



ΙΝΣΤΙΤΟΥΤΟ ΤΕΧΝΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΑΣ & ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΓΕΩΡΓΙΚΗΣ ΣΧΟΛΗΣ 46 – ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ Τηλ. +30.2310476081 -4, Fax +30.2310476085

ΤΕΛΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ

ΠΡΟΣ ΤΟΝ
ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ & ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

ΘΕΜΑΤΙΚΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
ΤΗΣ ΥΨΗΛΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΤΟΥ ΕΥΡΙΠΟΥ:
ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ**



ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΩΣ ΥΠΕΥΘΥΝΟΣ

ΛΕΚΙΑΗΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ

Δρ. Πολιτικός Μηχ. Α.Π.Θ., Κύριος Ερευνητής ΙΤΣΑΚ

Θ Ε Σ Σ Α Λ Ο Ν Ι Κ Η 2 0 0 3

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	4
2.	ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	6
2.1	Περιγραφή του κεντρικού καλωδιωτού τμήματος	8
α)	Κατάστρωμα.....	8
β)	Καλώδια αναρτήσεως.....	9
γ)	Πυλώνες	10
δ)	Θεμελίωση.....	10
2.2.	Εγκατάσταση ειδικού δικτύου ενοργάνωσης.....	13
2.3	Περιγραφή εργασιών υποδομής κατά τη διάρκεια του ερευνητικού έργου.....	14
3.	ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ.....	19
4.	ΠΡΟΚΑΤΑΡΤΙΚΗ ΕΡΗΝΕΙΑ ΤΗΣ ΔΙΑΦΟΡΟΠΟΙΗΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΟΝΗΣΗΣ.....	38
4.1.	Αντικείμενο	38
4.2.	Δεδομένα καταγραφών.....	38
4.3	Τεχνικογεωλογικές συνθήκες των βάθρων θεμελίωσης	39
4.4.	Μελέτη των χαρακτηριστικών της σεισμικής απόκρισης των εδαφικών σηματισμών στις θέσεις των βάθρων της γέφυρας.	40
5.	ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ.....	46
5.1.	Εισαγωγή.....	46
5.2.	Μέθοδοι δυναμικής ανάλυσης	47
5.3	Υπολογισμός φορτίσεων - Κανονισμοί.....	49
5.3.1	Υπολογισμός μονίμων φορτίων	50
5.3.2	Υπολογισμός κινητών φορτίων.....	51
5.3.3	Φάσμα σχεδιασμού.....	53
5.4	Μεθοδολογία ανάλυσης	55
5.4.1.	Το πρόγραμμα SAP.....	55
5.5	Αριθμητικά προσομοιώματα	57
5.5.1.	Μοντέλο 1	57
5.5.2.	Μοντέλο 2	59
5.6	Αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων	59
5.6.1	Δυναμικά χαρακτηριστικά του συστήματος	60
5.6.2	Έλεγχος για φορτία λειτουργίας.....	61
5.6.3.	Ανάλυση για σεισμικό συνδυασμό δράσεων	61

5.6.4	Αποτελέσματα από τη μέθοδο της χρονικής ολοκλήρωσης	62
5.7	Σύγκριση - αξιολόγηση των αποτελεσμάτων.....	67
6.	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΟΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ	69
6.1	Επεξεργασία των καταγραφών.....	69
6.2.	Πειραματική Εκτίμηση Των Δυναμικών Ιδιοτήτων Της Γέφυρας	69
6.3.	Μεθοδολογία αναγνώρισης συστήματος	72
6.4.	Εφαρμογή της μεθοδολογίας αναγνώρισης στην Υψηλή Καλωδιωτή Γέφυρα του Ευρίπου	75
7.	ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΣΕ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΟΥΣ ΣΕΙΣΜΟΥΣ	83
7.1	Αναλυτικά προσομοιώματα της γέφυρας.....	83
7.3.	Διερεύνηση της απόκρισης της γέφυρας σε σεισμό μέσης απόστασης	84
7.3.	Διερεύνηση της απόκρισης της γέφυρας σε ισχυρό σεισμό.....	89
8.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ- ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ	91
	ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	93
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	94

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το ερευνητικό πρόγραμμα με τίτλο: **“Διερεύνηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς της Υψηλής Γέφυρας του Ευρίπου: Πειραματική και Αναλυτική Προσέγγιση”** ανατέθηκε από τον Οργανισμό Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) στο Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (ΙΤΣΑΚ) με επιστημονικώς υπεύθυνο τον κ. Β. Λεκίδη, Κύριο Ερευνητή ΙΤΣΑΚ.

Η ομάδα εργασίας του ερευνητικού προγράμματος συγκροτείται από τους παρακάτω Ερευνητές του Ινστιτούτου Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών και του ΑΠΘ. : Καρακώστας Χρήστος, Δρ. Πολιτικός Μηχ., Κλήμης Νικόλαος, Δρ. Πολιτικός Μηχ., Αναστασιάδης Αναστ. Δρ. Πολιτικός Μηχ., Μάκρας Κωνστ., Δρ. Πολιτικός Μηχ., Παπαϊωάννου Χρήστος, Δρ. Σεισμολόγος Ταλασλίδης Δημοσθένης Δρ. Πολιτικός Μηχ (Καθηγητής Α.Π.Θ.)

