

Σεισμική συμπεριφορά του Βυζαντινού Τείχους της Θεσσαλονίκης υπό σύγχρονη και ασύγχρονη σεισμική κίνηση

Seismic response of the Byzantine City Walls of Thessaloniki
under synchronous and asynchronous excitation

Αναστάσιος ΣΕΞΤΟΣ¹, Κοσμάς-Αθανάσιος ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ²,
Σωκράτης ΤΣΕΛΕΓΚΑΡΙΔΗΣ³

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η αριθμητική και αναλυτική μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των Βυζαντινών Τειχών της Θεσσαλονίκης, η έναρξη κατασκευής των οποίων τοποθετείται χρονικά στον 4ο αιώνα μ.Χ., κατά την περίοδο του Μεγάλου Θεοδοσίου. Στο πλαίσιο αυτό, μελετώνται τρία τμήματα του Τείχους τα οποία διατηρούνται μέχρι σήμερα σχετικά ανέπαφα, υπό σειρά κατά το δυνατόν ρεαλιστικών σεναρίων σεισμικής διέγερσης, συνεκτιμώντας την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών, το ευρύτερο σεισμοτεκτονικό περιβάλλον καθώς και το φαινόμενο της χωρικής διαφοροποίησης της σεισμικής κίνησης το οποίο έχει αποδεδειγμένα ιδιαίτερη σημασία σε επιμήκεις κατασκευές όπως οι γέφυρες, τα φράγματα και οι σήραγγες, πλην όμως δεν έχει μέχρι σήμερα ληφθεί υπόψη στο πλαίσιο της σεισμικής απόκρισης συνεχών ιστορικών κατασκευών όπως το υπό εξέταση Τείχος. Τα αποτελέσματα καταδεικνύουν ότι η αξιοποίηση των σύγχρονων υπολογιστικών εργαλείων προσομοίωσης και ανάλυσης που είναι διαθέσιμα σήμερα καθώς και η μεταφορά τεχνογνωσίας από κλάδους της αντισεισμικής μηχανικής που αφορούν σύγχρονες κατασκευές είναι δυνατό να συμβάλουν σημαντικά όχι μόνο στην αποτίμηση της τρέχουσας φέρουσας ικανότητας των Τειχών, αλλά και, μέσω ανάδρομης ανάλυσης, στην εκτίμηση της πιθανής μέγιστης ιστορικά σεισμικής διέγερσης της περιοχής.

ABSTRACT: This paper aims at developing the tools and strategy for assessing the dynamic and seismic performance of the Byzantine Walls of the city of Thessaloniki in order to evaluate the seismic history of the city as a whole. The particular Walls have been constructed at the end of the 4th century A.D. in the reign of Theodosius the Great. Along these lines, a refined dynamic analysis approach is proposed and the structural performance of particular parts of the Walls complex is examined for a number of realistic earthquake scenarios, accounting for the site specific soil conditions, the spatially variable nature of the incident seismic waves, as well as the overall geotechnical/geotectonic environment of the area. Through this advanced simulation scheme, an upper bound of the historical level of seismic forces for the city of Thessaloniki is traced through back analysis, while the overall refined approach can be also used as a guide for the direct assessment of the existing seismic capacity of monuments as a whole.

¹ Λέκτορας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, email: asextos@civil.auth.gr

² Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, email: kcstyl@civil.auth.gr

³ Τελεειόφοιτος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η επιβάρυνση των μνημειακών κατασκευών από την έκθεσή τους σε επάλληλες ανά τους αιώνες σεισμικές δράσεις και η εν γένει τους σεισμική συμπεριφορά έχει αποτελέσει αντικείμενο εκτεταμένης έρευνας διεθνώς τα τελευταία χρόνια. Τα περισσότερα μνημεία όμως συνήθως αποτελούν πολύπλοκες κατασκευές τόσο από άποψη γεωμετρίας όσο και μηχανικών ιδιοτήτων με αποτέλεσμα η αποτίμηση της σεισμικής τους συμπεριφοράς να εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την κατανόηση του συνόλου των παραμέτρων που επηρεάζουν την τρωτότητά τους ενώ προϋποθέτουν και γνώση της σεισμικής ιστορίας του μνημείου. Έως πρόσφατα, η ενδελεχής αριθμητική διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς τέτοιων κατασκευών, ακόμα και όταν σταδιακά αναπτύχθηκαν τα κατάλληλα εργαλεία, είχε απαγορευτικό υπολογιστικό κόστος με αποτέλεσμα να μην είναι πρακτικώς εφικτή η μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς τέτοιων συστημάτων. Το πρόβλημα αυτό επιτεινόταν ακόμη περισσότερο στην περίπτωση (Κλασικών, Ρωμαϊκών ή Βυζαντινών) Τειχών των οποίων οι διαστάσεις ήταν εκ των πραγμάτων σημαντικές και ως εκ τούτου μεγέθυναν ακόμη περισσότερο τις υπολογιστικές απαιτήσεις της αριθμητικής ανάλυσης. Στο πλαίσιο αυτό κρίθηκε ενδιαφέρον να επιχειρηθεί η μελέτη των Βυζαντινών Τειχών της Θεσσαλονίκης, αξιοποιώντας αφενός τη συσσωρευθείσα εμπειρία από τη μελέτη των Βυζαντινών Μνημείων της πόλης, και αφετέρου τα πλέον σύγχρονα εργαλεία αριθμητικής ανάλυσης ούτως ώστε να καταστεί εφικτή η αποτίμηση όχι μόνο της σεισμικής συμπεριφοράς των Τειχών ως μεμονωμένων κτισμάτων αλλά και η διερεύνηση δια της ανάδρομης ανάλυσης (back analysis) της σεισμικής ιστορίας της Θεσσαλονίκης. Τα υπό μελέτη Τείχη, τα οποία ακόμα περιβάλλουν την παλαιά πόλη της Θεσσαλονίκης, έχουν κτιστεί αρχικώς το 315 π.Χ. από τον Κάσσανδρο όμως ολοκληρώθηκαν ουσιαστικά κατά την περίοδο του Μεγάλου Θεοδοσίου (379-395 μ.Χ.). Τα Τείχη της Θεσσαλονίκης (όπως άλλωστε και αυτά της Κωνσταντινούπολης και της Νίκαιας) μετεξελίχθηκαν με δυναμικό τρόπο καθώς ουσιαστικά η ποιότητα και η πληρότητα της δόμησης και συντήρησής τους βρισκόταν σε άμεση συνάρτηση με το ευρύτερο πολιτικό και οικονομικό περιβάλλον της εποχής (Bougas, 2002) με αποτέλεσμα στο σώμα τους να αποτυπώνονται οι περίοδοι της πολιορκίας και της ανέχειας αλλά και οι περίοδοι της ευημερίας. Σήμερα, σημαντικά υπολείμματα αυτών εξακολουθούν να επιβιώνουν ανάμεσα στα σύγχρονα κτίσματα του κέντρου της πόλης αν και η συνέχεια των Τειχών έχει διακοπεί σε αρκετά σημεία. Από το σύνολο των Τειχών που διατηρούνται στις μέρες μας, επελέγησαν τρία χαρακτηριστικά τμήματά του τα οποία μελετήθηκαν διεξοδικά (Σχήμα 1):

(α) ένα σχετικά απλό στατικό σύστημα, ουσιαστικά ενός μεμονωμένου στοιχείου εν προβόλω, ευρισκομένου πλησίον του Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης (Θέση Α – Σχήμα 2), το οποίο συνιστά αποτύπωμα πύργου ρωμαϊκής εποχής σε τοιχοποιία παλαιοχριστιανικής περιόδου.

(β) ένα συνεχές και επίμηκες σύμπλεγμα των Τειχών (μήκους περίπου 480m) στην περιοχή της Άνω Πόλης (Θέση Β – Σχήμα 3) το οποίο παρά το μήκος του αποτελεί ένα πλήρως διατηρημένο, στατικώς ανεξάρτητο σύστημα το οποίο αναπτύσσεται από τη Δυτική Πύλη (ονόματι Πύλη του Πύρρου) κατά μήκος της οδού Επταπυργίου και του Πύργου του Τριγωνίου, περιλαμβάνοντας δύο Πύλες στο ανατολικό του μέρος (διευρυμένες από την Άννα Παλαιολογίνα από την οποία πήραν και το όνομά τους) έως τον κυκλικό πύργο του ο οποίος κτίστηκε αργότερα (Βελένης, 1998). Το συγκρότημα αυτό των Τειχών το οποίο διαχώριζε κατά τους Βυζαντινούς χρόνους τη νέα Ακρόπολη από την αρχαία, αποτελείται από σειρά

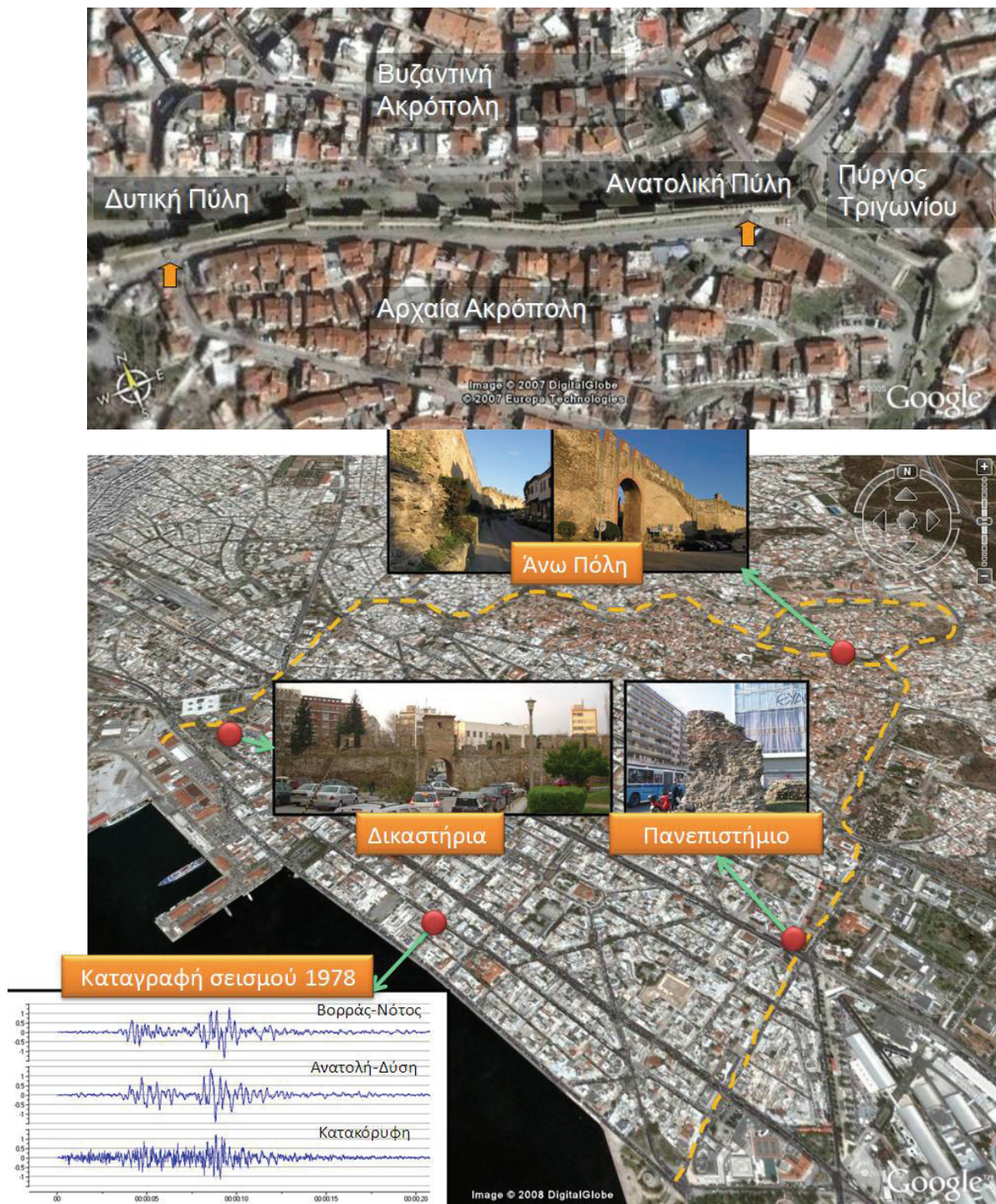
τετραγωνικών (κυρίως) πύργων και είναι δομημένο με πλίνθους και λίθους σε επάλληλες σειρές ενώ είναι παράλληλο στον άξονα Ανατολής-Δύσης.

(γ) ένα περισσότερο σύνθετο σύμπλεγμα Τειχών, πλησίον των σημερινών Δικαστηρίων (Θέση Γ – Σχήμα 4) το οποίο αποτελεί ουσιαστικά τη νότια Πύλη των Τειχών παρέχοντας προστασία από τη θάλασσα.

