμόστηκε η μέθοδος αριθμητικής ολοκλήρωσης των Hilber-Hughes-Taylor (α=-0.30). Εφαρμόστηκε απόσβεση τύπου Rayleigh, με σταθερές a και b τέτοιες, ώστε για ένα εύρος συχνοτήτων 0.1–15 Hz η απόσβεση του συστήματος να κυμαίνεται από 5 ως 10% (a=0.91 και b=0.003). Οι δύο οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης εφαρμόστηκαν ταυτόχρονα στη στάθμη του βραχώδους υποβάθρου (βάση του προσομοιώματος) υπό τη μορφή καταναγκασμένων μετακινήσεων μεταβαλλόμενων με το χρόνο, μετά από αποσυνέλιξη των καταγραφών της ελεύθερης επιφάνειας κατά περίπτωση.



Σχήμα 2. Αιρθμητικό προσομοίωμα γέφυρας Κρυσταλλοπηγής

#### ΕΠΙΡΡΟΗ ΓΩΝΙΑΣ ΠΡΟΣΠΤΩΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΥΜΑΤΩΝ

#### Σεισμικά σενάρια ελέγχου

Για τον έλεγχο της επιρροής της γωνίας πρόσπτωσης του σεισμικού κραδασμού, ως διέγερση αναφοράς (θ=0°) λαμβάνεται ο συνήθης τρόπος διέγερσης των καμπύλων γεφυρών, σύμφωνα με τον οποίο η διαμήκης (longitudinal) συνιστώσα της διέγερσης ασκείται παράλληλα προς τη χορδή της γέφυρας και η εγκάρσια (transversal) συνιστώσα σε διεύθυνση κάθετη προς τη χορδή (Σχήμα 3). Το ζεύγος των δυο συνιστωσών εφαρμόζεται ταυτόχρονα στη βάση του προσομοιώματος και περιστρέφεται με φορά αντίθετη προς τη φορά των δεικτών του ρολογιού κατά διακριτές τιμές της γωνίας θ (Σχήμα 4). Για τη μελέτη της επιρροής της γωνίας διέγερσης στα μεγέθη απόκρισης της γέφυρας της Κρυσταλλοπηγής ελέγχθηκαν τα σενάρια που συνοψίζονται στον Πίνακα 1. Πρόκειται για τέσσερις διαφορετικούς, σχετικά πρόσφατους, ελληνικούς σεισμούς των οποίων το συχνοτικό περιεχόμενο υπό τη μορφή φασμάτων απόκρισης επιτάχυνσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 5 και ενός ζεύγους ασυσχέτιστων, κάθετων μεταξύ τους συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων συμβατών με το φάσμα του Ευρωκώδικα 8. Σε όλες τις καταγεγραμμένες σεισμικές επιταχύνσεις αναφοράς πραγματοποιήθηκε κατάλληλη διαδικασία διόρθωσης γραμμής βάσης (baseline correction) προκειμένου να εξασφαλιστούν μηδενικές μετακινήσεις και ταχύτητες στο τέλος της εκάστοτε χρονοϊστορίας. Για κάθε ένα από τα τέσσερα σεισμικά σενάρια, πραγματοποιήθηκε σειρά παραμετρικών αναλύσεων στα οποία η γωνία πρόσπτωσης της σεισμικής διέγερσης μεταβάλλονταν σε ένα εύρος γωνιών από 0° ως 180° ανά 15° ενώ σε δεύτερο επίπεδο συνεκτιμήθηκε (ή αγνοήθηκε αντίστοιχα) η εδαφική ενδοσιμότητα, όπως περιγράφεται αναλυτικότερα στην επόμενη ενότητα. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν (5 σενάρια) x (13 γωνίες πρόσπτωσης) x (2 περιπτώσεις προσομοίωσης του εδάφους) = 130 δυναμικές αναλύσεις στο πεδίο του χρόνου του τρισδιάστατου αριθμητικού προσομοιώματος του Σχήματος 2.

#### Δείκτες επιρροής της διεύθυνσης διέγερσης επί των μεγεθών απόκρισης

Στο σημείο αυτό επισημαίνεται ότι για τη μελέτη του φαινομένου αποφασίστηκε να εξεταστούν οι σχετικές μεταβολές των μεγεθών (π.χ. μετακινήσεων καταστρώματος στις θέσεις των βάθρων και ροπών κάμψης στις βάσεις των βάθρων) και όχι οι απόλυτες τιμές τους. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τη διέγερση αναφοράς, η οποία στο εξής θα ονομάζεται ανάλυση θ=0° και τα αποτελέσματα των υπολοίπων αναλύσεων, οι οποίες κατά αντιστοιχία θα ονομάζονται θ=i°, όπου i οι διακριτές τιμές της γωνίας θ κατά την οποία περιστρέφεται το διάνυσμα της διέγερσης ως προς το σύστημα αναφοράς, υπολογίζεται ο δείκτης r(θ<sub>i</sub>) επιρροής της γωνίας πρόσπτωσης επί των μεγεθών απόκρισης (orientation effect ratio, Athanatopoulou, 2005). Ο δείκτης αυτός ισούται με το πηλίκο των μετακινήσεων του καταστρώματος στις θέσεις των κεφαλών ή των ροπών κάμψης στους πόδες των βάθρων για τις αναλύσεις θ=i° προς τις μετακινήσεις του καταστρώματος στις θέσεις των κεφαλών των βάθρων ή τις ροπές κάμψης στις βάσεις των βάθρων για την ανάλυση θ=0° αντίστοιχα:

$$r(\theta_i) = \frac{\max|\mathbf{R}_{\theta \neq 0}(\theta_i, \mathbf{t})|}{\max|\mathbf{R}_{\theta = 0}(\mathbf{t})|}$$
(1)