Η συμβατική ημερομηνία έναρξης της εκπόνησης του ερευνητικού προγράμματος είναι η 5/12/2000, ενώ η συνολική διάρκεια του είναι 24 μήνες. Σύμφωνα με τη σχετική σύμβαση που υπεγράφη μεταξύ του ΟΑΣΠ και του ΙΤΣΑΚ, ο επιστημονικώς υπεύθυνος υποχρεούται κατά τη διάρκεια εκπόνησης του προγράμματος να υποβάλει στον ΟΑΣΠ δύο Τακτικές Εκθέσεις Προόδου. Οι δύο εκθέσεις προόδου υπεβλήθησαν στο προβλεπόμενο από τη σύμβαση χρονικό διάστημα, ενώ μετά την υποβολή της πρώτης έκθεσης προόδου επηκολούθησε προφορική παρουσίαση της πορείας των αποτελεσμάτων του προγράμματος στον ΟΑΣΠ (διαδικασία που επίσης προβλέπεται στη σχετική σύμβαση). Σημειώνεται επίσης ότι δόθηκε από τον ΟΑΣΠ, στα πλαίσια των όρων της σχετικής σύμβασης, παράταση διάρκειας 8 μηνών για την περάτωση του προγράμματος.

Κατά τη διάρκεια του ερευνητικού προγράμματος υπολογίσθηκαν από τις ληφθείσες πειραματικές μετρήσεις τα δυναμικά χαρακτηριστικά της γέφυρας και αναγνωρίσθηκαν τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του φορέα με βάση την καταγραφή της απόκρισής του σε πραγματικά σεισμικά συμβάντα, χρησιμοποιώντας ειδική μεθοδολογία αναγνώρισης συστήματος.

Ακολούθησε αναθεώρηση και βελτιστοποίηση αναλυτικών μοντέλων πεπερασμένων στοιχείων της γέφυρας αξιοποιώντας τις συγκρίσεις με την πραγματική απόκριση. Διερευνήθηκε αναλυτικά η συμπεριφορά της γέφυρας σε πραγματικούς σεισμούς. Έγινε ανάλυση της χρονικής απόκρισης του φορέα για μικρής έντασης σεισμική διέγερση από μέση απόσταση, και τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν με τις καταγραφείσες τιμές σε διάφορα σημεία

της γέφυρας. Διαπιστώθηκε ικανοποιητική συμφωνία των δύο προσεγγίσεων, όσον αφορά τη διάρκεια και τις μέγιστες τιμές της απόκρισης. Μελετήθηκε επίσης και η συμπεριφορά της γέφυρας για έναν πραγματικό ισχυρό σεισμό, με χαρακτηριστικά ανάλογα αυτών που αναμένονται στη θέση του έργου.

Από τις μέχρι σήμερα διερευνήσεις, η γέφυρα του Ευρίπου δεν φαίνεται να είναι ιδιαίτερα τρωτή από σεισμικές διεγέρσεις μέσης απόστασης, καθόσον στις περισσότερες περιπτώσεις το συχνοτικό τους περιεχόμενο είναι υψηλό, μακριά από τις πρώτες ιδιομορφές της γέφυρας. Το συμπέρασμα αυτό αποκτά ιδιαίτερη σημασία για το έργο, λόγω της γειννίας του με το γνωστό ρήγμα της Αταλάντης, πιθανή πηγή ισχυρών σεισμών. Ακόμη εντοπίστηκε ικανός αριθμός σεισμών από κοντινά ρήγματα, πράγμα το οποίο καθιστά απαραίτητη την εγκατάσταση πρόσθετου εδαφικού δικτύου καταγραφής υψηλής ανάλυσης.

Το πλήθος των καταγραφών, τα νέα συστήματα που τοποθετήθηκαν στη γέφυρα εμπλούτισαν τη τράπεζα δεδομένων που διαθέτει το ΙΤΣΑΚ με δεδομένα που αφορούν στη δυναμική απόκριση ειδικών έργων στον Ελληνικό χώρο. Τα στοιχεία αυτά θα είναι χρήσιμα σε πολλά αντίστοιχα έργα που κατασκευάστηκαν ή κατασκευάζονται στην Ελλάδα.

Με τη μεθοδολογία που αναπτύχθηκε κατά τη διάρκεια του προγράμματος είναι δυνατή η εφαρμογή μεθόδων αναγνώρισης βλαβών για την υπόψη γέφυρα με ουσιαστική συνεισφορά στην έγκαιρη συντήρηση και θωράκιση του έργου από μελλοντικές σεισμικές καταπονήσεις. Η τεχνογνωσία που αποκτήθηκε από την ερευνητική ομάδα μπορεί να εφαρμοσθεί και σε άλλες μεγάλες γέφυρες του άξονα της Εγνατίας οδού, του ΠΑΘΕ ή του άξονα της Δυτικής Ελλάδας, με σημαντικά οφέλη για τη διαχείριση σημαντικών γεφυρών του Ελληνικού χώρου.

Τέλος, ο βαθμός ανταπόκρισης του εκπονηθέντος ερευνητικού έργου σε σχέση με το αναλυτικό αντικείμενο, τη μεθοδολογία και τα προσδοκώμενα αποτελέσματα, που περιλαμβάνονται στο παράρτημα της σύμβασης με τον ΟΑΣΠ, κρίνεται από την ερευνητική ομάδα ως ιδιαίτερα ικανοποιητικός. Πρέπει επίσης να τονισθεί ο εντοπισμός από το δίκτυο μεγάλου αριθμού σεισμικών συμβάντων σε κοντινή περιοχή της γέφυρας καθώς και η αναβάθμιση και αναδιάταξη του εδαφικού δικτύου στα πλαίσια του παρόντος προγράμματος.