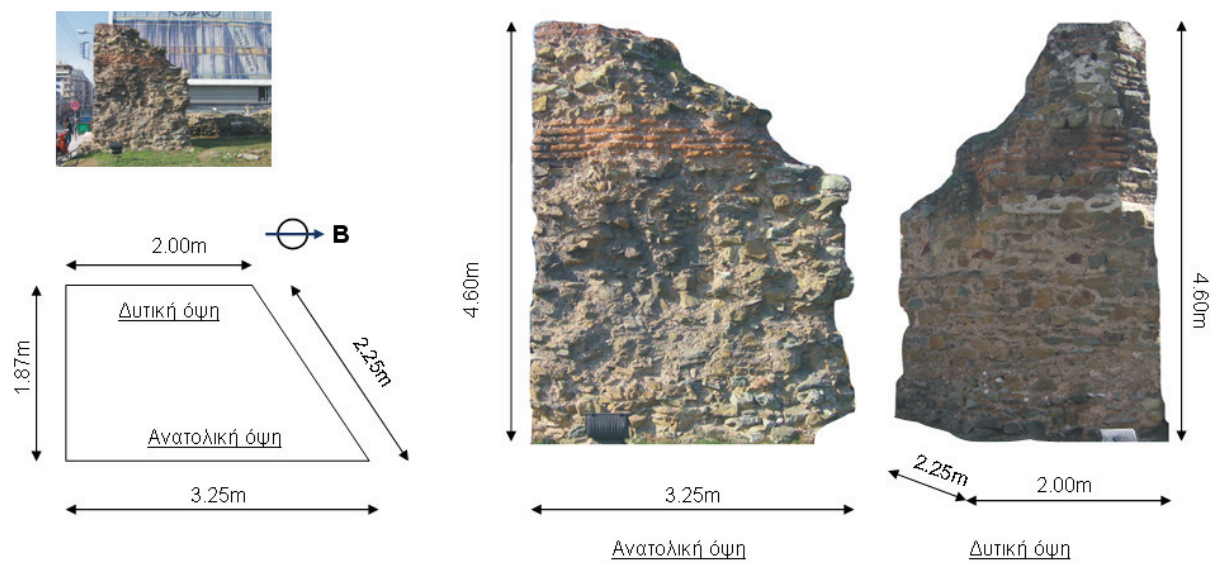
Τα τρία συστήματα έχουν επιλεγεί σκοπίμως κατά τέτοιο τρόπο ώστε να παρουσιάζουν διαφορετικό βαθμό πολυπλοκότητας αλλά και διαφορετικές εδαφικές συνθήκες θεμελίωσης καθώς το έδαφος στη θέση Β μπορεί να θεωρηθεί ως αντίστοιχο κατηγορίας Α (κατά ΕΑΚ2000) ενώ τα εδάφη στις θέσεις Α και Γ εκτιμάται ότι αντιστοιχούν στην κατηγορία Β και Β προς Γ αντίστοιχα. Παρά τις ανωτέρω διαφορές, οι υπό μελέτη φορείς έχουν το κοινό πλεονέκτημα της σαφούς στατικής λειτουργίας και της περιορισμένης (σε σχέση με συνήθη ιστορικά κτίρια) αβεβαιότητας μορφολογίας. Έτσι, καθίσταται δυνατή η σταδιακή διερεύνηση του εύρους ισχύος των παρατηρήσεων που απορρέουν από τη μελέτη ενός μεμονωμένου στοιχείου, ενός ευθύγραμμου επιμήκους φορέα και ενός περισσότερο σύνθετου μη-ευθύγραμμου συστήματος, ώστε:

- να επιβεβαιωθεί η καλή σεισμική συμπεριφορά του συνόλου των Βυζαντινών Τειχών της Θεσσαλονίκης κατά τη διάρκεια του ισχυρού σεισμού ($M_s=6.5$) της 20/6/1978.
- να αποτιμηθεί το επίπεδο της διαθέσιμης ασφάλειας των Τειχών που μελετήθηκαν (ιδιαίτερα στις θέσεις Β και Γ) έναντι μελλοντικών σεισμικών διεγέρσεων, υπό συγκεκριμένες σεισμοτεκτονικές και γεωτεχνικές συνθήκες.
- να μελετηθεί η πιθανή επιρροή της χωρικής μεταβλητότητας της σεισμικής κίνησης, δηλαδή της διέγερσης της βάσης λαμβάνοντας υπόψη τη χρονική υστέρηση άφιξης των σεισμικών κυμάτων σε ευθύγραμμες και μη μονολιθικές κατασκευές. Επισημαίνεται ότι η δυναμική συμπεριφορά επιμήκων κατασκευών, εξαρτάται υπό συγκεκριμένες συνθήκες από τις παραμέτρους που σχετίζονται με τη διάδοση και το συχνοτικό περιεχόμενο των σεισμικών κυμάτων, γεγονός που έχει καταδειχθεί για την περίπτωση των γεφυρών, αγωγών και φραγμάτων, δεν έχει όμως μέχρι σήμερα διερευνηθεί για την περίπτωση Τειχών μιας πόλης παρά το γεγονός ότι εξαιτίας της μονολιθικότητάς τους αναμένεται να είναι περισσότερο ευαίσθητες (Sextos et al., 2003b) στις ψευδοστατικές δυνάμεις που αναπτύσσονται εξαιτίας της ασύγχρονης κίνησης.
- να διερευνηθεί η πιθανώς πρόσθετη ευαισθησία επιμήκων, μη-ευθύγραμμων Τειχών στις παραμέτρους που καθορίζουν τη συνδυασμένη (διαξονική) σεισμική διέγερση, γεγονός που δύναται να μελετηθεί με έμφαση στα Τείχη της Θέσης Γ (Δικαστήρια).
- στο βαθμό του εφικτού, να συγκριθεί, μέσω ανάδρομης ανάλυσης, το επίπεδο της μέγιστης σεισμικής έντασης (η οποία θα ήταν δυνατό να οδηγήσει τα υπό μελέτη συστήματα σε κατάρρευση αλλά που προφανώς δεν έχει συμβεί μέχρι σήμερα) με τη μέγιστη αναμενόμενη σεισμική δράση (Maximum Credible Earthquake - MCE) όπως αυτή καθορίζεται από τις μελέτες σεισμικής διακινδύνευσης για τη συγκεκριμένη περιοχή. Σημειώνεται ότι έχουν καταγραφεί 15 ισχυροί σεισμοί από την κατασκευή του Τείχους μέχρι σήμερα (Λεβεντάκης, 2003 – Πίνακας 1). Παράλληλα επισημαίνεται ότι η διακρίβωση τυχόν άνω ορίων σεισμικής διέγερσης αποτελεί σύμφωνα με ερευνητές (Bommer, 2002) στοιχείο μέγιστης αβεβαιότητας τόσο της προσδιορισμικής (deterministic) όσο και της στοχαστικής (probabilistic) μεθόδου εκτίμησης της διακινδύνευσης.

Με βάση το σύνολο των προσδοκώμενων αποτελεσμάτων που περιγράφονται ανωτέρω, επιχειρείται η διατύπωση ενός ευρύτερου πλαισίου αξιοποίησης των μνημείων μιας πόλης και των σύγχρονων αριθμητικών εργαλείων για τη συμπλήρωση των δεδομένων που αφορούν τη σεισμική ιστορία μιας πόλης. Η χρησιμότητα μιας άμεσης ιστορικής τεκμηρίωσης της σεισμικής δράσης ανά τους αιώνες προκύπτει από το γεγονός ότι πολλές φορές, ακόμη και στους συντάκτες μιας μελέτης, δημιουργείται η αίσθηση της «συντηρητικότητας» στην αντιμετώπιση περιπτώσεων αποτίμησης ή σχεδιασμού επεμβάσεων ιστορικών κτιρίων, η οποία καταλήγει σε υπερδιαστασιολόγηση και σοβαρή αλλοίωση της δομής τους.



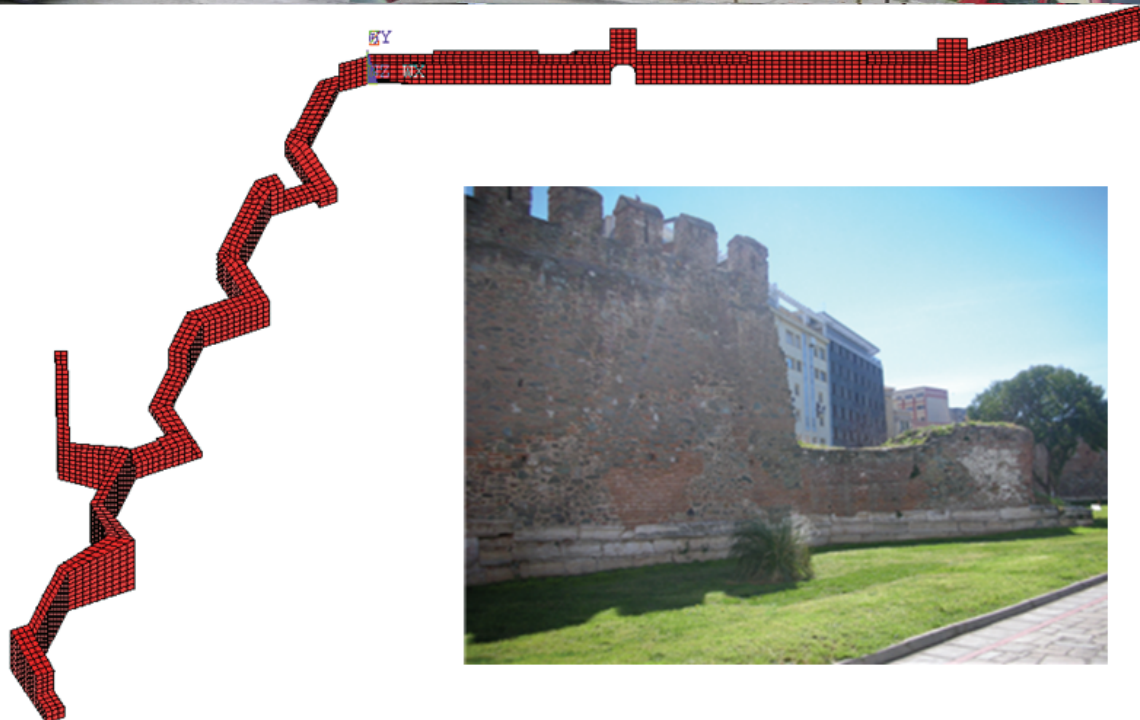
Σχήμα 1. Θέσεις Τείχους υπό μελέτη και καταγραφής σεισμικής κίνησης κατά το σεισμό του 1978



Σχήμα 2. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά φορέα στη θέση Α (Πανεπιστήμιο)



Σχήμα 3. Γενική άποψη φορέα στη θέση Β (Άνω Πόλη)



Σχήμα 4. Γενική άποψη φορέα στη θέση Γ (Δικαστήρια)

Το εν λόγω συνεπώς πλαίσιο αριθμητικής μελέτης της σεισμικής συμπεριφοράς των Τειχών της Θεσσαλονίκης έρχεται, δεδομένης της έλλειψης ειδικών διατάξεων, ως συμπλήρωμα των σύγχρονων κανονισμών (Ευρωκώδικες, Κανονισμός Επεμβάσεων), για την εκτίμηση της κατάλληλης σεισμικής διέγερσης με στόχο τη σεισμική αποτίμηση των ιστορικών κατασκευών. Το πλαίσιο μελέτης καθώς και τα αποτελέσματα της αποτίμησης παρουσιάζονται στις επόμενες ενότητες.

ΓΕΝΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ

Σχήμα αριθμητικής ανάλυσης και ζητήματα προσομοίωσης

Εξαιτίας της πολυπλοκότητας του προβλήματος, κρίθηκε σκόπιμο να διαμορφωθεί ένα συνολικότερο πλαίσιο αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς των Τειχών, το οποίο να μπορεί να εφαρμοστεί με ενιαίο τρόπο σε όλες τις θέσεις μελέτης εντός της πόλης. Το πλαίσιο αυτό συνοψίζεται στο Σχήμα 5 και συνίσταται καταρχάς στη δημιουργία του τρισδιάστατου προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων με βάση την ακριβή αποτύπωση της γεωμετρίας του μνημείου η οποία επιτυγχάνεται με τη χρήση επί-τόπου μετρήσεων, ψηφιακών και δορυφορικών εικόνων καθώς και διαθέσιμων αξονομετρικών όψεων (π.χ. Βελένης, 1998) και λοιπών ιστορικών στοιχείων. Το ευρέως χρησιμοποιούμενο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ANSYS (ver. 10.0) χρησιμοποιείται για την προσομοίωση των φορέων με τη χρήση περίπου (4000 στη θέση Β και 7800 στη θέση Γ) 10-κομβων χωρικών στοιχείων κατάλληλα διακριτοποιημένων ώστε να επιτυγχάνεται πύκνωση στις θέσεις ανοιγμάτων, απότομης μεταβολής της γεωμετρίας και συγκέντρωσης τάσεων με εύλογο υπολογιστικό κόστος, ιδιαίτερα στο πλαίσιο της δυναμικής ανάλυσης. Σημειώνεται ότι ακριβώς εξαιτίας της επιδιωκόμενης ανάλυσης στο πεδίο του χρόνου και του μεγάλου μεγέθους τουλάχιστον των δύο εκ των τριών τμημάτων του Τείχους που μελετώνται, οι φορείς θεωρήθηκαν γραμμικώς ελαστικοί και στη φάση αυτή δεν αξιοποιήθηκαν διαθέσιμες δυνατότητες προσομοίωσης της ανελαστικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας που περιγράφονται στη διεθνή βιβλιογραφία (Casolo, 1998, Galasco et al., 2004, Rota et al., 2005). Ομοίως αγνοήθηκαν τοπικά φαινόμενα γεωμετρικής μη-γραμμικότητας (αποκόλληση θεμελίου και ολίσθηση) κυρίως εξαιτίας του μεγάλου βάρους των κατασκευών. Δεδομένου του μεγάλου βάθους θεμελίωσης των φορέων έγινε η παραδοχή της πλήρους πάκτωσής τους ενώ με βάση προγενέστερες έρευνες επί μνημείων της Βυζαντινής περιόδου (Manos et al., 2004, Στυλιανίδης και Σέξτος, 2006) ελήφθη μια μέση, ενιαία σε όλο το σώμα των φορέων, θλιπτική αντοχή ίση προς $f_{mc}=2.0\text{MPa}$ θεωρώντας συντηρητικά ότι αυτή καθορίζεται από την αντίστοιχη αντοχή των πλίνθων που γενικά είναι μικρότερη αυτής των λίθων. Αντίστοιχα, η εφελκυστική αντοχή ελήφθη συντηρητικά ίση προς $f_{mt}=0.15\text{MPa}$. Το μέτρο ελαστικότητας θεωρήθηκε ίσο προς $E=3500\text{MPa}$ (αντιστοιχώντας στο σύνολο του υλικού), το ίδιο βάρος ελήφθη $\gamma=22\text{KN/m}^3$ ενώ η απόσβεση Rayleigh που απαιτείται για την επίτευξη της δυναμικής ανάλυσης προσεγγίστηκε στο 6% για το εύρος κυκλικών συχνοτήτων $\omega=40\text{-}200\text{ rad/sec}$.