όπου i=0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 75°, 90°, 105°, 120°, 135°, 150°, 165°, 180°, max $|R_{\theta\neq0}$  (θ,t)] εκφράζει τη μέγιστη συν τω χρόνω απόλυτη τιμή της παραμέτρου απόκρισης για διέγερση



![](_page_7_Picture_1.jpeg)

**Σχήμα 3.** Διέγερση της γέφυρας Κρυσταλλοπηγής για γωνία πρόσπτωσης σεισμικών κυμάτων παράλληλη και κάθετη προς τη χορδή (θ=0°).

![](_page_7_Figure_3.jpeg)

![](_page_7_Picture_4.jpeg)

**Σχήμα 4.** Διέγερση της γέφυρας Κρυσταλλοπηγής για (τυχαία) γωνία πρόσπτωσης σεισμικών κυμάτων θ=i<sup>ο</sup>.

Πίνακας 1. Σεισμικές διεγέρσεις αναφοράς (προ αποσυνέλιξης) που χρησιμοποιήθηκαν γι	α τη
δυναμική ανάλυση στο πεδίο του χρόνου	

SCEN	Διέγερση	Μέγεθος	Θέση καταγραφής	PHA (m/sec <sup>2</sup> )
1	Κοζάνη (1995)	5.2 (M <sub>w</sub> )	Νομαρχία	2.05
2	Αθήνα (1999)	6.0 (M <sub>w</sub> )	Χαλάνδρι	1.58
3	Λευκάδα (2003)	6.4 (M <sub>w</sub> )	Νοσοκομείο	4.12
4	Θεσσαλονίκη (1978)	5.12 (M <sub>s</sub> )	City Hotel	1.43
5	Συνθετικά επιτ/τα ΕC8	-	-	2.40

![](_page_7_Figure_8.jpeg)

Σχήμα 5. Φάσματα απόκρισης των σεισμικών διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν (δεξιά) και ενδεικτική οριζόντια συνιστώσα της καταγραφής του σεισμού της Θεσσαλονίκης (1978).

υπό γωνία θ<sub>i</sub> και max|R<sub>θ=0</sub> (t)| εκφράζει αντίστοιχα τη μέγιστη απόλυτη τιμή της παραμέτρου απόκρισης για διέγερση υπό γωνία θ=0. Σημειώνεται ότι παρόλο που οι τιμές αυτές δεν εμφανίζονται την ίδια χρονική στιγμή ωστόσο, προτιμήθηκαν ως μέτρο σύγκρισης για την εύρεση της επιρροής της γωνίας διέγερσης, σε σχέση με τη μέγιστη τιμή του λόγου των αποκρίσεων κάθε χρονικής στιγμής. Με τον τρόπο αυτόη, αποτρέπεται η πιθανή διαίρεση μιας αυξημένης με μια μικρή τιμή ενός μεγέθους απόκρισης, οι οποίες μπορεί μεν να συμβαίνουν ταυτόχρονα αλλά ο λόγος αυτών δεν είναι αντιπροσωπευτικός για τη μελέτη του φαινομένου. Είναι φανερό ότι στις περιπτώσεις εκείνες όπου ο δείκτης επιρροής ξεπερνά τη μονάδα, τότε η φόρτιση κατά τη δεδομένη γωνία διέγερσης έχει δυσμενέστερες επιπτώσεις επί των μετακινήσεων ή των εντατικών μεγεθών σε σχέση με αυτή της διέγερσης αναφοράς. Στην αντίθετη περίπτωση, δηλαδή όταν ο δείκτης είναι μικρότερος από τη μονάδα, η επιρροή της περιστροφής του διανύσματος της διέγερσης είναι ευμενής. Από τη μελέτη των πέντε σεισμικών σεναρίων του Πίνακα 1 υπολογίζονται οι δείκτες επιρροής των μεγεθών απόκρισης. Εξετάζονται οι μετακινήσεις του καταστρώματος (ux, uy) στις κεφαλές των βάθρων με διεύθυνση παράλληλη και κάθετη προς τη χορδή της γέφυρας καθώς επίσης και οι ροπές κάμψης (M<sub>x'</sub>, M<sub>y'</sub>) στους πόδες των βάθρων γύρω από τον παράλληλο και τον κάθετο άξονα στην εφαπτομένη της καμπύλης γέφυρας στις θέσεις των βάθρων.

#### Αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων

Στον Πίνακα 2 συνοψίζονται ενδεικτικά οι τιμές των δεικτών επιρροής r(θ<sub>i</sub>) των μετακινήσεων του καταστρώματος στις θέσεις των βάθρων όπως προέκυψαν από την εξέταση του πρώτου σεναρίου που αφορά το σεισμό της Κοζάνης (το πλήρες πλαίσιο των αποτελεσμάτων είναι διαθέσιμο στην εργασία της Τασκάρη, 2007). Παρατηρείται ότι σε πολλές περιπτώσεις οι ακραίες τιμές των δεικτών επιρροής δεν εμφανίζονται για τη (συνήθη στην πράξη) ανάλυση αναφοράς θ=0°. Είναι επίσης αξιοσημείωτο το γεγονός ότι η μεταβολή της γωνίας πρόσπτωσης είναι δυνατό να επιβαρύνει ένα βάθρο (r(θ<sub>i</sub>)>1) ενώ την ίδια στιγμή να έχει ευμενή επιρροή σε ένα διπλανό του (r(θ<sub>i</sub>)<1). Επιπλέον, η περιστροφή του διανύσματος της διέγερσης έχει διαφορετική επίπτωση επί των μετακινήσεων του καταστρώματος κατά μήκος των αξόνων x και y (παράλληλα και κάθετα προς τη χορδή αντίστοιχα). Πιο συγκεκριμένα, οι δείκτες επιρροής που αναφέρονται στις μετακινήσεις με διεύθυνση παράλληλη προς τη χορδή της γέφυρας (ux) έχουν γενικά τιμές μικρότερες από τη μονάδα ενώ αντίθετα η εικόνα των μετακινήσεων κατά μήκος της κάθετης προς τη χορδή της γέφυρας διεύθυνσης είναι σημαντικά δυσμενέστερη. Παρατηρείται μάλιστα ότι οι ακραίες τιμές των δεικτών δεν εμφανίζονται για την ίδια «κρίσιμη» γωνία διέγερσης θ<sub>cr</sub> σε όλα τα βάθρα γεγονός που αποδεικνύει την πολυπλοκότητα του φαινομένου και τη δυσκολία επιλογής της δυσμενέστερης γωνίας διέγερσης η οποία θα επιφέρει δυσχερείς συνέπειες ταυτόχρονα σε όλα τα βάθρα (ώστε να αποτελεί κριτήριο σχεδιασμού). Στο πλαίσιο αυτό και προκειμένου να ποσοτικοποιηθεί η διασποράς των δεικτών επιρροής, στην τελευταία γραμμή κάθε πίνακα, υπολογίζεται η διακύμανση (COV) για κάθε βάθρου για όλες τις γωνίες διέγερσης καθώς επίσης και η μέση τιμή της διακύμανσης για το σύνολο των βάθρων. Από την εξέταση των αποτελεσμάτων και των υπολοίπων σεισμικών σεναρίων (Τασκάρη, 2007), τόσο για τα μεγέθη των μετακινήσεων όσο και για τα μεγέθη των ροπών κάμψης, προέκυψε σαφώς ότι η έννοια της κρίσιμης γωνίας εξαρτάται από το σημείο (βάθρο) που μελετάται, το μέγεθος που μελετάται (ροπές, μετακινήσεις) και το σεισμό εισαγωγής κάτι που έχει αποδειχτεί και από άλλους ερευνητές (Αθανατοπούλου, 2005).

Πίνακας 2. Δείκτες επιρροής της γωνίας πρόσπτωσης επί των μετακινήσεων (u<sub>θ=i</sub> /u<sub>θ=0</sub>) κατά τη διεύθυνση x (άνω) και y (κάτω) για τη διέγερση με βάση το σεισμό της Κοζάνης

M3 M4 M5 M6 M7 M8 M9 M10 M11													
a/a	A1	⊷~ — M1	 M2	— — МЗ	 M4	 M5	 M6	M7	 M8	— — М9	— — M10	— - M11	A2
<b>0</b> °	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
15°	0.95	0.95	0.95	0.96	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.02	0.97	0.89	0.88
30°	0.86	0.83	0.84	0.89	0.98	0.98	0.98	0.99	1.00	0.96	0.88	0.72	0.70
45°	0.71	0.65	0.69	0.77	0.86	0.87	0.87	0.89	0.89	0.90	0.75	0.53	0.58
<b>60°</b>	0.52	0.49	0.59	0.64	0.69	0.70	0.70	0.72	0.76	0.78	0.67	0.43	0.45
75°	0.49	0.46	0.49	0.53	0.52	0.54	0.52	0.56	0.64	0.62	0.57	0.34	0.34
90°	0.58	0.50	0.38	0.45	0.38	0.44	0.45	0.48	0.54	0.51	0.44	0.41	0.46
105°	0.63	0.51	0.40	0.42	0.42	0.44	0.42	0.43	0.43	0.47	0.51	0.53	0.61
120°	0.77	0.57	0.54	0.52	0.56	0.53	0.51	0.50	0.49	0.52	0.58	0.75	0.78
135°	0.86	0.76	0.74	0.72	0.69	0.67	0.64	0.62	0.60	0.63	0.68	0.91	0.94
150°	0.95	0.90	0.89	0.88	0.85	0.82	0.79	0.76	0.74	0.77	0.85	1.01	1.03
165°	1.01	0.99	0.98	0.97	0.94	0.91	0.91	0.90	0.90	0.91	0.96	1.04	1.05
AVE	0.78	0.72	0.71	0.73	0.74	0.74	0.73	0.74	0.75	0.76	0.74	0.71	0.74 <b>0</b>
ST.DEV.	0.19	0.21	0.23	0.21	0.23	0.22	0.23	0.22	0.21	0.20	0.19	0.26	0.25
cov	0.24	0.29	0.32	0.29	0.31	0.30	0.31	0.30	0.28	0.27	0.26	0.36	0.34 <b>0</b>