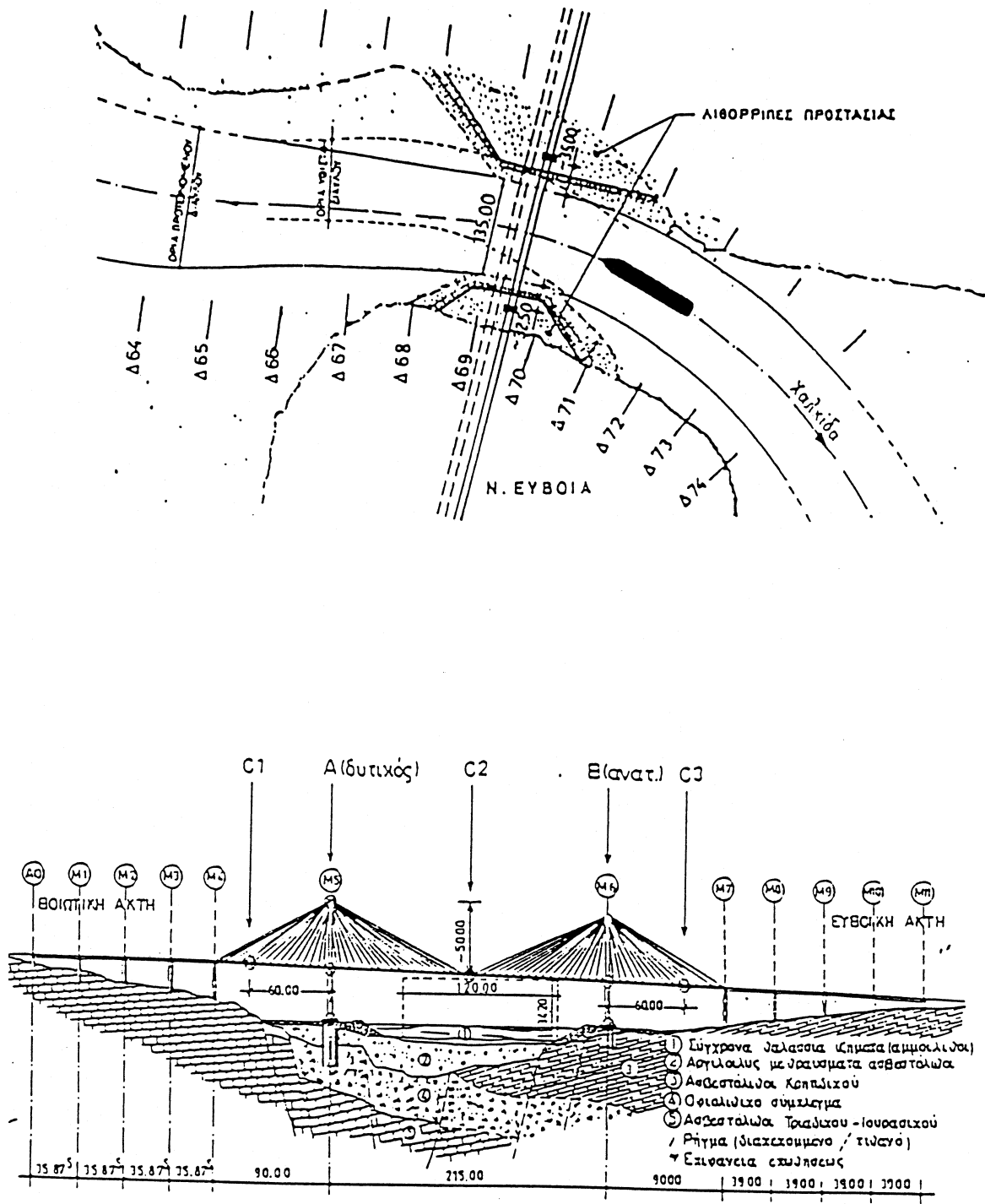
2. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

Η υψηλή καλωδιωτή γέφυρα του Ευρίπου είναι τμήμα της οδικής παράκαμψης της Χαλκίδας, ενώνοντας τη Βοιωτική ακτή κοντά στο τσιμεντεργοστάσιο, με την Ευβοϊκή στο λόφο Μπαταριά. Έχει συνολικό μήκος 694.50m και ωφέλιμο πλάτος 12.60m (Σταθόπουλος, 1994). Η γέφυρα αποτελείται από τις προσβάσεις και το κεντρικό τμήμα. Οι γέφυρες πρόσβασης μήκους 4X35.875m (Βοιωτία) και 4X39.00m (Εύβοια), μορφώνονται με προκατασκευασμένες προεντεταμένες δοκούς διατομής διπλού ταφ (H) και επί τόπου σκυροδετούμενη εγκάρσια προεντεταμένη πλάκα κυκλοφορίας. Οι γέφυρες πρόσβασης δεν αποτελούν αντικείμενο μελέτης του παρόντος ερευνητικού προγράμματος, και ως εκ τούτου δεν περιγράφονται περαιτέρω.

Η υψηλή γέφυρα (Σχήμα 2.1) είναι μία από τις σημαντικότερες στην Ελλάδα και μία από τις μεγάλες του είδους της στην Ευρώπη. Το κεντρικό τμήμα της γέφυρας αποτελεί το εντυπωσιακότερο στοιχείο του έργου. Έχει μήκος 395.00m με κεντρικό άνοιγμα 215.00m και δύο πλευρικά ανοίγματα των 90.00 m, και ελεύθερο ύψος 35.51 m. Τα στοιχεία του κεντρικού ανοίγματος επιτρέπουν τη διέλευση μεγάλων πλοίων από και προς τη Χαλκίδα. Το κατάστρωμα της γέφυρας, που είναι από σκυρόδεμα, αναρτάται με χαλύβδινα καλώδια από δυο πυλώνες ύψους περίπου 90.00m πάνω από τη θάλασσα. Η θεμελίωση των πυλώνων έγινε με σύστημα φρεατοπασσάλων Φ120 (Σταθόπουλος 1994).