Σενάρια σεισμικής διέγερσης των υπό μελέτη τμημάτων του Τείχους

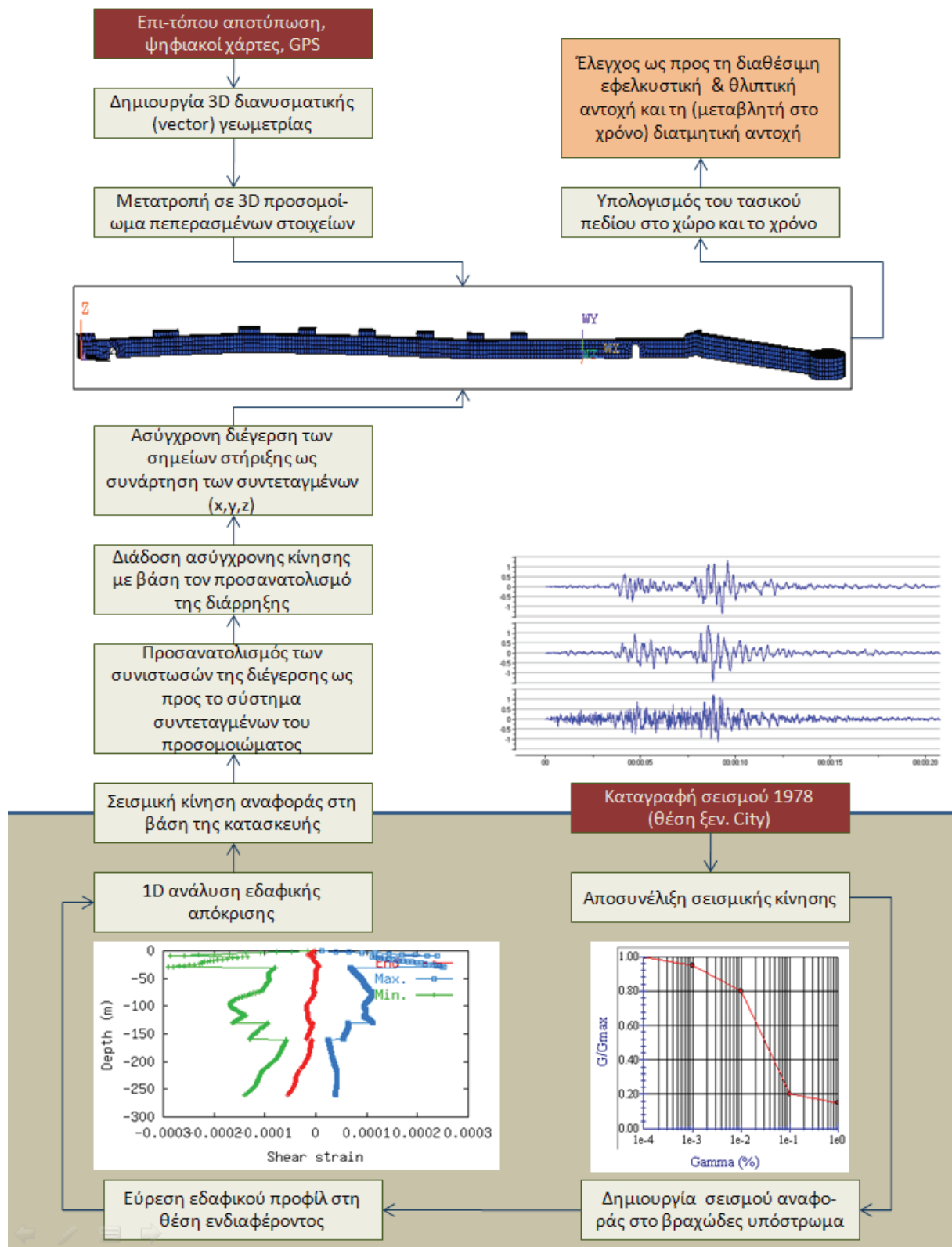
Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε παράλληλα στο ζήτημα της σεισμικής κίνησης εισαγωγής στη βάση των φορέων (Σχήμα 5). Εν προκειμένω, υπολογίστηκε η σεισμική διέγερση στο βραχύδες

υπόβαθρο με βάση την καταγεγραμμένη σεισμική κίνηση στο κέντρο της πόλης κατά το συμβάν του 1978 (20/06/1978, $M_s=6.5$, $PGA=0.15g$, Επικεντρική απόσταση $R=28km$, Ambrassey et al., 2000) και κατάλληλη διαδικασία αποσυνέλιξης. Ακολουθώντας, συνεκτιμώντας τις (εν γένει διαφορετικές) πολυστρωματικές εδαφικές συνθήκες όπως αυτές έχουν εκτιμηθεί από ερευνητές (Anastasiadis et al., 2001 και Αποστολίδης, 2002) στις θέσεις που μελετώνται (Α, Β και Γ), πραγματοποιήθηκαν διαδοχικές μονοδιάστατες, ανελαστικές αναλύσεις εδαφικής απόκρισης με κατάλληλο λογισμικό (Cyclic-1D, Elgamal et al., 2002) και υπολογίστηκαν οι δύο κάθετες συνιστώσες της κίνησης στην ελεύθερη επιφάνεια σε κάθε θέση (ενδεικτικά παρατίθενται στα Σχήματα 6 και 7 οι δύο κάθετες μεταξύ τους χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και μετακίνησης αντίστοιχα). Με βάση τις υπολογισθείσες σεισμικές κινήσεις αναφοράς, διαμορφώθηκαν τέσσερα διαφορετικά σενάρια, τα οποία συνοψίζονται ως ακολούθως:

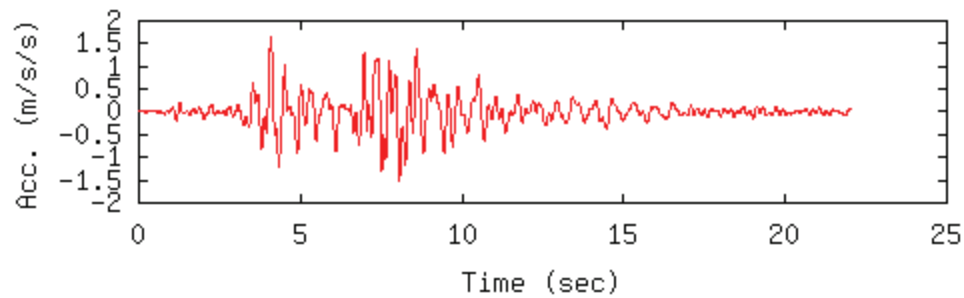
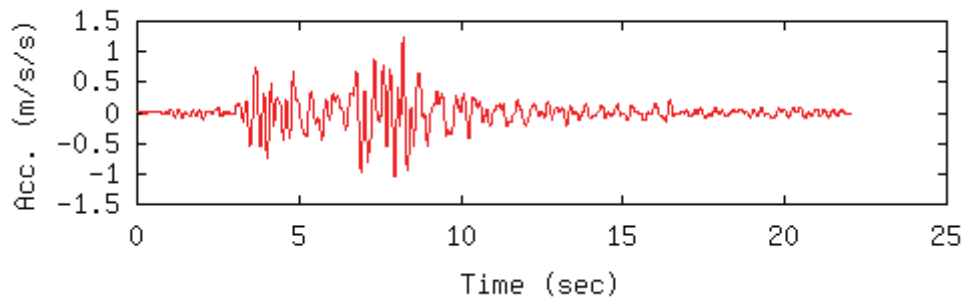
- δυναμική ανάλυση στο πεδίο του χρόνου με τις ανωτέρω σεισμικές επιταχύνσεις ελεύθερου πεδίου (**Ανάλυση I: σεισμός 1978**)
- δυναμική ανάλυση στο πεδίο του χρόνου κατόπιν κατάλληλης αναγωγής (scaling) στο επίπεδο της (σε κάθε θέση εκτιμηθείσας) σεισμικής έντασης όπως αυτή προκύπτει από τη Μικροζωνική Μελέτη Θεσσαλονίκης (Anastasiadis et al., 2001) για μέση περίοδο αναφοράς 475 ετών (**Ανάλυση II: σεισμός 475 ετών**)
- δυναμική ανάλυση στο πεδίο του χρόνου με τις σεισμικές επιταχύνσεις αναφοράς ελεύθερου πεδίου της Ανάλυσης I, συνεκτιμώντας τον ασύγχρονο χαρακτήρα της διέγερσης (ως προς τη διαφορά φάσης) και την υπό γωνία σε σχέση με την κατασκευή διεύθυνση διάδοσης των κυμάτων (**Ανάλυση III: σεισμός 1978 – ασύγχρονη κίνηση**)
- δυναμική ανάλυση στο πεδίο του χρόνου με τις σεισμικές επιταχύνσεις αναφοράς ελεύθερου πεδίου της Ανάλυσης II, συνεκτιμώντας τον ασύγχρονο χαρακτήρα της διέγερσης (ως προς τη διαφορά φάσης) και την υπό γωνία σε σχέση με την κατασκευή διεύθυνση διάδοσης των κυμάτων (**Ανάλυση IV: σεισμός 475 ετών – ασύγχρονη κίνηση**)

Πίνακας 1. Ιστορικοί σεισμοί που προξένησαν βλάβες στην πόλη της Θεσσαλονίκης από το 380μ.Χ. έως σήμερα (Λεβεντάκης, Γ.-Α., 2003)

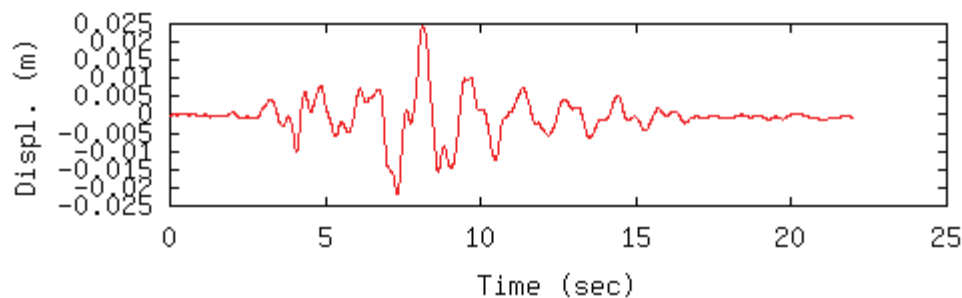
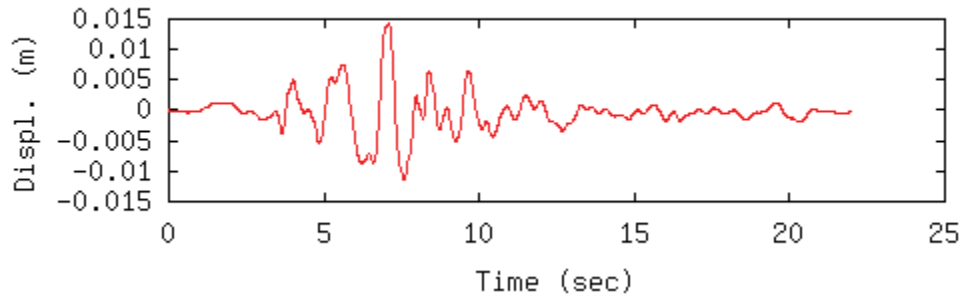
Ημερομηνία	Μέγεθος	Περιοχή	Επικεντρική. Απόσταση	Ένταση στη Θεσσαλονίκη
597 μ.Χ.	6.8	Σέρρες	110 km	VI0
620 μ.Χ.	6.6	Θεσσαλονίκη	40 km	
667 μ.Χ.	6.6	Θεσσαλονίκη	20 km	
700 μ.Χ.	6.6	Θεσσαλονίκη	12 km	
1395 μ.Χ.	6.7	Έδεσσα	70 km	VII
1430 μ.Χ.	6.0	Θεσσαλονίκη	30 km	VII
1677 μ.Χ.	6.2	Θεσσαλονίκη	20 km	VII-VIII
22/06/1759	6.5	Θεσσαλονίκη	15 km	IX
05/05/1829	7.3	Δράμα	120 km	V+ ~ VI
05/06/1902	6.6	Θεσσαλονίκη	20 km	VII+
04/04/1904	7.3	N. Βουλγαρία	130 km	VI
08/11/1905	7.5	Χαλκιδική	120 km	VI
08/03/1931	6.7	N. Γιουγκοσλαβία	85 km	VI
26/09/1932	7.0	Χαλκιδική	75 km	VI
20/06/1978	6.5	Θεσσαλονίκη	28 km	VII



Σχήμα 5. Γενικό πλαίσιο μελέτης της σεισμικής συμπεριφοράς των Τειχών



Σχήμα 6. Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους κατόπιν ανάλυσης εδαφικής απόκρισης στη θέση Γ (Δικαστήρια) με βάση την καταγραφή του σεισμού του 1978. Συνιστώσα N-S (άνω) και E-W (κάτω)



Σχήμα 7. Χρονοϊστορίες μετακίνησης (σχετικών ως προς το βραχύδες υπόβαθρο) στην επιφάνεια του εδάφους κατόπιν ανάλυσης εδαφικής απόκρισης στη θέση Γ (Δικαστήρια) με βάση την καταγραφή του σεισμού του 1978. Συνιστώσα N-S (άνω) και E-W (κάτω)

Σημειώνεται ότι η δυναμική συμπεριφορά των Τειχών αποτιμάται υπό διέγερση με τις δύο οριζόντιες συνιστώσες της κίνησης, ειδικά όμως στη θέση Β η διαδικασία που ακολουθήθηκε περιελάμβανε και την κατακόρυφη συνιστώσα καθώς εξαιτίας του σημαντικού μήκους του Τείχους στη θέση αυτή, η επιρροή της χωρικής μεταβλητής κατακόρυφης συνιστώσας της κίνησης στη μεταβολή της διατμητικής αντοχής της λιθοδομής δεν μπορεί να κριθεί εκ προοιμίου ως αμελητέα.