a/a	<b>A</b> 1	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	A2
<b>0</b> °	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
15°	1.21	1.13	0.99	0.87	1.05	1.21	1.21	1.13	1.10	1.07	1.01	1.27	1.29
30°	1.33	1.19	0.98	1.04	1.26	1.40	1.34	1.21	1.13	1.10	0.99	1.46	1.54
45°	1.52	1.26	1.24	1.29	1.48	1.51	1.38	1.21	1.08	1.09	0.98	1.54	1.68
60°	1.69	1.44	1.42	1.45	1.63	1.51	1.33	1.13	0.98	1.00	0.93	1.53	1.70
75°	1.74	1.51	1.50	1.51	1.66	1.45	1.19	0.97	0.85	0.85	0.84	1.40	1.61
90°	1.68	1.49	1.49	1.54	1.59	1.36	1.02	0.75	0.70	0.68	0.74	1.18	1.41
105°	1.50	1.36	1.42	1.55	1.45	1.18	0.86	0.57	0.55	0.59	0.70	1.01	1.12
120°	1.22	1.13	1.40	1.46	1.25	0.92	0.66	0.48	0.55	0.56	0.69	0.87	0.93
135°	0.86	0.84	1.28	1.27	0.96	0.62	0.58	0.52	0.59	0.61	0.73	0.70	0.71
150°	0.53	0.70	1.07	1.06	0.86	0.56	0.54	0.66	0.66	0.67	0.81	0.59	0.62
165°	0.72	0.80	0.96	1.07	0.96	0.78	0.79	0.84	0.83	0.87	0.92	0.74	0.76
AVE	1.25	1.15	1.23	1.26	1.26	1.12	0.99	0.87	0.84	0.84	0.86	1.11	1.20 <b>1.0</b>
ST.DEV.	0.40	0.28	0.22	0.24	0.29	0.34	0.30	0.27	0.22	0.21	0.12	0.34	0.39
cov	0.32	0.24	0.18	0.19	0.23	0.31	0.31	0.31	0.27	0.25	0.14	0.30	0.33 0.2

#### ΣΥΝΕΚΤΙΜΗΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ-ΑΝΩΔΟΜΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΤΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΠΡΟΣΠΤΩΣΗΣ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΥΜΑΤΩΝ

Καθώς στην πράξη το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, είτε λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά είτε αγνοείται τελείως, κρίθηκε σκόπιμο να διερευνηθεί εάν η παρατηρηθείσα διασπορά των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων εξαιτίας της επιλογής της διεύθυνσης διέγερσης εξαρτάται από τη συνεκτίμηση της ενδοσιμότητας του υποκείμενου εδάφους ή η συνήθης παραδοχή της πλήρους πάκτωσης των βάθρων δεν επιδρά στο βαθμό επιρροής της γωνίας πρόσπτωσης. Στο πλαίσιο αυτό συνεπώς, όλες οι παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για το σύνθετο προσομοίωμα του **Σχήματος 2** επαναλήφθηκαν, με μόνη διαφορά την υιοθέτηση της παραδοχής της πλήρους πάκτωσης στις βάσεις των βάθρων της γέφυρας. Στον Πίνακα 3 συνοψίζονται τα αποτελέσματα των δεικτών επιρροής των μετακινήσεων όπως προέκυψαν από την εξέταση του πακτωμένου συστήματος για το σεισμό της Κοζάνης (σενάριο 1). Παρατηρείται ότι αν και ο μέσος όρος της διακύμανσης (COV) των μεγεθών για το πακτωμένο (Πίνακας 3) και το ενδόσιμο (Πίνακας 2) σύστημα είναι περίπου ίδιος, εντούτοις οι πραγματικές τιμές των μεγεθών από τις οποίες προκύπτει η διασπορά είναι εντελώς διαφορετικές.