Πέρα από τα συνήθη προβλήματα που προκύπτουν λόγω της ιδιαίτερης συμπεριφοράς των κρεμαστών γεφυρών (π.χ. μη γραμμική συμπεριφορά των καλωδίων, αεροελαστική ευστάθεια) και τα προβλήματα της γεωμετρίας (π.χ. κεντρικό άνοιγμα 215.00m, πυλώνες ύψους 90.00m), το συγκεκριμένο έργο παρουσιάζει μία σειρά προσθέτων προβλημάτων τα οποία προκύπτουν λόγω των γεωλογικών και γεωγραφικών ιδιομορφιών στη θέση του έργου, και τα οποία το καθιστούν ένα από τα δυσχερέστερα που πραγματοποιήθηκαν στον κόσμο.

Μεταξύ των προβλημάτων αυτών αναφέρονται:



Σχήμα 2.1. Οριζοντιογραφία και κατά μήκος τομή του έργου

α) σχετικά μεγάλη σεισμικότητα της ευρύτερης περιοχής, σε συνδυασμό με τα γεωλογικά ρήγματα του στενού και την ενδεχόμενη κινητικότητα των δύο ακτών. Πάντως από το φάσμα σχεδιασμού φαίνεται ότι έργα με υψηλή ιδιοπερίοδο, όπως η γέφυρα το Ευρίπου, καταπονούνται ελάχιστα σε σεισμό.

β) η θεμελίωση του Βοιωτικού πυλώνα, καθόσον υπήρχε η υποψία ότι η περιοχή διασχίζεται από γεωλογικό ρήγμα. Η γεωτεχνική έρευνα που διεξήχθη (Γεωτεχνική Α.Ε.) στην περί το βάθρο περιοχή δεν επιβεβαίωσε τους φόβους αυτούς.

γ) η προστασία των πυλώνων από πρόσκρουση πλοίου, επειδή το έργο γεφυρώνει ένα θαλάσσιο διάυλο πολύ μικρού πλάτους για ναυσιπλοΐα και καμπύλο σε οριζοντιογραφία, με σχετικά μεγάλη κίνηση. Η λύση που επελέγη για την αντιμετώπιση του προβλήματος, είναι η κατασκευή αναχωμάτων προστασίας με λιθορριπές και αμμοχάλικα, προϊόντα εκβραχισμών από το υπόλοιπο έργο. Πρόταση του αναδόχου για μεταφορά του Βοιωτικού πυλώνα στα αβαθή δεν έγινε δεκτή από την υπηρεσία.

2.1 Περιγραφή του κεντρικού καλωδιωτού τμήματος

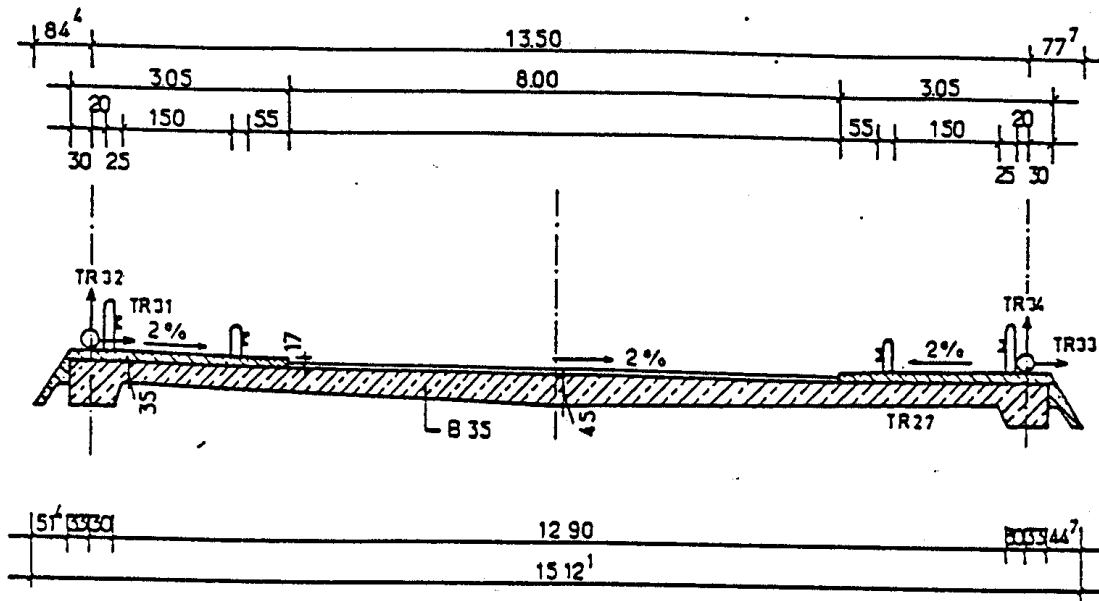
Το κεντρικό τμήμα αποτελείται από τρία ανοίγματα 90-215-90 m, στηριζόμενα στα βάθρα 4, 5, 6, 7 και αναρτώμενα από τις κεφαλές των πυλώνων M5 και M6 με καλώδια αναρτήσεως (Σχήμα 2.1). Η στήριξη στα βάθρα M4 και M7 επιτρέπει την κύλιση κατά τη διαμήκη έννοια, ενώ κατά την εγκάρσια εξισώνει τις μετακινήσεις βάθρου και καταστρώματος λειτουργώντας ως άρθρωση. Αντίθετα η σύνδεση καταστρώματος και πυλώνων 5,6 είναι μονολιθική.

Η ανάρτηση του καταστρώματος πραγματοποιείται με δύο επίπεδα καλωδίων, που συντρέχουν στις κεφαλές των πυλώνων ακολουθώντας ριπιδοειδή διάταξη. Οι πυλώνες είναι δίδυμοι, εδραζόμενοι μέσω πασσάλων σε οφιολιθικό σύμπλεγμα αφ' ενός και κρητιδικό ασβεστόλιθο αφ' ετέρου. Έχουν ύψος 88.35 m (M5) και 84.26 m (M6).