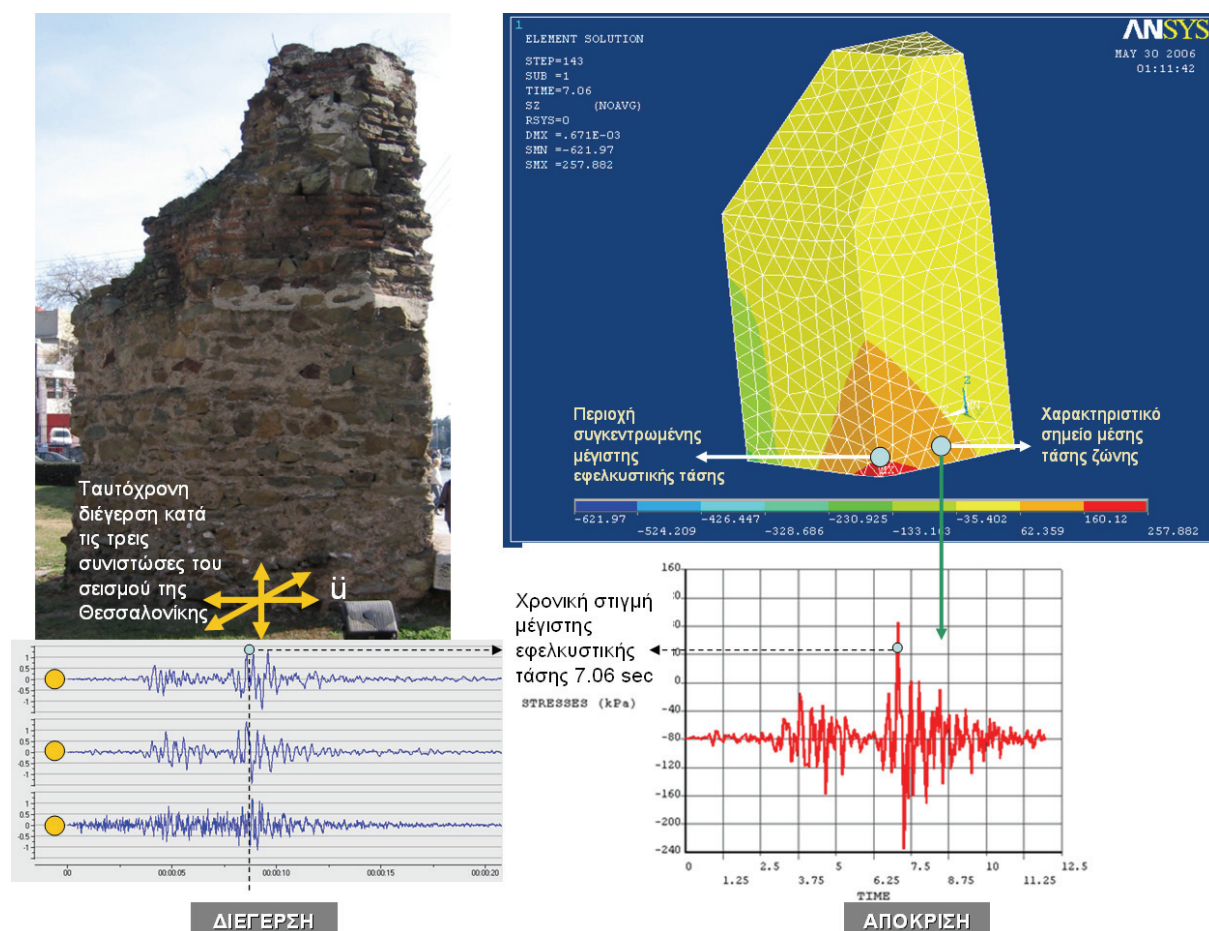
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΥΠΟ ΣΥΓΧΡΟΝΗ ΚΙΝΗΣΗ

Δυναμική συμπεριφορά του Τείχους στη θέση Α (Πανεπιστήμιο)

Με βάση τα σενάρια της σεισμικής διέγερσης που περιγράφησαν στην προηγούμενη ενότητα, και κατόπιν της επιτέλεσης ιδιομορφικής και δυναμικής φασματικής ανάλυσης (ως ανάλυσης αναφοράς), πραγματοποιήθηκε δυναμική ανάλυση στο πεδίο του χρόνου με την ταυτόχρονη διέγερση του συστήματος με τις τρεις διαθέσιμες καταγεγραμμένες συνιστώσες του σεισμού του 1978 (Σχήμα 8). Επισημαίνεται ότι όπως είναι φανερό, εξαιτίας των περιορισμένων διαστάσεων του συγκεκριμένου υπολείμματος του Τείχους, η διέγερση στο πεδίο του χρόνου δεν μεταβάλλεται εξ αντικειμένου στο χώρο, αντίθετα είχε ως στόχο: α) την ποιοτική κατ' αρχήν επαλήθευση των αποτελεσμάτων της φασματικής ανάλυσης με την ακριβέστερη διαδικασία της επαλληλίας στο χρόνο των ταυτόχρονων εντατικών μεγεθών σε αντιδιαστολή με την τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών μεγεθών που πραγματοποιήθηκε κατά την φασματική ανάλυση, β) την ενεργοποίηση της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής κίνησης η οποία ενδεχομένως να επηρεάζει το αναπτυσσόμενο εντατικό πεδίο, ειδικότερα δε τις κατακόρυφες τάσεις οι οποίες και ενδιαφέρουν ιδιαίτερα, γ) τη διερεύνηση του επιπέδου των εφελκυστικών τάσεων που εκτιμάται ότι αναπτύχθηκαν κατά τη σεισμική διέγερση του 1978 όχι όμως σε επίπεδο μεγίστων τιμών, οι οποίες αναπτύσσονται σε μεμονωμένες χρονικές στιγμές, αλλά υπό το πρίσμα μιας μέσης («δρώσας») έντασης και δ) την πιστοποίηση της αξιοπιστίας του αριθμητικού προσομοιώματος έναντι διέγερσης στο πεδίο του χρόνου. Οι ανωτέρω στόχοι αποτελούν ουσιαστικά το πρώτο βήμα της συνολικής προσέγγισης που παρουσιάζεται στην εν λόγω εργασία και κρίθηκε σκόπιμο να επιτευχθούν πρώτιστα στο επίπεδο του απλούστερου δυνατού δομήματος για το οποίο οι αβεβαιότητες που αφορούν τη γεωμετρία, το σεισμικό κραδασμό και τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών δόμησης και της θεμελίωσης είναι οι μικρότερες δυνατές.

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με βήμα χρονικής διακριτοποίησης ίσο προς το βήμα των διαθέσιμων καταγραφών, ενώ θεωρήθηκε συνολική κατά Rayleigh απόσβεση συστήματος ίση προς 5% στην περιοχή περιόδων 0.01-0.1sec που αποτελούν και το εύρος ιδιοπεριόδων του συστήματος. Στο Σχήμα 8 παρουσιάζεται επίσης η χρονική μεταβολή των κατακορύφων τάσεων σε συγκεκριμένη (ενδεικτική) θέση του φορέα πλησίον της βάσης του καθώς και το προφίλ του εντατικού πεδίου στο σύνολο του φορέα κατά τη χρονική στιγμή για την οποία παρατηρείται η μέγιστη αναπτυσσόμενη εφελκυστική τάση. Η τάση αυτή ανέρχεται στα 257kPa, αναπτύσσεται κατά τη χρονική στιγμή 7.06sec από την έναρξη της σεισμικής κίνησης και δεν διαφέρει περισσότερο από 10% από την πιθανοτικώς μέγιστη εφελκυστική τάση που υπολογίστηκε μέσω της φασματικής ανάλυσης. Παράλληλα, αν και υπερβαίνει την εκτιμώμενη εφελκυστική αντοχή της συγκεκριμένης πλινθοδομής (150kPa), εντούτοις εντοπίζεται μόνο τοπικά, στην κάτω γωνία του φορέα, σε αντίθεση δηλαδή με την υπόλοιπη

εφελκυσμένη ζώνη εντός της οποίας κατά την ίδια χρονική στιγμή αναπτύσσονται τάσεις οι οποίες κυμαίνονται μεταξύ 60-150kPa (Σχήμα 8). Είναι φανερό πως εξαιτίας της ανάλυσης στο πεδίο του χρόνου οι ζώνες εφελκυσμού και θλίψης εναλλάσσονται κατά τη διάρκεια της διέγερσης, αν και υπάρχουν και περιοχές του φορέα οι οποίες βρίσκονται σταθερά υπό μεταβαλλόμενη θλίψη. Το γεγονός αυτό επαληθεύεται και από το διάγραμμα μεταβολής των εφελκυστικών τάσεων ενός «χαρακτηριστικού» σημείου εντός της περιοχής αυτής με τον χρόνο, από το οποίο προκύπτει ότι οι τάσεις παρουσιάζουν μια διακύμανση περί τον άξονα των -80kPa που πράγματι αντιστοιχεί στην (θλιπτική) εντατική κατάσταση εξαιτίας του ίδιου βάρους (σημειώνεται ότι στο σημείο αυτό του φορέα η υπερκείμενη πλινθοδομή έχει το μικρότερο ύψος, συνεπώς και η αρχική θλιπτική τάση είναι μικρότερη της μέσης τάσης θεμελίωσης). Η θέση αυτή του φορέα αντιστοιχεί σε εντατική κατάσταση η οποία θεωρείται ως χαρακτηριστική της «μέσης τάσης» της ευρύτερης ζώνης στη βάση του τμήματος του τείχους. Έτσι, με βάση τη ιστορία τάσεων στο εν λόγω σημείο, εκτιμάται αριθμητικά ότι γενικά η μέγιστη μέση θλιπτική τάση κατά το σεισμό της Θεσσαλονίκης δεν θα πρέπει να ξεπέρασε τα 240kPa, ενώ η αντίστοιχη μέγιστη μέση εφελκυστική τάση δεν θα πρέπει να ξεπέρασε τα 85kPa. Θα ήταν συνεπώς δυνατό να θεωρηθεί τηρουμένων των αναλογιών, πως η συγκεκριμένη κατασκευή θα μπορούσε να αντέξει σχεδόν το διπλάσιο σεισμικό φορτίο χωρίς να παρουσιάσει καθόλου βλάβες.



Σχήμα 8. Χρονοϊστορία μεταβολής των τάσεων σε χαρακτηριστικό σημείο της βάσης του υπό εξέταση υπολείμματος του τείχους, ενδεικτικό της μέσης αναπτυσσόμενης εφελκυστικής τάσης κατά το σεισμό της Θεσσαλονίκης του 1978

Σε κάθε περίπτωση πάντως θα πρέπει να σημειωθεί ότι το πρόβλημα είναι εξαιρετικά πολύπλοκο ακόμη και για το συγκεκριμένο απλής γεωμετρίας φορέα, καθώς η συνολική δυναμική συμπεριφορά του συστήματος εξαρτάται από μια σειρά παραγόντων, συχνά αλληλοεξαρτώμενων (Zhang & Makris, 2001, Konstantinidis & Makris, 2005), όπως το συχνοτικό περιεχόμενο του προσπίπτοντος σεισμικού κραδασμού, η λυγηρότητα της κατασκευής, η δυνατότητα αποκόλλησης και ολίσθησης, οι τοπικές εδαφικές συνθήκες αλλά και η εν γένει φυσική κατάσταση της κατασκευής.

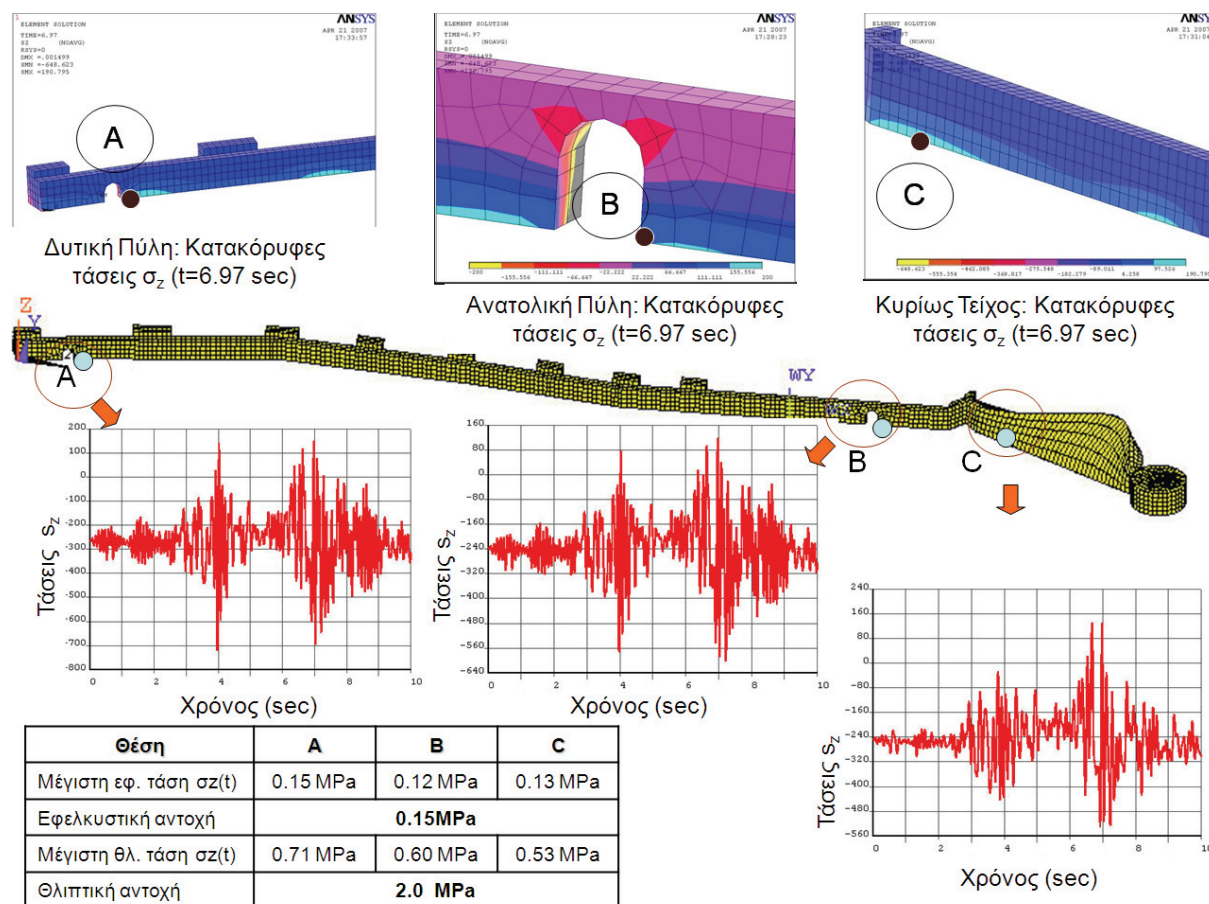
Δυναμική συμπεριφορά του Τείχους στη θέση Β (Άνω Πόλη)