Εν προκειμένω. από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο προσομοιωμάτων (ενιαίου συστήματος εδάφους-ανωδομής και πακτωμένης στη βάση της γέφυρας) προέκυψε ότι οι ακραίες τιμές των δεικτών επιρροής τόσο των μετακινήσεων όσο και των ροπών κάμψης του πακτωμένου προσομοιώματος και οι αντίστοιχες «κρίσιμες» γωνίες θ<sub>cr</sub> για τις οποίες αυτοί προκύπτουν, είναι εμφανώς διαφορετικές σε σχέση με αυτές του συστήματος όπου προσομοιώνεται αριθμητικά ο ρόλος του εδάφους. Για παράδειγμα, ενώ η «κρίσιμη» γωνία διέγερσης για τις μετακινήσεις κάθετα στη χορδή (u<sub>v</sub>) του καταστρώματος στη θέση του βάθρου M4 προέκυψε ίση προς 75° (Πίνακας 2, r(θ<sub>75</sub>°)=1.66) όταν συνεκτιμήθηκε ο ρόλος του εδάφους, η αντίστοιχη «κρίσιμη» γωνία για την ίδια μετακίνηση, στην ίδια θέση, του πακτωμένου στη βάση φορέα προέκυψε ίση προς  $30^{\circ}$  (Πίνακας 3, r( $\theta_{30}^{\circ}$ )=2.05). Το γεγονός αυτό παρατηρείται σε μεγάλη έκταση και για τα υπόλοιπα σενάρια σεισμικής διέγερσης: στα Σχήματα 6, 7, 8 και 9 παρουσιάζονται ενδεικτικά η διασπορά και οι περιβάλλουσες των δεικτών επιρροής των μετακινήσεων του καταστρώματος στις θέσεις των βάθρων και των ροπών κάμψης στις βάσεις τους γύρω από τον άξονα που είναι παράλληλος προς την εφαπτομένη της γέφυρας, σε κάθε σημείο σύνδεσης του φορέα με τα βάθρα καθώς και για το ενδόσιμο (SSI) και το πακτωμένο (χωρίς SSI) προσομοίωμα. Παρατηρείται ότι η επιρροή της γωνίας πρόσπτωσης των σεισμικών κυμάτων εξαρτάται ταυτόχρονα από (α) την συνεκτίμηση ή όχι του εδάφους θεμελίωσης (β) το συχνοτικό περιεχόμενο της κίνησης εισαγωγής (γ) το μέγεθος (μετακινήσεις ή εντατικά μεγέθη), που κάθε φορά εξετάζεται, ενώ (δ) δεν είναι με ενιαίο τρόπο ευμενής ή δυσμενής για όλα τα βάθρα της γέφυρας. Η σημαντική αυτή παρατήρηση μπορεί να αποδοθεί στο γεγονός ότι όταν συνεκτιμάται το υποκείμενο έδαφος, όχι μόνο διαφοροποιούνται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της υπό μελέτη γέφυρας αλλά ταυτόχρονα αλλοιώνονται και τα χαρακτηριστικά των προσπιπτώντων σεισμικών κυμάτων. Ως εκ τούτου, πρόκειται ουσιαστικά για μια διαφορετική (σε σχέση με την πλήρως πακτωμένη) κατασκευή, η οποία διεγείρεται με διαφορετικές από άποψη έντασης και συχνοτικού περιεχομένου σεισμικές επιταχύνσεις με αποτέλεσμα, πολύ φυσιολογικά, η επιρροή της γωνίας πρόσπτωσης των σεισμικών κυμάτων να είναι διαφορετική και

#### Πίνακας 3. Δείκτες επιρροής μετακινήσεων (u<sub>θ=i</sub> /u<sub>θ=0</sub>) κατά τη διεύθυνση x και y αντίστοιχα για το σεισμό της Κοζάνης

$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$													
a/a	<b>A</b> 1	M1	M2	М3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	A2
<b>0</b> °	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
15°	0.89	0.92	0.91	0.90	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.86	0.98	0.98	0.97
<b>30°</b>	0.46	0.46	0.44	0.39	0.39	0.38	0.37	0.36	0.34	0.32	0.51	0.53	0.50
45°	0.54	0.58	0.61	0.54	0.54	0.57	0.56	0.55	0.51	0.59	0.74	0.74	0.73
60°	0.57	0.58	0.58	0.48	0.42	0.44	0.43	0.43	0.42	0.47	0.54	0.54	0.53
75°	0.56	0.56	0.55	0.46	0.44	0.45	0.45	0.44	0.43	0.47	0.44	0.43	0.44
<b>90°</b>	0.52	0.51	0.49	0.40	0.43	0.44	0.43	0.42	0.42	0.45	0.43	0.43	0.43
105°	0.59	0.61	0.60	0.55	0.61	0.62	0.61	0.61	0.61	0.64	0.62	0.60	0.62
120°	0.78	0.80	0.79	0.73	0.81	0.82	0.81	0.82	0.81	0.84	0.80	0.78	0.79
135°	0.92	0.94	0.92	0.90	0.96	0.97	0.96	0.96	0.96	0.98	0.92	0.91	0.92
150°	1.01	1.02	1.01	1.00	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.06	0.98	0.97	0.99
165°	1.04	1.04	1.04	1.04	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.07	0.98	0.98	0.99
AVE	0.74	0.75	0.74	0.70	0.71	0.72	0.72	0.71	0.71	0.73	0.74	0.74	0.74 <b>0.7</b>
ST.DEV.	0.22	0.22	0.22	0.25	0.27	0.27	0.27	0.27	0.28	0.27	0.23	0.23	0.23
COV	0.30	0.29	0.30	0.36	0.38	0.37	0.38	0.38	0.39	0.37	0.30	0.31	0.31 <b>0.3</b>