Ακολουθεί μία αναλυτικότερη περιγραφή των επιμέρους τμημάτων του κεντρικού τμήματος (Σταθόπουλος, 1994):

α) Κατάστρωμα

Το κατάστρωμα μορφώνεται ως πλάκα πάχους 0.45m, σταθερού καθ'όλο το μήκος της γέφυρας, πλην της περιοχής των πυλώνων M5 και M6, όπου αυξάνεται σε 0.75m (Σχήμα 2.2).



Σχήμα 2.2. Κατά πλάτος τομή καταστρώματος

Η πλάκα είναι προεντεταμένη κατά την εγκάρσια διεύθυνση σ' όλο το μήκος της γέφυρας. Διαμήκης προένταση εφαρμόζεται μόνο τοπικά στην περιοχή του μέσου της γέφυρας, όπου λόγω συμμετρίας η αξονική δύναμη του καταστρώματος είναι μηδενική, όπως επίσης και στην περιοχή των μεταβατικών βάθρων, όπου δεν επαρκεί η οριζόντια ώθηση από τα καλώδια αντεπιστροφής. Η πλάκα συμπεριφέρεται στατικά ως απειρομήκης λωρίδα ελαστικά αναρτημένη από τα δύο επίπεδα καλωδίων. Η ένταση κατά την εγκάρσια έννοια ελάχιστα διαφέρει από αυτή της απλής αμφιέριστης πλάκας. Σε οριζόντιες φορτίσεις η πλάκα λειτουργεί ως δοκός επί ελαστικών στηριγμάτων ή ως αμφιάρθρωτος σύνδεσμος των δυο πυλώνων. Το σκυρόδεμα του καταστρώματος είναι κατηγορίας B40, οι χαλαροί οπλισμοί St 420 και οι προεντεταμένοι St 1670/1860.

β) Καλώδια αναρτήσεως

Είναι τύπου V.S.L. αποτελούμενα από παράλληλα συρματόσχοινα ονομαστικής διαμέτρου 0.6", κατηγορίας St 1670/1860, με βαφή μολύβδου. Τα καλώδια που καταλήγουν στα βάθρα M4 και M7 (καλώδια αντεπιστροφής) είναι αγκυρωμένα. Ο αριθμός των συρματόσχοινων κάθε καλωδίου καθορίζεται από την ένταση του. Οι διατομές των καλωδίων δεν είναι σταθερές, αυξάνονται όσο τα καλώδια αγκυρώνονται μακρύτερα από τους πυλώνες, και οι

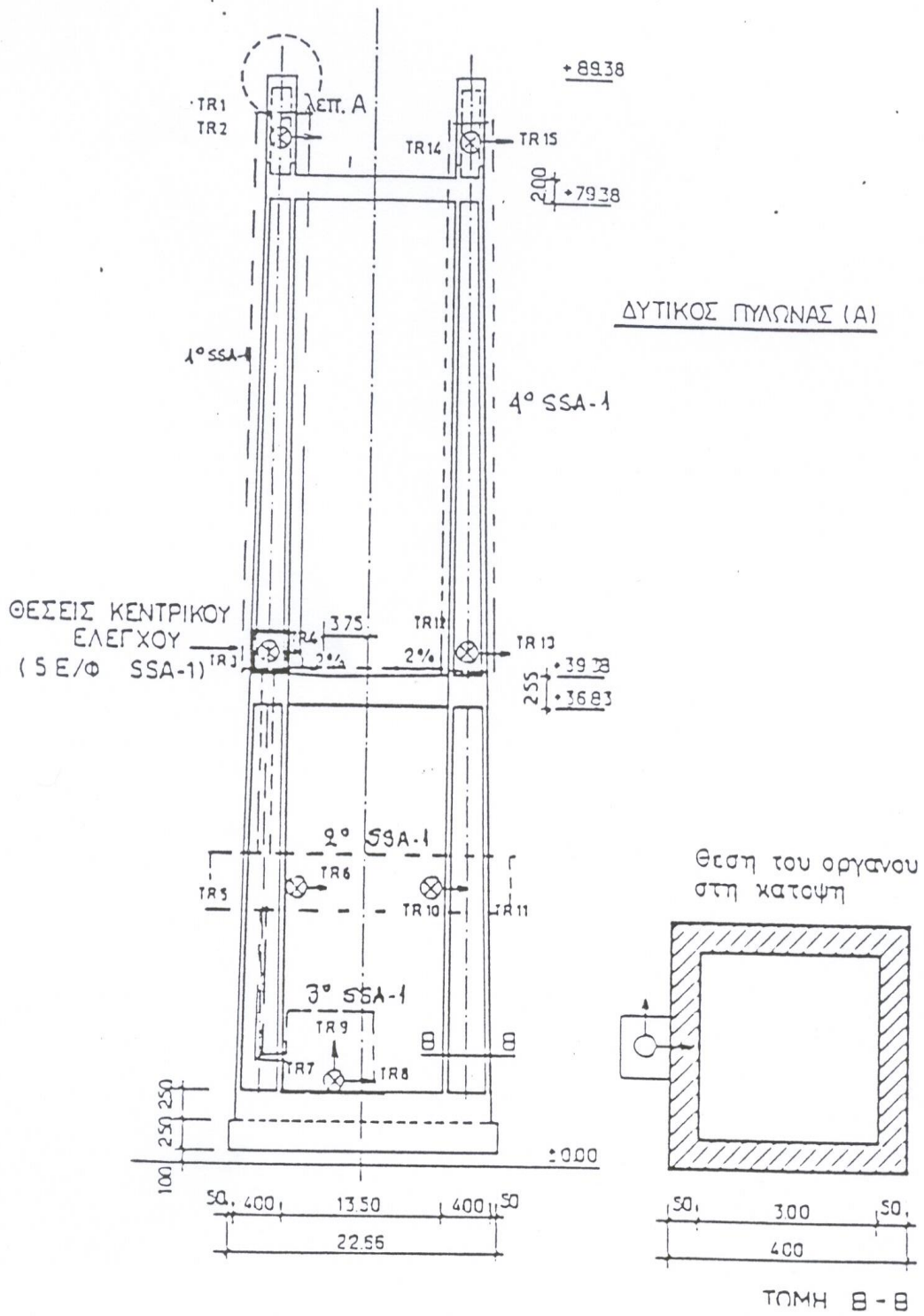
τιμές κυμαίνονται μεταξύ των 9.8 cm^2 και 28.0 cm^2 (καλώδια αντεπιστροφής). Όλα τα καλώδια είναι επανατανύσιμα (για τη ρύθμιση της δύναμης τους και ενδεχόμενα τη διόρθωση της) και ανταλλάξιμα. Η τάνυση των καλωδίων πραγματοποιείται από την κεφαλή του πυλώνα που είναι κοίλη (δυνατότητα διαδρομής 80 mm). Η προστασία των καλωδίων εξασφαλίζεται με τσιμεντένεμα μέσα σε σωλήνα πολυαιθυλενίου. Ο τελευταίος περιβάλλεται εξωτερικά με πλαστική ταινία για προστασία από υπεριώδη ακτινοβολία.