Έχοντας επιτελέσει μια καταρχάς αποτίμηση των δυναμικών χαρακτηριστικών του συστήματος στη θέση Β (Sextos & Stylianidis, 2006) το σύστημα υποβάλλεται σε σεισμική διέγερση με τις ανωτέρω υπολογισθείσες διαμόρφωσης εδαφικής απόκρισης επιταχύνσεις ελεύθερου πεδίου (Ανάλυση Ι: σεισμός 1978). Όπως προκύπτει από την ανάλυση, οι μέγιστες αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις υπολείπονται κατά περίπου 30% της διαθέσιμης εφελκυστικής αντοχής (0.15MPa). Από την άλλη, οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές δεν υπερέβησαν το 25% της θλιπτικής αντοχής η οποία εκτιμάται στα 2.0MPa σηματοδοτώντας ότι για το επίπεδο της διέγερσης του 1978 τα Τείχη στη θέση Β βρισκόταν κυρίως υπό θλίψη με εξαίρεση διατομές πλησίον των ανοιγμάτων των Πυλών. Με βάση τα παραπάνω, κρίνεται ότι επαληθεύεται αριθμητικά η καλή σεισμική συμπεριφορά των Τειχών κατά το σεισμό του 1978, γεγονός που φαίνεται να οφείλεται στις μεγάλες διαστάσεις του υπό μελέτη Τείχους καθώς και στις εν γένει σκληρές εδαφικές συνθήκες χάρη στις οποίες δεν λαμβάνει χώρα σημαντική ενίσχυση του πλάτους των σεισμικών κυμάτων με αποτέλεσμα η κίνηση εισαγωγής στη θέση Β να χαρακτηρίζεται από μικρότερη τιμή PGA σε σχέση με τη θέση καταγραφής. Αξίζει επίσης να σημειωθεί ότι η ανωτέρω συνθήκη επισκιάζει το γεγονός ότι από άποψη συχνοτικού περιεχομένου, η σεισμική κίνηση επί του σκληρού εδάφους στη θέση Β (Άνω Πόλη) βρίσκεται πλησιέστερα στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής η οποία εκτιμάται περίπου $T=0.12\text{sec}$. Ως συνέχεια της ανάλυσης αυτής, εκτιμήθηκε η αναμενόμενη σεισμική συμπεριφορά του Τείχους στη θέση Β για την περίπτωση μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης $PGA=0.22g$ όπως αυτή προκύπτει από τη Μικροζωνική μελέτη Θεσσαλονίκης (Anastasiadis et al., 2000) για τη δεδομένη θέση (Ανάλυση ΙΙ: σεισμός 475 ετών). Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 8 με έμφαση σε τρεις χαρακτηριστικές θέσεις του επιμήκους τμήματος του Τείχους (Δυτική Πύλη, Ανατολική Πύλη και κυρίως ανατολικό σώμα του Τείχους), οι αναπτυσσόμενες εφελκυστικές και θλιπτικές τάσεις δεν υπερβαίνουν σε καμία θέση και καμία χρονική στιγμή, τη διαθέσιμη αντοχή. Μόνο σε λίγες χρονικές στιγμές οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις προσεγγίζουν την οριακή τιμή αντοχής των 0.15MPa (αγγίζοντας τα 0.15, 0.12 και 0.13MPa αντίστοιχα στις τρεις θέσεις). Συνεπώς κρίνεται εύλογο να θεωρηθεί πως εάν πραγματοποιηθεί η παραδοχή πως η «δρώσα» (effective) ένταση αντιστοιχεί προσεγγιστικά στα 2/3 της μέγιστης συν τω χρόνω έντασης (κατ' ακολουθία της σχέσης δρώσας προς μέγιστη επιτάχυνση διέγερσης, Kramer, 1996), τότε προκύπτει πως οι αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις ακόμα και κατά το σεισμό του σεναρίου Ανάλυσης ΙΙ κυμαίνονται περί το ήμισυ της αντοχής. Βέβαια, στο σημείο αυτό θα πρέπει να τονιστεί πως αυστηρά μιλώντας, οι έλεγχοι θα πρέπει να πραγματοποιούνται επί κρίσιμων διατομών και όχι σημείων αριθμητικής ολοκλήρωσης όπως στην παρούσα ανάλυση, γεγονός το οποίο προσθέτει ένα βαθμό αβεβαιότητας ο οποίος θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά τη διατύπωση συμπερασμάτων.

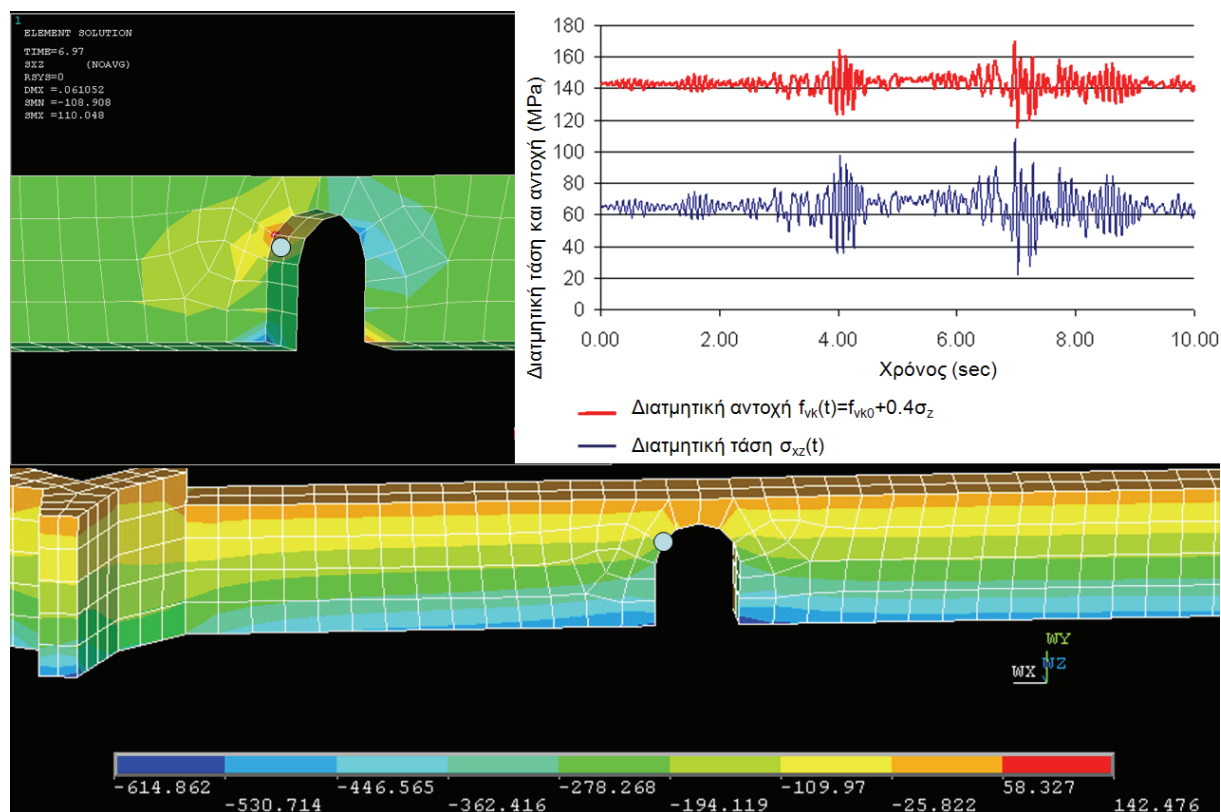
Σε ότι αφορά τις διατμητικές τάσεις από την άλλη, η πλέον δυσμενής θέση αποδεικνύεται η Βόρεια όψη της Ανατολικής Πύλης όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 10. Σημειώνεται πως σε αντιδιαστολή με την αντοχή έναντι ορθών τάσεων, η διατμητική αντοχή αποτελεί συνάρτηση της θλιπτικής τάσης και ως εκ τούτου του χρόνου. Κατά συνέπεια, ο σχετικός έλεγχος δεν αφορά σύγκριση μεγίστων με αντοχές αλλά μεταβλητές (διατμητικές) δράσεις με την αντίστοιχη αντίσταση, η οποία υπολογίζεται ως ακολούθως σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6:

$$f_{vk}(t) = f_{vk0} + 0.40 \cdot \sigma_z(t) \quad (1)$$

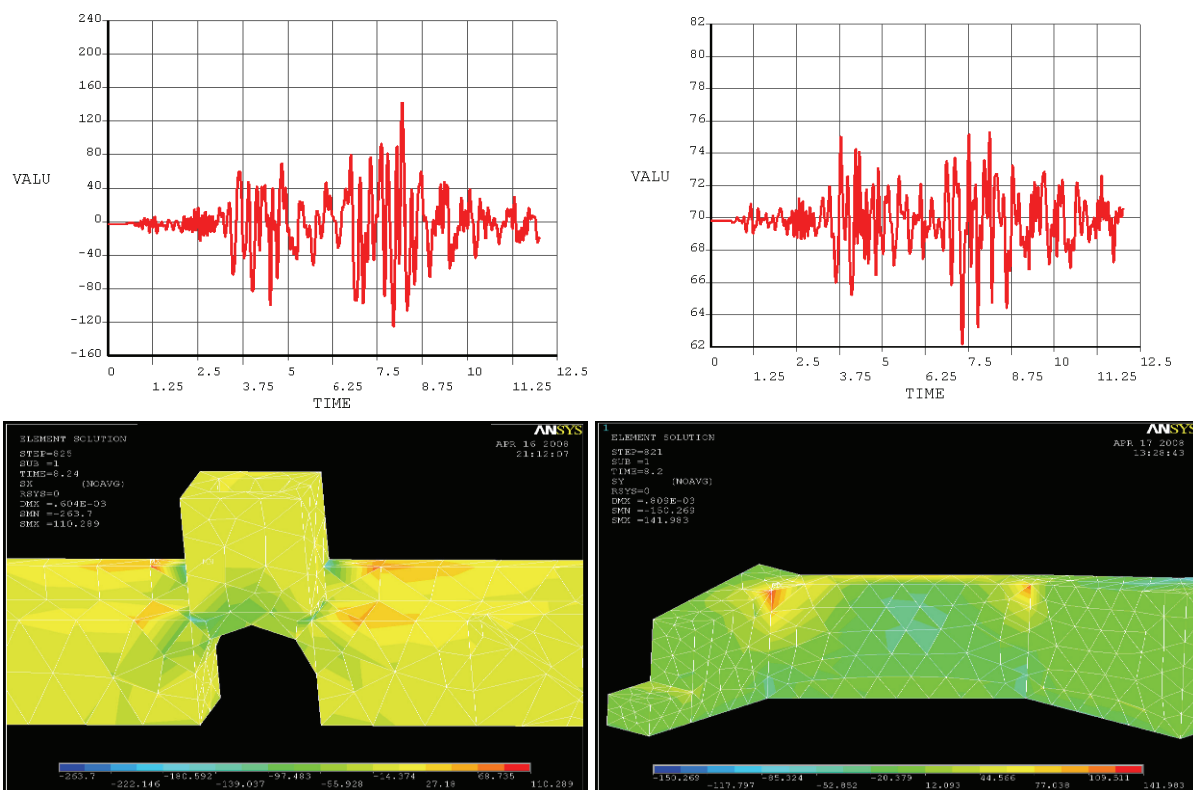
όπου $f_{vk}(t)$ είναι η διατμητική αντοχή της άοπλης τοιχοποιίας συν τω χρόνω, f_{vk0} η διατμητική αντοχή του κονιάματος (που λαμβάνεται ίση προς 0.1MPa) και $\sigma_z(t)$ η αντίστοιχη ορθή (κατακόρυφη) τάση στην ίδια θέση. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 10, ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας έναντι διάτμησης μεταβάλλεται από 1.5 έως 2.5, ενώ μπορεί κατά μέση τιμή να θεωρηθεί περίπου ίσος προς 2.0. Κατά συνέπεια μπορεί συνολικά να εξαχθεί ότι και για την σενάριο σεισμικής Ανάλυσης II, δεν αναμένονται σημαντικές δομικές βλάβες. Η παρατήρηση αυτή κρίνεται ενδιαφέρουσα υπό την έννοια ότι η εκτίμηση απουσίας βλαβών για το σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια, συνάδει απόλυτα με την έλλειψη ιστορικών στοιχείων για τυχόν πραγματικές βλάβες από σεισμική δράση κατά τη μακρά διάρκεια ζωής 16 αιώνων του μνημείου, γεγονός που καταδεικνύει αν όχι άμεση συμφωνία, τουλάχιστον μια γενική συμβατότητα μεταξύ των αριθμητικών προσομοιώσεων, των παρατηρηθεισών βλαβών και της ανάλυσης σεισμικής επικινδυνότητας.