a/a	A1	M1	M2	М3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	A2
<b>0</b> °	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
15°	1.08	1.06	1.39	1.32	1.18	1.23	1.30	1.26	1.14	1.15	1.10	1.11	1.11
<b>30°</b>	1.57	1.71	2.01	2.07	2.05	2.01	1.89	1.72	1.51	1.55	1.32	1.24	1.28
45°	1.23	1.42	1.87	1.80	1.53	1.50	1.65	1.50	1.21	1.22	1.09	1.11	1.10
60°	1.29	1.48	1.92	1.86	1.68	1.62	1.66	1.47	1.15	1.13	0.96	0.99	0.98
75°	1.34	1.44	1.85	1.85	1.79	1.67	1.55	1.34	1.01	1.00	0.86	0.92	0.90
90°	1.33	1.36	1.65	1.79	1.79	1.61	1.34	1.12	0.94	1.01	0.84	0.89	0.90
105°	1.27	1.35	1.64	1.64	1.66	1.43	1.12	1.04	0.90	0.96	0.80	0.89	0.88
120°	1.22	1.29	1.55	1.48	1.42	1.16	0.97	0.90	0.82	0.83	0.76	0.84	0.89
135°	1.09	1.14	1.36	1.21	1.08	0.84	0.81	0.72	0.69	0.78	0.81	0.95	1.00
150°	1.02	1.04	1.07	0.93	0.71	0.62	0.71	0.74	0.63	0.85	0.86	1.02	1.05
165°	0.97	0.97	0.89	0.83	0.78	0.80	0.69	0.82	0.79	0.86	0.85	1.01	1.03
AVE	1.20	1.27	1.52	1.48	1.39	1.29	1.23	1.14	0.98	1.03	0.94	1.00	1.01 <b>1.1</b>
ST.DEV.	0.18	0.23	0.38	0.41	0.43	0.42	0.40	0.32	0.24	0.21	0.16	0.11	0.12
cov	0.15	0.18	0.25	0.28	0.31	0.32	0.33	0.28	0.25	0.21	0.18	0.11	0.12 0.2

![](_page_12_Figure_0.jpeg)

Σχήμα 6. Διασπορά δεικτών επιρροής r(θ<sub>i</sub>) επί των μετακινήσεων καταστρώματος (αριστερά) και των ροπών κάμψης (δεξιά) για διάφορες γωνίες πρόσπτωσης 0°-180° (ανά 15°) του ενδόσιμου και του πακτωμένου συστήματος (Σεισμός Κοζάνης)

![](_page_12_Figure_2.jpeg)

Σχήμα 7. Διασπορά δεικτών επιρροής r(θ<sub>i</sub>) επί των μετακινήσεων καταστρώματος (αριστερά) και των ροπών κάμψης (δεξιά) για διάφορες γωνίες πρόσπτωσης 0°-180° (ανά 15°) του ενδόσιμου και του πακτωμένου συστήματος (Σεισμός Αθήνας)

![](_page_12_Figure_4.jpeg)

Σχήμα 8. Διασπορά δεικτών επιρροής r(θ<sub>i</sub>) επί των μετακινήσεων καταστρώματος (αριστερά) και των ροπών κάμψης (δεξιά) για διάφορες γωνίες πρόσπτωσης 0°-180° (ανά 15°) του ενδόσιμου και του πακτωμένου συστήματος (Σεισμός Λευκάδας)

![](_page_13_Figure_0.jpeg)

Σχήμα 9. Διασπορά δεικτών επιρροής r(θ<sub>i</sub>) επί των μετακινήσεων καταστρώματος (αριστερά) και των ροπών κάμψης (δεξιά) για διάφορες γωνίες πρόσπτωσης 0°-180° (ανά 15°) του ενδόσιμου και του πακτωμένου συστήματος (Σεισμός Θεσσαλονίκης)

κατά περίπτωση, άλλοτε το πακτωμένο και άλλοτε το ενδόσιμο σύστημα να επηρεάζονται περισσότερο από την περιστροφή του διανύσματος φόρτισης. Επιπροσθέτως θα πρέπει να σημειωθεί ότι είτε συνεκτιμάται είτε αγνοείται ο ρόλος του εδάφους, όχι μόνο επιβεβαιώνεται η παρατήρηση (Αθανατοπούλου, 2005) ότι η μέγιστη τιμή απόκρισης κτιρίων υπό την «κρίσιμη» γωνία μπορεί να είναι έως και 80% μεγαλύτερη από αυτή που προκύπτει από τη διέγερση κατά τους δύο τυπικά οριζόμενους άξονες της κατασκευής, αλλά διαφαίνεται ότι στην περίπτωση καμπύλων γεφυρών μεγάλου μήκους η δυσμενέστερη τιμή απόκρισης μπορεί να υπερβεί στην ακραία περίπτωση το 195% της συμβατικώς προσδιοριζόμενης έντασης (**Σχήμα 7**: ροπές κάμψης βάσης βάθρου M2 περί τον εφαπτομενικό άξονα υπό το σεισμό της Λευκάδας, r(θ<sub>i</sub>)=1.95).