γ) Πυλώνες

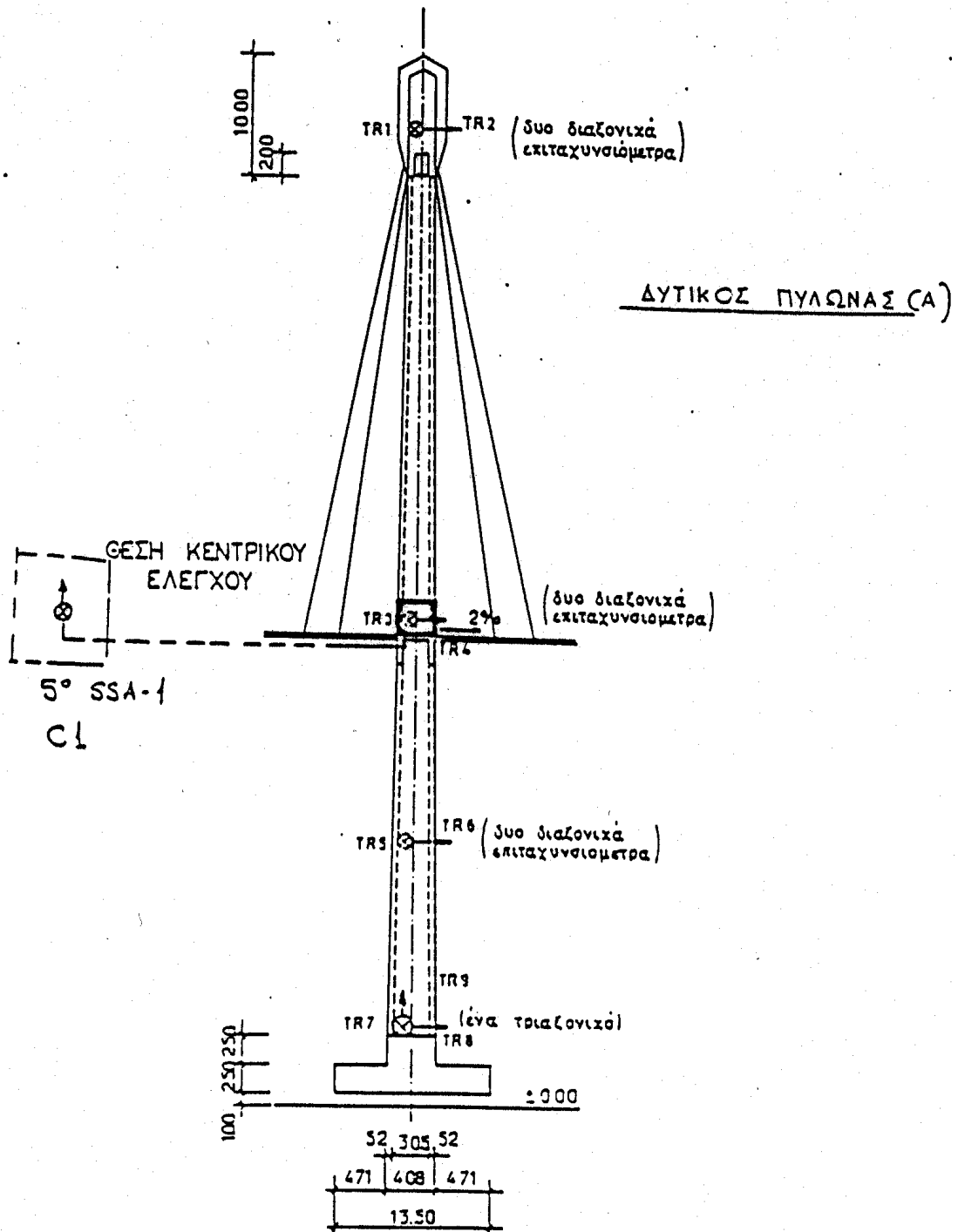
Είναι δίδυμοι από σκυρόδεμα B45 (Σχήματα 2.3, 2.4). Οι διαστάσεις τους μεταβάλλονται από $4.00 \times 4.00 \times 0.50 \text{ m}$ (βάση) σε $2.50 \times 2.50 \times 0.40$ (κεφαλή). Ο οπλισμός τους δεν ξεπερνάει το 2%. Οι στύλοι κάθε πυλώνα συνδέονται μεταξύ τους με δύο δίδυμα ζυγώματα, ένα κάτω από το κατάστρωμα και ένα κάτω από τις κεφαλές. Η κεφαλή του πυλώνα φέρει μία χαλύβδινη εσωτερική κατασκευή που παραλαμβάνει τα φορτία των καλωδίων και αναλαμβάνει τις οριζόντιες συνιστώσες τους, μεταφέροντας ταυτόχρονα τις κατακόρυφες στον περιβάλλοντα εξωτερικό μανδύα σκυροδέματος.