Σχήμα 9. Διακύμανση των κατακορύφων τάσεων συν τω χρόνω σε τρία διαφορετικά σημεία του Τείχους (Θέση B: Άνω Πόλη)



Σχήμα 10. Διακύμανση των διατμητικών τάσεων σ_{xz} με το χρόνο στην ανατολική περιοχή του Τείχους (Θέση Β: Άνω Πόλη)



Σχήμα 11. Διακύμανση των κατακορύφων τάσεων συν τω χρόνω σε δύο διαφορετικά σημεία του Τείχους (Θέση Γ: Δικαστήρια)

Πίνακας 2. Εδαφική διαστρωμάτωση στη θέση Γ (Δικαστήρια)

A/A	Βάθος στρώματος (m)	Ταχύτητα V_s (m/sec)	Πυκνότητα ρ (kg/m ³)
1	-10	150	1800
2	-30	230	1800
3	-130	450	1900
4	-160	600	1900
5	-260	900	2000
6	∞	2500	2500

Δυναμική συμπεριφορά του Τείχους στη θέση Γ (Δικαστήρια)

Η ανωτέρω διαδικασία επαναλήφθηκε και για το τμήμα του Τείχους στη θέση Γ. Εν προκειμένω, αφού ο φορέας διακριτοποιήθηκε με 7800 χωρικά πεπερασμένα στοιχεία, κατόπιν διεγέρθηκε με τις σεισμικές κινήσεις των σεναρίων Ανάλυσης I και II, λαμβάνοντας υπόψη αυτή τη φορά τις τοπικές εδαφικές συνθήκες στην αντίστοιχη θέση (Ραπτάκης, 2008), οι οποίες και συνοψίζονται στον Πίνακα 2. Οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και μετακίνησης στην ελεύθερη επιφάνεια παρουσιάζονται στο Σχήμα 7. Όπως προκύπτει από το Σχήμα 11, όπου παρουσιάζεται η διακύμανση των δυσμενέστερων μεταξύ των ορθών τάσεων συν τω χρόνω, ακόμη και για το σενάριο Ανάλυσης I (σεισμός 1978), οι αναπτυσσόμενες τάσεις δεν υπερβαίνουν σε κανένα σημείο τη διαθέσιμη εφελκυστική αντοχή. Αντίθετα, δεχόμενοι και πάλι ότι η «δρώσα» ένταση μπορεί να προσεγγιστεί στο επίπεδο των 2/3 της αναπτυσσόμενης, προκύπτει όπως και προηγουμένως συντελεστής ασφάλειας ίσος περίπου με 2.0 (αναπτυσσόμενη εφελκυστική τάση 0.08MPa έναντι 0.15MPa διαθέσιμης αντοχής). Το γεγονός αυτό έχει ιδιαίτερη σημασία καθώς επιβεβαιώνει ότι για τη σεισμική ένταση του επιπέδου του συμβάντος του 1978 δεν υπήρξαν δομικές βλάβες, ενώ παράλληλα συνηγορεί στην άποψη ότι ακόμη και για σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 έτη, δεν αναμένονται σημαντικές βλάβες, συνεπώς, οι παρατηρηθείσες καταρρεύσεις στο μέσο του φορέα (οι οποίες αποτυπώνονται και στο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων) δεν θα πρέπει να οφείλονται σε σεισμική δράση.

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΥΠΟ ΣΥΓΧΡΟΝΗ ΚΙΝΗΣΗ

Αρχές συνεκτίμησης της χωρικής μεταβλητότητας της σεισμικής κίνησης

Αν και δεν είναι εύκολο να ποσοτικοποιηθεί, υπάρχουν σοβαρές ενδείξεις ότι η δυναμική συμπεριφορά επιμηκών κατασκευών (κυρίως γεφυρών) επιδεινώνεται εξαιτίας του γεγονότος ότι η σεισμική κίνηση διαφοροποιείται μεταξύ των σημείων στήριξης της κατασκευής με αποτέλεσμα να διεγείρει ψευδοστατικά και δυναμικά χαρακτηριστικά της που συνήθως δεν λαμβάνονται υπόψη κατά τον σχεδιασμό εξαιτίας της έλλειψης επαρκούς κανονιστικού πλαισίου. Πρόκειται για ένα πρόβλημα εξόχως πολυπαραμετρικό και πολύπλοκο (fib, 2006) καθώς άπτεται ταυτοχρόνως των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής, του εδάφους θεμελίωσης και του τυχηματικού χαρακτήρα της σεισμικής διέγερσης η οποία διαφοροποιείται σημαντικά κατά μήκος του άξονα της γέφυρας από άποψη πλάτους, συχνοτικού περιεχομένου και χρόνου άφιξης. Οι χωρικές και χρονικές αυτές διαφοροποιήσεις της σεισμικής κίνησης οφείλονται σε τρεις παράγοντες:

(α) η προσπίπτουσα σεισμική κίνηση χάνει τον συγχρωτισμό της δηλαδή την «ομοιότητά» της, εξαιτίας διαδοχικών ανακλάσεων, διαθλάσεων και επαλληλιών εντός των εδαφικών στρωμάτων ως συνάρτηση της συχνότητας και της απόστασης ('incoherence effect'), (β) τα σεισμικά κύματα αφικνούνται σε κάθε θέση στήριξης με διαφορά φάσης καθώς διαδίδονται με πεπερασμένη ταχύτητα ('wave propagation effect'), και (γ) οι τοπικές εδαφικές συνθήκες μεταβάλλουν το πλάτος και το συχνотικό περιεχόμενο της κίνησης, ειδικά όταν το εδαφικό προφίλ δια μέσου του οποίου αυτή διαδίδεται διαφοροποιείται με την απόσταση ('local site effect'). Ταυτόχρονα, η αδυναμία της θεμελίωσης να ακολουθήσει το επιβαλλόμενο προφίλ εδαφικών μετακινήσεων ('kinematic interaction', Gazetas, 1991, Makris & Gazetas, 1992) αλλοιώνει την εισερχόμενη κίνηση και μάλιστα με διαφορετικό τρόπο σε κάθε θέση αποτελώντας έτσι έναν πρόσθετο παράγοντα χωρικής μεταβλητότητας (Sextos et al., 2003a). Το αποτέλεσμα όλων των παραπάνω είναι ότι υπό συγκεκριμένες συνθήκες προκαλούνται σημαντικές δυνάμεις και κυρίως σημαντικές σχετικές μετακινήσεις στην κατασκευή οι οποίες δεν θα είχαν αναπτυχθεί υπό το πρίσμα της θεώρησης σύγχρονης διέγερσης (Hao, 1989, Zerva, 1990, Shinozuka et al., 2000, Sextos et al., 2003a, Sextos et al., 2003b, Nuti & Vanzi, 2005, Lou & Zerva, 2005, Sextos & Kappos, 2008).

Είναι συνεπώς φανερό ότι η υπόθεση της σύγχρονης και ταυτόσημης διέγερσης όλων των σημείων της θεμελίωσης μιας κατασκευής δεν είναι απόλυτα ακριβής για την περίπτωση επιμήκων κατασκευών για μια σειρά από παράγοντες που περιγράφησαν παραπάνω. Κατά συνέπεια, οι εξισώσεις κίνησης είναι απαραίτητο να τροποποιηθούν κατά τέτοιο τρόπο ώστε να συμπεριλαμβάνουν τους επιπρόσθετους βαθμούς ελευθερίας οι οποίοι αντιστοιχούν στις στηρίξεις. Έτσι, το διάνυσμα των μετακινήσεων περιλαμβάνει τώρα δύο διανύσματα: (i) το u_s^{total} που αντιστοιχεί στους n βαθμούς ελευθερίας της ανωδομής και (ii) το διάνυσμα u_g των m βαθμών ελευθερίας των στηρίξεων, με αποτέλεσμα η εξίσωση δυναμικής ισορροπίας του συστήματος να γράφεται ως (Clough & Penzien, 1993):

$$\begin{bmatrix} M_s & M_c \\ M_c^T & M_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s^{total} \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_s & C_c \\ C_c^T & C_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s^{total} \\ \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_s & K_c \\ K_c^T & K_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s^{total} \\ u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_g(t) \end{Bmatrix} \quad (2)$$

όπου M_s , C_s , K_s τα $n \times n$ μητρώα που σχετίζονται με τη μάζα, απόσβεση και δυσκαμψία της ανωδομής, M_g , C_g , K_g τα $m \times m$ μητρώα που σχετίζονται με τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά των βαθμών ελευθερίας στις στηρίξεις και M_c , C_c , K_c τα $n \times m$ μητρώα σύζευξης που σχετίζονται και με τις δύο ομάδες ελευθεριών κίνησης. Σημειώνεται ότι η κίνηση εισάγεται απευθείας και κατ' αποκλειστικότητα στις στηρίξεις μέσω των καταναγκασμένων επιταχύνσεων / ταχυτήτων / μετακινήσεων $\ddot{u}_g(t)$, $\dot{u}_g(t)$, $u_g(t)$ καθώς δεν θεωρούνται επιπρόσθετες εξωτερικές δυνάμεις. Σε ένα τέτοιο σύστημα το ζητούμενο είναι η τελική απόκριση της ανωδομής $\ddot{u}_a^{total}(t)$, $\dot{u}_s^{total}(t)$, $u_s^{total}(t)$ και για τον σκοπό αυτόν είναι αναγκαίο να αναλυθεί το διάνυσμα των μετακινήσεων της ανωδομής σε μια ψευδο-στατική και μια δυναμική συνιστώσα:

$$u_s^{total} = u_s^{static} + u_s^{dynamic} \quad (3)$$

Όταν η διέγερση είναι κοινή για όλες τις στηρίξεις, ο διαχωρισμός στους δύο όρους της εξίσωσης αντιστοιχεί στον κλασικό διαχωρισμό σε κίνηση στερεού σώματος και σχετική προς

τη διέγερση κίνηση. Στην προκειμένη περίπτωση ο όρος της ψευδοστατικής μετακίνησης περιγράφει την (στατική) απόκριση που θα είχε το σύστημα κάθε χρονική στιγμή αν οι καταναγκασμένες μετακινήσεις επιβαλλόταν με στατικό τρόπο και πρακτικά υπολογίζεται αγνοώντας τα δυναμικά χαρακτηριστικά του συστήματος, μηδενίζοντας δηλαδή τους όρους απόσβεσης και μάζας στην εξίσωση (2) οπότε και προκύπτει ότι:

$$\begin{bmatrix} K_s & K_c \\ K_c^T & K_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s^{static} \\ u_g^{static} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_g^{static} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

όπου P_g^{static} οι δυνάμεις που απαιτούνται για να προκαλέσουν τους ανωτέρω (στατικούς) καταναγκασμούς u_g . Η έκφραση (4) ουσιαστικά σημαίνει πως οι στατικές μετακινήσεις u_s^{static}, u_g συνδέονται μέσω των σχετικών δυσκαμψιών K_s, K_c :

$$K_s u_s^{static} + K_c u_g = 0 \quad (5)$$

και κατά συνέπεια η στατικές μετακινήσεις είναι δυνατό να γραφούν ως:

$$u_s^{static} = -K_s^{-1} K_c u_g = R u_g \quad (6)$$

όπου $R = -K_s^{-1} K_c$ καλείται το μητρώο επιρροής (influence matrix) το οποίο εκφράζει τον βαθμό ευαισθησίας των μετακινήσεων της ανωδομής στους (στατικούς) καταναγκασμούς των στηρίξεων. Εναλλακτικά, ο στατικός όρος u της συνολικής μετακίνησης μπορεί να γραφεί με την μορφή αθροίσματος:

$$u_s^{static} = \sum_{k=1}^m r_k u_{gk}(t) \quad (7)$$

Οι ανωτέρω εκφράσεις της στατικής μετακίνησης (6) ή (7) αντικαθίσταται στην εξίσωση (3) οπότε προκύπτει:

$$u_s^{total} = R u_g + u_s^{dynamic} \quad (8)$$

όπου $u_{gi}(t)$ η αντίστοιχη για κάθε στήριξη καταναγκασμένη μετακίνηση και r_k η k στήλη του μητρώου επιρροής R , δηλαδή το διάνυσμα επιρροής που συνδέεται με την εξαναγκασμένη μετακίνηση. Με περαιτέρω αντικατάσταση της (8) στην αρχική εξίσωση (2) της δυναμικής ισορροπίας του συστήματος και επίλυση ως προς το διάνυσμα των δυναμικών μετακινήσεων της ανωδομής προκύπτει ότι:

$$\begin{aligned} M_s \ddot{u}_s^{total} + M_c \ddot{u}_g + C_s \dot{u}_s^{total} + C_c \dot{u}_g + K_s u_s^{total} + K_c u_g &= 0 \Rightarrow \\ M_s \ddot{u}_s^d + C_s \dot{u}_s^d + K_s u_s^d &= -(M_s \ddot{u}_s^s + M_c \ddot{u}_g) - (C_s \dot{u}_s^s + C_c \dot{u}_g) - (K_s u_s^s + K_c u_g) \end{aligned} \quad (9)$$

Ονομάζοντας το δεύτερο σκέλος ως ισοδύναμο διάνυσμα επιβαλλόμενων δυνάμεων (effective force vector) P_{eff} , αξιοποιώντας τον ορισμό του μητρώου επιρροής αλλά και τη σχέση (5) η εξίσωση κίνησης είναι δυνατό να γραφεί ως:

$$M_s \ddot{u}_s^d + C_s \dot{u}_s^d + K_s u_s^d = -(M_s R + M_c) \ddot{u}_g - (C_s R + C_c) \dot{u}_g = P_{eff} \quad (10)$$

Θεωρώντας ότι οι δυνάμεις απόσβεσης είναι γενικά πολύ μικρότερες από τις αδρανειακές δυνάμεις, και ότι οι μάζες βρίσκονται συγκεντρωμένες στους κόμβους του συστήματος (οπότε $M_c=0$), η ανωτέρω εξίσωση είναι δυνατό να απλοποιηθεί ως:

$$M_s \ddot{u}_s^d + C_s \dot{u}_s^d + K_s u_s^d = -(M_s R) \ddot{u}_g = P_{eff} \quad (11)$$