Είναι φανερό συνεπώς ότι η εικόνα που θα είχε αποκτήσει ο μελετητής, ακόμα και αν χωρίς να του το επιβάλλει ο αντισεισμικός κανονισμός, είχε διερευνήσει την επιρροή της διεύθυνσης σεισμικής διέγερσης καμπύλων γεφυρών, θα ήταν εν γένει πολύ διαφορετική υπό τη θεώρηση της πλήρους πάκτωσης της κατασκευής σε σχέση με την περίπτωση συνεκτίμησης της συνολικής δυσκαμψίας και απόσβεσης του συστήματος εδάφους–κατασκευής.

#### ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα βασικά συμπεράσματα που προέκυψαν από την παραμετρική ανάλυση συνοψίζονται ως ακολούθως:

- Η συνήθης διέγερση κατά x και y για την οποία υπολογίζονται οι γέφυρες καμπύλου σχήματος δεν είναι πάντα η κρισιμότερη. Αποδεικνύεται ότι η περιστροφή του διανύσματος της σεισμικής φόρτισης οδηγεί πολλές φορές σε δυσμενέστερες καταστάσεις έντασης σε σχέση με αυτές της συνήθους διέγερσης.
- Είναι φανερό ότι η έννοια της κρίσιμης γωνίας εξαρτάται από το σημείο (βάθρο) που μελετάται, το μέγεθος απόκρισης που μελετάται (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις) καθώς και από τα χαρακτηριστικά του σεισμού εισαγωγής κάτι που έχει αποδειχτεί και από άλλους ερευνητές (Αθανατοπούλου, 2005).

- Η κρίσιμη διεύθυνση φόρτισης για την εγκάρσια διεύθυνση δεν είναι όπως θα περίμενε κανείς η γωνία θ=90°, δηλαδή η διέγερση κατά τον άξονα y. Το αντίστοιχο ισχύει και για τη διαμήκη διεύθυνση όπου η κρίσιμη φόρτιση δεν προκύπτει πάντοτε για γωνία θ=0°, γεγονός που βρίσκεται σε απόλυτη συμφωνία με τις παρατηρήσεις των Rigato και Medina (2007) σε κτίρια.
- Για να αποκτηθεί μια ρεαλιστική εικόνα της διασποράς των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων εξαιτίας της μεταβολής της γωνίας πρόσπτωσης θα πρέπει να επιλυθεί το σύστημα εδάφους-θεμελίωσης για γωνίες διέγερσης 0 ως 180°. Από τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν διαφαίνεται ότι η εικόνα που αποκτά ο μελετητής θεωρώντας το σύστημα πακτωμένο δε σχετίζεται με αυτή που θα αποκόμιζε αν είχε συνεκτιμήσει τη συνολική δυσκαμψία του συστήματος εδάφους κατασκευής.
- Αν και ο μέσος όρος της διακύμανσης (COV) των μεγεθών για το πακτωμένο και το ενδόσιμο σύστημα είναι περίπου ίδιος, εντούτοις οι πραγματικές τιμές των μεγεθών από τις οποίες προκύπτει η διασπορά είναι τελείως διαφορετικές.
- Διαφαίνεται ότι στην περίπτωση καμπύλων γεφυρών μεγάλου μήκους επί ενδόσιμου εδάφους η κρίσιμη τιμή έντασης μπορεί να υπερβεί το 195% της συμβατικώς προσδιοριζόμενης.
- Είναι φανερό ότι το ζήτημα πρέπει να διερευνηθεί διεξοδικότερα αρχής γενομένης από τη μελέτη περισσότερων πραγματικών γεφυρών μεγάλου μήκους και σημαντικής καμπυλότητας ώστε να διερευνηθεί η δυνατότητα γενίκευσης των ανωτέρω συμπερασμάτων.

#### ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Οι συγγραφείς θα ήθελαν να μνημονεύσουν την αρωγή της ΕΓΝΑΤΙΑΣ ΟΔΟΥ Α.Ε. ως προς την αρχική διάθεση των δεδομένων που αφορούν στη γέφυρα Κρυσταλλοπηγής καθώς και το γεγονός ότι η εν λόγω γέφυρα έχει μελετηθεί διεξοδικά στο πλαίσιο του Ερευνητικού Προγράμματος «Αντισεισμική Προστασία Γεφυρών» (Επ. Υπεύθυνος καθ. Α. Κάππος), που χρηματοδοτήθηκε από τη Γενική Γραμματεία Έρευνας και Τεχνολογίας (2004-2007).

#### ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ANSYS Inc. (2006) ANSYS User's Manual, Version 10.0, Canonsburg, PA.

- ANSYS Inc. (2006) ANSYS Programmers Guide, Canonsburg, PA.
- Athanatopoulou A., (2005), "Critical Orientation of Three Correlated Seismic Components", *Engineering Structures*, Vol. 27, 301-312
- Aziminejad, A., Moghadam, A.S. (2006) "Behavior of asymmetric structures in near field ground motions", 1<sup>st</sup> European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Sept 3-8, Geneva, Switzerland, paper no. 399.
- Cakiroglou A., (1980) "Unfavorable seismic directions in earthquake resistant design", 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 4, Istanbul, pp. 201-208.
- CEN (Comité Européen de Normalisation) (2005) "Eurocode 8: Design provisions of structures for earthquake resistance Part 2: Bridges", prEN1998-2, Final Draft, Brussels.
- Gazetas, G. (1991) "Formulas & Charts for impedance functions of surface and embedded foundation", ASCE *Journal of Geotechnical Engineering*, 177(9), pp.1363-1381.
- Hernandez J.J. and Lopez O.A., (2002) "Response to three-component seismic motion of arbitrary direction", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 55-77
- Kotsoglou A., Pantazopoulou S., (2006) "Modeling of embankment flexibility and soilstructure interaction in integral bridges", 1<sup>st</sup> European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland.

- Kwon, O.-S. and Elnashai, A.S., (2006) "Analytical seismic assessment of highway bridges with soil-structure interaction", 4<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, Paper No. 142.
- Lopez O.A. and Torres R., (1997) "The critical angle of seismic incidence and the maximum structural response", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, 881-894
- Lopez O.A., Chopra A.K. and Hernandez J.J., (2000) "Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 29, 1759-1778.
- Lysmer J. and Kuhlemeyer R.L. (1969) "Finite Dynamic Model for Infinite Media", ASCE Journal of Engineering Mechanics Division, 95:EM4, 859-877
- MacRae G.A.and Mattheis J. (2000) "Three-dimensional steel building response to near-fault motions", ASCE Journal of Structural Engineering, 126(1), 117–126.
- Makris, N. and Gazetas, G. (1992) "Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: Lateral and seismic response", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21 (2), 145-162.
- Paraskeva T., Kappos A. And Sextos A., (2006) "Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 1269–1293.
- Penzien J., Watabe M. (1975) "Characteristics of 3-D earthquake ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, 365-373
- Rigato, A.-B. and Medina, R. (2007) "Influence of angle of incidence on seismic demands for inelastic single-storey structures subjected to bi-directional ground motions", Engineering Structures, 29, 2593–2601.
- Sextos A., Kappos A. and Mergos P., (2004) "Effect of Soil-Structure Interaction and Spatial Variability of Ground Motion on Irregular Bridges: The Case of the Krystallopigi Bridge", 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- Sextos, A., Pitilakis, K. Kirtas, E. and Fotaki, V. (2005) "A refined computational framework for the assessment of the inelastic response of an irregular building that was damaged during the Lefkada earthquake", 4<sup>th</sup> European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures, Thessaloniki, Paper No. 06.
- Sextos, A. and Kappos, A.J. (2008) "Seismic response of bridges under asynchronous excitation and comparison with EC8 design rules", Bulletin of Earthquake Engineering Engineering (έγινε καταρχήν δεκτό για δημοσίευση).
- Smeby W., Der Kiureghian A. (1985) "Modal combination rules for multi-component earthquake excitation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, 1-12.
- Τασκάρη, Ο. (2006) «Μελέτη σχετικής επιρροής ανοιχτών ζητημάτων δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους -θεμελίωσης-κατασκευής και σεισμικού κραδασμού σε καμπύλες γέφυρες μεγάλου μήκους», Διπλωματική Εργασία, Μεταπτυχιακό Πρόγραμμα Ειδίκευσης «Αντισεισμικός Σχεδιασμός τεχνικών Έργων», Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- Tezcan SS and Alhan C. (2001) "Parametric analysis of irregular structures under seismic loading according to the new Turkish Earthquake Code", Engineering Structures, 23, 600–609.
- Tso, W. K. and Smith, R. (1999) "Re-evaluation of seismic tensional provisions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 899-917.
- Wilson, E. L. and Button, M. (1982) "Three-dimensional dynamic analysis for multicomponent earthquake spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, 471-476
- Yan, L., Elgamal, A., Yang, Z., and Conte, J.P. (2004) "Bridge-Foundation-Ground System: A 3D Seismic Response Model", 3<sup>rd</sup> International Conference on Earthquake Engineering, Nanjing, China.
- Υπουργείο Περιβάλλοντος, Χωροταξίας και Δημοσίων Έργων (Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε.) (1999) «Εγκύκλιος Ε39/99, Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών», Απόφαση ΔΜΕΟγ/Ο/884/24.12.99.
- Zhang, Y., Acero, G., Conte, J., Yan, Z. and Elgamal, A. (2004) "Seismic Reliability Assessment of a Bridge Ground System", 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.