δ) Θεμελίωση

Η θεμελίωση των πυλώνων πραγματοποιήθηκε με 20 φρεατοπασσάλους $\Phi 120$, συζευγμένους στην κεφαλή τους με εσχάρα πεδιλοδοκών ύψους 5.00 m. Οι πάσσαλοι εδράζονται στο οφιολιθικό σύμπλεγμα προς την ηπειρωτική πλευρά (πυλώνας M5) και τον κρητιδικό ασβεστόλιθο (πυλώνας M6), έχοντας μήκη 30 m και 15 m αντίστοιχα (Σχήμα 2.1).



Σχήμα 2.3. Κατά πλάτος τομή Δυτικού Πυλώνα και θέσεις οργάνων



Σχήμα 2.4. Κατά μήκος τομή Δυτικού Πυλώνα και Θέσεις οργάνων

Η έδραση των πλευρικών ανοιγμάτων της κεντρικής γέφυρας επί των βάθρων M4 και M7 πραγματοποιείται με αμφιαρθρωτούς ελκυστήρες. Λόγω της αρνητικής αντίδρασης της γέφυρας επί των βάθρων, τα βάθρα προεντείνονται κατακορύφως και συρράπτονται προς το έδαφος με σύστημα μικροπασσάλων.

2.2. Εγκατάσταση ειδικού δικτύου ενοργάνωσης

Η πρώτη έκθεση για την επιλογή των θέσεων, το πλήθος και το είδος των οργάνων έγινε το 1988. Όπως είχε αναφερθεί στην έκθεση εκείνη, η επιλογή του τύπου των επιταχυνσιογράφων έγινε με βάση ορισμένα κριτήρια, αποσκοπώντας στην εξασφάλιση επιταχυνσιογραμμάτων σε περιπτώσεις ισχυρού σεισμού στην ευρύτερη περιοχή και στη σύγκριση των αποτελεσμάτων αναλογικών και ψηφιακών επιταχυνσιογράφων. Το Εθνικό δίκτυο επιταχυνσιογράφων αποτελείται από αναλογικούς επιταχυνσιογράφους τύπου SMA-1 της εταιρείας Kinometrics. Η πρώτη πρόταση ενοργάνωσης της γέφυρας προέβλεπε όργανα αναλογικού τύπου SMA-1, κάθε ένα από τα οποία διέθετε τρεις συνιστώσες. Η επόμενη πρόταση έγινε για ψηφιακά όργανα SSA-1 και SSA-2 με δυνατότητα να υπάρχουν μονοαξονικά αισθητήρια εκτός καταγραφικής μονάδας. Όμως και αυτή η διάταξη απείχε σημαντικά από ένα σύγχρονο δίκτυο ενοργάνωσης κατασκευών. Η τελική πρόταση, η οποία και υλοποιήθηκε, αποτελείται από ένα ειδικό δίκτυο ενοργάνωσης κατασκευών τύπου PX-23 της εταιρείας Kinometrics Inc. Το εν λόγω σύστημα διαθέτει το πλεονέκτημα ότι μπορεί να έχει συγκεντρωμένες και οργανωμένες τις καταγραφικές μονάδες (consoles) σε ένα συγκεκριμένο μικρό χώρο (control room). Κάθε καταγραφική μονάδα μπορεί να δεχθεί 16 αισθητήρια. Όλες οι μονάδες έχουν δυνατότητα σύνδεσης με προσωπικό ηλεκτρονικό υπολογιστή καθώς και έξοδο μέσω modem. Έτσι υπάρχει η δυνατότητα για λήψη των δεδομένων σε υπολογιστή τόσο επιτόπου, όσο και από μακρινή απόσταση. Το σύστημα της Kinometrics διαθέτει αξιοπιστία και έχει δοκιμασθεί στην ανάκτηση και αξιοποίηση δεδομένων τόσο στον Ελληνικό, όσο και στον διεθνή χώρο. Παρέχεται λοιπόν με αυτό το σύστημα η δυνατότητα για σύγκριση των δεδομένων της ανωδομής με αυτά του ελεύθερου πεδίου. Λόγω αυτών των πλεονεκτημάτων επιλέχθηκε η διάταξη της εταιρείας Kinometrics PX-23, για ενοργάνωση της υψηλής γέφυρας της Χαλκίδας. Τα τεχνικά χαρακτηριστικά του συστήματος αναφέρονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2.1.: Τεχνικές Προδιαγραφές του ειδικού δικτύου ενοργάνωσης PX-23 της Kinematics Inc.