Προκειμένου λοιπόν να υπολογιστεί το διάνυσμα των δυναμικών μετακινήσεων u_s^d της ανωδομής, απαιτείται απλώς η γνώση της ισοδύναμης δύναμης P_{eff} και κατ' επέκταση της καταναγκασμένης επιτάχυνσης $\ddot{u}_g$ που επιβάλλεται στις στηρίξεις. Αρκετές φορές είναι προτιμότερο η διέγερση P_{eff} να γράφεται με την παρακάτω μορφή:

$$P_{eff}(t) = - \sum_{k=1}^m M_s r_k \ddot{u}_{gk}(t) \quad (12)$$

όπου k η εν λόγω κάθε φορά στήριξη, m ο συνολικός αριθμός τους, ενώ ο όρος r_k ορίστηκε παραπάνω. Από τις παραπάνω καταστατικές εξισώσεις προκύπτει πως προκειμένου να μελετηθεί η δυναμική συμπεριφορά ενός επιμήκους συστήματος υπό ασύγχρονη κίνηση, το ζητούμενο είναι ο προσδιορισμός των σεισμικών κινήσεων εισαγωγής σε κάθε θέση. Μια ειδοποιός διαφορά της συμπεριφοράς των Τειχών σε σχέση με τις γέφυρες (για τις οποίες κατά μείζονα λόγο το πρόβλημα έχει μελετηθεί) είναι ότι η κατασκευή δε στηρίζεται σημειακά (στη θέση θεμελίωσης των βάθρων) αλλά με ομοιόμορφο τρόπο γεγονός που καθιστά δυσχερή τη σύνθεση διακριτών χρονοϊστοριών σε κάθε θέση ακόμα και αν οι θέσεις αυτές δεν είναι άπειρες αλλά πεπερασμένες, δηλαδή ταυτίζονται με τους κόμβους στήριξης ενός προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων. Εξαιτίας συνεπώς του μεγάλου αριθμού (της τάξης των εκατοντάδων ή χιλιάδων) των απαιτούμενων συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων που θα έπρεπε να παραχθούν για τη διέγερση κάθε ενός από τα τρία συστήματα των Τειχών που μελετώνται, από τις τρεις εκφάνσεις της ασύγχρονης κίνησης που περιγράφησαν ανωτέρω (διαφορά φάσης, απώλεια συγχρωτισμού, τοπικές εδαφικές συνθήκες) λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη. Στην παραδοχή αυτή συμβάλλει και το γεγονός ότι στη μεν θέση Γ (Δικαστήρια) η κατασκευή δεν είναι ευθύγραμμη και το μήκος προβολής της επί του άξονα διάδοσης των σεισμικών κυμάτων δεν υπερβαίνει τα 150m συνεπώς οι εδαφικές συνθήκες μπορούν να θεωρηθούν γενικά ομοιόμορφες, ενώ στη θέση Β (Άνω Πόλη) όπου το μήκος είναι σημαντικά μεγαλύτερο (περίπου 500m) το έδαφος είναι εκ των πραγμάτων ομοιόμορφο και βραχώδες. Στο πλαίσιο αυτό συνεπώς, τόσο στη θέση Β όσο και στη θέση Γ, η χωρική μεταβλητότητα της σεισμικής κίνησης λαμβάνεται υπόψη θεωρώντας δύο ή τρεις κατά περίπτωση κάθετες μεταξύ τους κυματομορφές, όπως αυτές προέκυψαν από την ανάλυση εδαφικής απόκρισης, οι οποίες διαδίδονται χωρίς να μεταβάλλονται κατά μήκος του άξονα που ορίζεται από τη διάρρηξη του ρήγματος του 1978 με φαινόμενη ταχύτητα ίση προς $V_{app}=2000\text{m/sec}$. Η προσέγγιση αυτή επιτρέπει τη διέγερση του Τείχους και στις δύο θέσεις μελέτης με κατάλληλες χρονοϊστορίες μεκίνησης οι οποίες αφικνούνται με διαφορά φάσης στα πεπερασμένα σημεία στήριξης (κόμβους βάσης) που με τη σειρά της εξαρτάται από τις συντεταγμένες των σημείων αυτών. Ως εκ τούτου, σε κάθε κόμβο στήριξης (από τους περίπου 5800 κόμβους της βάσης του Τείχους στη θέση Β για παράδειγμα) επιβάλλεται η παρακάτω ομάδα καταναγκασμών $U_{i,x}$, $U_{i,y}$, $U_{i,z}$ που μεταβάλλονται συν τω χρόνω και τω χώρω ως ακολούθως:

$$U_{i,x}(x_i, y_i, z_i, t) = U_{ref,x}(x_{ref}, y_{ref}, z_{ref}, t - \frac{x_i}{V_{app}}) \quad (13)$$

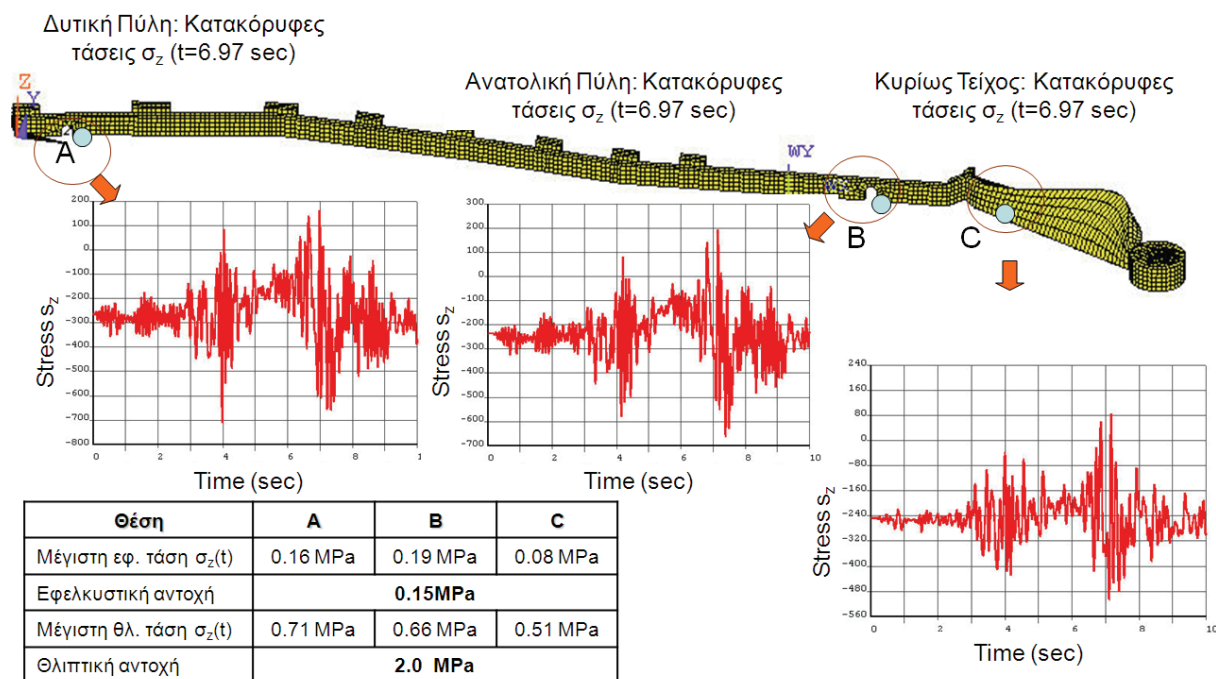
$$U_{i,y}(x_i, y_i, z_i, t) = U_{ref,y}(x_{ref}, y_{ref}, z_{ref}, t - \frac{x_i}{V_{app}}) \quad (14)$$

$$U_{i,z}(x_i, y_i, z_i, t) = U_{ref,z}(x_{ref}, y_{ref}, z_{ref}, t - \frac{x_i}{V_{app}}) \quad (15)$$

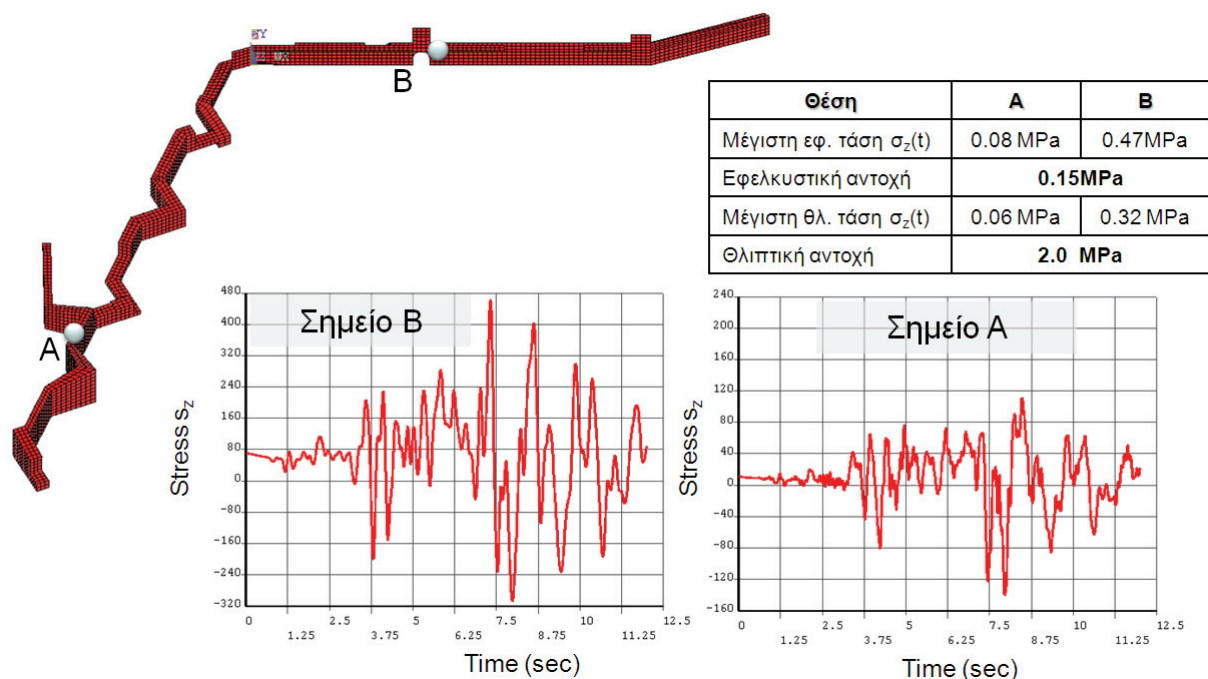
όπου x_i, y_i, z_i είναι οι συντεταγμένες της βάσης του Τείχους στη θέση i , $U_{ref,x}, U_{ref,y}, U_{ref,z}$ είναι οι τρεις συνιστώσες μετακίνησης στη θέση αναφοράς όπως προέκυψαν από την ανάλυση εδαφικής απόκρισης, V_{app} είναι η φαινόμενη ταχύτητα διάδοσης των σεισμικών κυμάτων και $x_{ref}, y_{ref}, z_{ref}$ εκφράζουν τις συντεταγμένες του σημείου αναφοράς (το οποίο δεν είναι απαραίτητο να ισούται με την αρχή των αξόνων του προσομοιώματος).

Δυναμική συμπεριφορά του Τείχους στη θέση Β (Άνω Πόλη)

Με βάση τις εξισώσεις (13), (14) και (15), το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων προγραμματίστηκε κατάλληλα μέσω της γλώσσας APDL (Ansys Programming Design Language) ώστε σε κάθε ένα από τα 5800 σημεία (κόμβοι) στήριξης να εισάγεται διαφορετική καταναγκασμένη μετακίνηση σε τρεις διαφορετικούς άξονες, ανάλογα με τις εκάστοτε συντεταγμένες του σημείου. Στο Σχήμα 12 παρουσιάζεται (σε αντιπαραβολή με το Σχήμα 9) η διακύμανση των εφελκυστικών τάσεων σε τρεις χαρακτηριστικές θέσεις του επιμήκους τμήματος του Τείχους (Δυτική Πύλη, Ανατολική Πύλη και κυρίως ανατολικό σώμα του Τείχους). Από τη σύγκριση προκύπτει πως αντίθετα με την περίπτωση υπόθεσης σύγχρονης διέγερσης, οι μέγιστες τιμές τάσεων στα σημεία Α, Β και C έχουν μεταβληθεί σημαντικά. Εν προκειμένω, οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στην περιοχή της Ανατολικής Πύλης αυξήθηκαν από 0.12MPa σε 0.19MPa, ενώ επί του ανατολικού τείχους μειώθηκαν από 0.13MPa σε 0.08MPa. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχει και το γεγονός ότι οι μέγιστες τιμές στις θέσεις αυτές καταγράφονται σε διαφορετικές χρονικές στιγμές σε σχέση με την περίπτωση της σύγχρονης διέγερσης, κάτι το οποίο αποτελεί χαρακτηριστικό αποτέλεσμα της χωρικής μεταβλητότητας σε άλλες επιμήκεις κατασκευές όπως είναι οι γέφυρες. Επιπρόσθετα και κατ' αναλογία με τα συμπεράσματα που απορρέουν από τις διεξοδικά μελετημένες σε ασύγχρονη κίνηση γέφυρες, επιβεβαιώνεται ότι και στα επιμήκη Τείχη παρατηρείται υπό χωρικώς μεταβαλλόμενη σεισμική κίνηση, διέγερση των ανώτερων ιδιομορφών (Tzanetos et al., 2000, Sextos et al., 2003b), και ανάπτυξη ψευδοστατικών δυνάμεων (Zerva, 1990), γεγονός που επιτείνεται από την ίδια τη μονολιθικότητα της κατασκευής (Tubino et al., 2003). Από την άλλη, αξίζει να σημειωθεί πως παρά την επιμέρους αύξηση των εντατικών μεγεθών εξαιτίας της ασύγχρονης κίνησης, το γενικό συμπέρασμα ότι η δρώσα ένταση σε καμία περίπτωση δεν υπερβαίνει τη διαθέσιμη αντοχή της κατασκευής τόσο για το σενάριο Ανάλυσης Ι όσο και για το σενάριο Ανάλυσης ΙΙ εξακολουθεί να ισχύει. Αυτό που όμως εύλογα επίσης προκύπτει είναι πως στην περίπτωση επιμήκων Τειχών (όπως το τμήμα μήκους 500m που μελετάται), η θεώρηση της ομοιόμορφης και ταυτόχρονης διέγερσης της βάσης είναι δυνατό να αποκρύψει σημαντικές πτυχές της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής και ως εκ τούτου θα πρέπει να λαμβάνεται πρόνοια για την ακριβέστερη εκτίμηση της σεισμικής κίνησης εισαγωγής, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις κατά τις οποίες, σε αντίθεση με το Τείχος στη θέση Β, το έδαφος θεμελίωσης χαρακτηρίζεται από μαλακούς σχηματισμούς ή/και μεταβάλλεται έντονα κατά μήκος της κατασκευής.



Σχήμα 12: Διακύμανση των κατακορύφων τάσεων συν τω χρόνω σε τρία διαφορετικά σημεία του Τείχους (Θέση B: Άνω Πύλη) για την περίπτωση της ασύγχρονης κίνησης



Σχήμα 13: Διακύμανση των κατακορύφων τάσεων συν τω χρόνω σε δύο διαφορετικά σημεία του Τείχους (Θέση Γ: Δικαστήρια) για την περίπτωση της ασύγχρονης κίνησης

Δυναμική συμπεριφορά του Τείχους στη θέση Γ (Δικαστήρια)

Επαναλαμβάνοντας την ανωτέρω διαδικασία για την περίπτωση του τμήματος του Τείχους στη θέση Γ, θα ανέμενε κανείς το φαινόμενο της ασύγχρονης κίνησης να έχει σημαντικά μικρότερη επιρροή καθώς οι διαστάσεις του φορέα είναι μικρότερες (περίπου 150m έναντι 500m συνεχούς Τείχους στη θέση Β). Η πρόβλεψη αυτή σε γενικές γραμμές επιβεβαιώνεται,

όμως τοπικά παρατηρούνται σημεία σημαντικής αύξησης της έντασης όπως φαίνεται στο Σχήμα 13. Το γεγονός αυτό κρίνεται ότι οφείλεται σε τρεις σημαντικούς παράγοντες: καταρχάς, ο φορέας, αν και μικρού μήκους, δεν είναι ευθύγραμμος και συνεπώς υπόκειται σε ασύγχρονη διέγερση και κατά τις δύο διευθύνσεις και μάλιστα υπό γωνία διάδοσης της κυματομορφής η οποία δεν ταυτίζεται ούτε με τους άξονες της διέγερσης ούτε με αυτούς της κατασκευής. Έχει παρατηρηθεί μάλιστα σε περιπτώσεις καμπύλων γεφυρών υπό ασύγχρονη διέγερση (Sextos & Karpos, 2008, Σέξτος και Τασκάρη, 2008), ότι ο ρόλος της γωνίας πρόσπτωσης των σεισμικών κυμάτων είναι πολύ σημαντικός για τη συνολική δυναμική συμπεριφορά του συστήματος. Επιπλέον, το τμήμα του Τείχους στη θέση Γ παρουσιάζει αρκετά σημεία απότομης μεταβολής της γεωμετρίας τόσο σε κάτοψη όσο και καθ' ύψος με αποτέλεσμα να καθίσταται ευαίσθητο σε διαφορικούς καταναγκασμούς στη βάση του. Τέλος, εξαιτίας των παραπάνω, παρατηρήθηκε ευαισθησία των αποτελεσμάτων στο βαθμό χρονικής διακριτοποίησης της κίνησης (και κατά συνέπεια στο βαθμό σχετικής μετακίνησης των σημείων της βάσης), ζήτημα το οποίο αναντίρρητα χρήζει εκτενέστερης διερεύνησης καθώς η (έστω τοπική) εικόνα της αστοχίας στο σημείο Α δεν επιβεβαιώνεται οπτικά.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας διατυπώνεται και εφαρμόζεται μια μεθοδολογία διερεύνησης της σεισμικής συμπεριφοράς των Βυζαντινών Τειχών της Θεσσαλονίκης, και μέσω ανάδρομης ανάλυσης, επιχειρείται η συμπλήρωση στο μέτρο του δυνατού των δεδομένων που αφορούν τη σεισμική ιστορία της πόλης στο σύνολό της. Με τη βοήθεια σύγχρονων αριθμητικών μεθόδων και εργαλείων μελετάται υπό διαφορετικά σενάρια σεισμικής διέγερσης, η δυναμική απόκριση τριών τμημάτων του Τείχους τα οποία χαρακτηρίζονται από διαφορετικής πολυπλοκότητας μορφολογία (απλός πρόβολος, ευθύγραμμο και σύνθετης γεωμετρίας Τείχος) αλλά και διαφορετικές εδαφικές συνθήκες (έδαφος μέσο, σκληρό και μαλακό αντίστοιχα). Από τα αποτελέσματα της μελέτης προκύπτουν οι παρακάτω παρατηρήσεις:

- Καταρχήν φαίνεται ότι είναι δυνατή πλέον η εκτίμηση των μέγιστων επιβαλλόμενων εντάσεων σε μνημειακές κατασκευές μέσα από ειδικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων και χρήση αξιόπιστων διαθέσιμων σεισμολογικών, γεωτεχνικών και δομοστατικών δεδομένων.
- Ειδικότερα για τα υπό εξέταση τμήματα του Τείχους, και με βάση διαθέσιμες καταγραφές από τον σεισμό της Θεσσαλονίκης του 1978 (20/06/1978, $M_s=6.5$, $PGA=0.15g$) επιβεβαιώνεται και στα τρία τμήματα που μελετήθηκαν, η μη ανάπτυξη βλαβών ενώ αριθμητικώς προκύπτει πως το Τείχος θα μπορούσε να αντέξει (υπό την προϋπόθεση του αυτού συχνοτικού περιεχομένου της σεισμικής κίνησης) έως και διπλάσια σεισμική φόρτιση χωρίς να εμφανίσει σημαντικές βλάβες.
- Κάνοντας την αντίστροφη σκέψη και δεδομένης της απουσίας σημαντικών βλαβών στο σώμα του μνημείου, προκύπτει ότι καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του, ή τουλάχιστον κατά τη χρονική περίοδο κατά την οποία έχει τη σημερινή του μορφή, λογικά δεν θα πρέπει να έχει επιπονηθεί με σεισμική φόρτιση μεγαλύτερη της διπλάσιας του σεισμού του 1978.
- Παράλληλα, προκύπτει πως σε περιπτώσεις Τειχών μεγάλου μήκους ή συμπλέγματος Τειχών μικρότερου μήκους αλλά συνθετότερης γεωμετρίας η επιρροή του ασύγχρονου χαρακτήρα της σεισμικής κίνησης δε μπορεί να θεωρηθεί ως εκ προοιμίου αμελητέα

καθώς αποδεικνύεται ότι όπως και στην περίπτωση ευθύγραμμων μεγάλου μήκους ή μικρότερου μήκους καμπύλων γεφυρών, η υιοθέτηση της υπόθεσης της σύγχρονης διέγερσης μπορεί να αποκρύψει σημαντικές πτυχές της δυναμικής συμπεριφοράς του συστήματος.

- Ασφαλώς το θέμα δεν εξαντλήθηκε και χρήζει περαιτέρω ανάλυσης ιδιαίτερα αναφορικά με την αποτίμηση της σχετικής επιρροής του δυναμικού χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης, της συνεκτίμησης της απώλειας συγχρωτισμού και των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη διαμόρφωση σεναρίων ασύγχρονης κίνησης, καθώς και ζητημάτων γεωμετρικής μη-γραμμικότητας (αποκόλληση και ολίσθηση στον αρμό εδάφους – θεμελίου) και μη-γραμμικότητας της λιθοδομής (κριτήρια αστοχίας και αριθμητική τους θεώρηση). Η σύζευξη των ανωτέρω φαινομένων καθώς και η παραμετρική εξέταση της επιρροής των ιδιοτήτων των υλικών (τιμές αντοχών), της γεωμετρίας και του ρόλου του εδάφους αποτελούν αντικείμενο μελέτης που βρίσκεται σε εξέλιξη.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Οι συγγραφείς θα ήθελαν να ευχαριστήσουν το συνάδελφό τους στο Α.Π.Θ. κ. Δ. Ραπτάκη (Επικ. Καθηγητή Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών) για τη συμβολή του και τις διευκρινήσεις του αναφορικά με την αποτίμηση του εδαφικού προφίλ στις θέσεις που εξετάστηκαν.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ambraseys N., P. Smit, R. Berardi, D. Rinaldis, F. Cotton, C. Berge (2000) "Dissemination of European Strong-Motion Data", CD-ROM collection. Council of European Communities.
- Anastasiadis A., Raptakis D., Pitilakis K. (2001) "Thessaloniki's Detailed Microzoning: Subsurface Structure as basis for Site Response Analysis", *Pure and Applied Geophysics – Pageoph*, Vol. 158(12), 2597-2633.
- Αποστολίδης Π., (2002) «Προσδιορισμός της εδαφικής δομής με τη χρήση μικροθορύβου. Εφαρμογή στην εκτίμηση των δυναμικών ιδιοτήτων και της γεωμετρίας των εδαφικών σχηματισμών στη Θεσσαλονίκη», Διδακτορική διατριβή, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- ANSYS Engineering Analysis System (2005) "User and Theoretical Manual". ANSYS, Inc., Southpointe, Canonsburg, Pennsylvania, Version 10.0.
- Βελένης, Γ. (1998) «Τα τείχη της Θεσσαλονίκης: από τον Κάσσανδρο ως τον Ηράκλειο», University Studio Press, Θεσσαλονίκη.
- Bouras, C. (2002) "The Economic History of Byzantium: From the Seventh through the Fifteenth Century", Laiou, A. (Editor in-Chief), Dumbarton Oaks, Trustees for Harvard University, Washington, D.C.
- Bommer, J. (2002) "Deterministic vs. Probabilistic Seismic Hazard Assessment. An exaggerated and obstructive dichotomy", *Journal of Earthquake Engineering*, 6 (special issue no.1), 43-73.
- Casolo, S. (1998) "A three-dimensional model for vulnerability analysis of slender medieval masonry towers", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 2, No. 4, 487-512.
- CEN (2004) "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. EN 1998-1 General rules, seismic actions and rules for buildings", Brussels.
- CEN (2004) "Eurocode 6. Design of masonry structures. ENV 1996-1 General Rules", Brussels.
- Elgamal, A., Yang, Z. and Parra, E. (2002) "Computational Modeling of Cyclic Mobility and Post-Liquefaction Site Response.", *Soil Dynamics and Earthq. Eng.*, Vol. 22, No. 4, 259-271.

- Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A. & Resemini, S. (2004) "Non-linear seismic analysis of masonry structures", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Paper No. 843.
- Hao H. (1989) "Effects of spatial variation of ground motions on large multiply-supported structures", UBC/EERC-89/06, Berkeley: EERC, University of California.
- Kramer, S. L., (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall Inc.
- Λεβεντάκης, Γ.-Α. (2003) «Μικροζωνική Μελέτη της Πόλης της Θεσσαλονίκης», Διδακτορική διατριβή, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- Lou, L., & Zerva, A. (2005) "Effects of spatially variable ground motions on the seismic response of a skewed, multi-span, RC highway bridge", *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 25(7-10), 729-740.
- Nuti, C. & Vanzi, I. (2005) "Influence of earthquake spatial variability on differential soil displacements and SDF system response", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(11), 1353-1374.
- Ραπτάκης, Δ. (2008) Προσωπική επικοινωνία.
- Rota, M., Pecker, A., Bolognini, D. and Pinho, R. (2005) "A methodology for seismic vulnerability of masonry bridge walls", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, Special Issue 2, 331-353.
- Sextos, A., Pitilakis, K. and Kappos, A. (2003a) 'Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 1: Methodology and analytical tools', *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 32, 607-629.
- Sextos A., Kappos A. & Pitilakis K. (2003b) 'Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 2: Parametric study', *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 32, 629-652.
- Sextos, A. and Stylianidis, K. (2007) "Seismic performance of the 4th Century A.D., Byzantine Land Walls of the city of Thessaloniki, Greece", *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki.
- Sextos, A. and Kappos, A.J. (2008) "Seismic response of bridges under asynchronous excitation and comparison with EC8 design rules", *Bulletin of Earthquake Engineering* (έγινε καταρχήν δεκτό για δημοσίευση).
- Σέξτος, Α. και Τασκάρη, Ο. (2008) «Διερεύνηση της επίδρασης της γωνίας σεισμικής διέγερσης σε περιπτώσεις καμπύλων γεφυρών μεγάλου μήκους», 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, 5–7 Νοεμβρίου, Αθήνα.
- Shinozuka M, Saxena V & Deodatis, G. (2000) "Effect of Spatial Variation of Ground Motion on Highway Structures", MCEER-00-0013, MCEER, NY.
- Stylianidis, K. and Sextos, A. (2006) "Seismic response of Byzantine Walls as a means of assessment the seismic history of the city of Thessaloniki", *1st Hellenic Conference on rehabilitation works*, Thessaloniki, CD-ROM volume, Paper No. 084 (in Greek).
- Stylianidis, K.-A. & Sextos, A. (2008) 'Estimation of the Seismic History of the City of Thessaloniki through back analysis of its Byzantine Land Walls', *6th International Conference on Structural Analysis of Historical Construction*, Bath, U.K.
- Tubino, F. Carassale, L. & Giovanni, S. (2003) "Seismic response of multi-supported structures by proper orthogonal decomposition", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32, 1639-1654.
- Tzanetos N., Elnashai A. S., Hamdan F. H., Antoniou S. (2000) "Inelastic Dynamic Response of RC Bridges Subjected to Spatial Non-Synchronous Earthquake Motion", *Advances in Structural Engineering*, 3(3), 191-214.
- Zerva, A. (1990) "Response of multi-span beams to spatially incoherent seismic ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19(6), 819-832.