- 12 bit resolution analog-digital converter
 - Full scale $\pm 2g$
 - Output voltage $\pm 2.5 V$
 - Frequency response DC-50 Hz within -3 dB
 - Damping 0.7 nominal
 - Natural frequency 600 Hz
 - Dynamic range > 72 dB
 - Sampling rate 200 sps
 - Built-in anti-alias filter: 2-pole, 50 Hz Butterworth response
 - Automatic self identification after sensing an event
 - Common triggering, common timing and external timing device (GPS) facilities
 - Internal timing 2pps
 - Remote communication, data retrieval and maintenance facilities
 - Operating temperature - 20° C to + 85° C
 - Humidity 100 %
 - Full DC power (by external battery box)
 - Four days autonomy in standby position
-

2.3 Περιγραφή εργασιών υποδομής κατά τη διάρκεια του ερευνητικού έργου

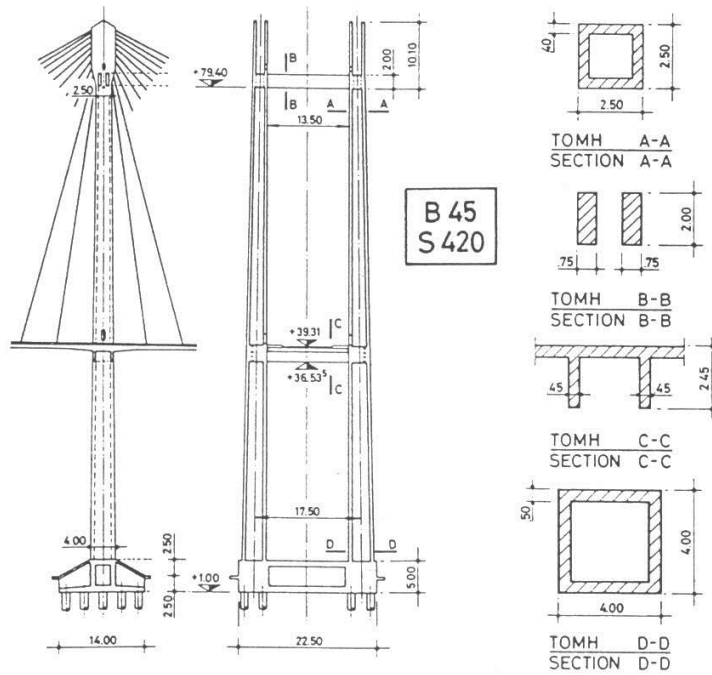
Κατά τη διάρκεια του ερευνητικού έργου έγινε διεξοδική διερεύνηση τόσο της Ελληνικής όσο και της διεθνούς αγοράς για αναβάθμιση της ικανότητας ανάλυσης (resolution) των εδαφικών οργάνων καταγραφής του σεισμικού κραδασμού. Η ερευνητική ομάδα κατέληξε στην προμήθεια οργάνων με δυνατότητα ανάλυσης τουλάχιστον 19 bits για να είναι σε θέση να αποτυπώνουν με ακρίβεια ασθενείς σεισμικές διεγέρσεις μικρού πλάτους ταλάντωσης. Με αυτό τον τρόπο το δίκτυο θα μπορεί να παρέχει ακριβέστερες πληροφορίες και θα είναι έτοιμο και ευαίσθητο για καταγραφή σεισμών από το κοντινό ή μακρινό πεδίο.

Επίσης λήφθηκαν μέτρα για την προστασία του δικτύου έναντι της υγρασίας και των έντονων μαγνητικών πεδίων τα οποία υπάρχουν λόγω της γεινιάσης με ηλεκτροφόρα

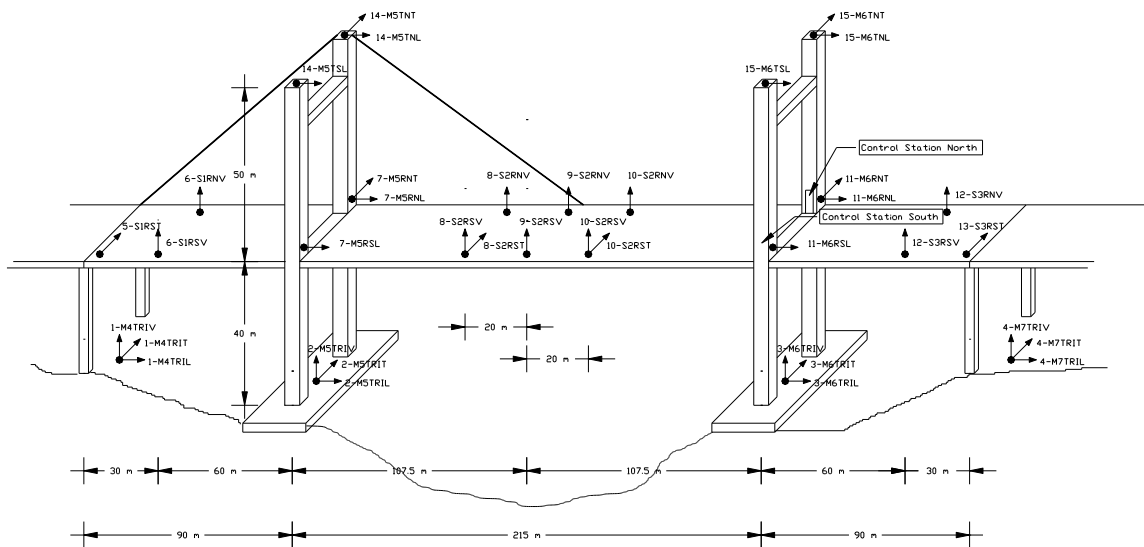
καλώδια της Δ.Ε.Η. Επιπροσθέτως, αφαιρέθηκαν τα καλώδια από τα φρεάτια των πυλώνων και από διάφορα διακλαδωτικά κιβώτια, για να διεξαχθεί επί τόπου έλεγχος όλων των συνδεσμολογιών, ακόμη και αυτών των βυσμάτων που συνδέουν τα καλώδια με τα αισθητήρια. Μετά την επισκευή έγινε επανέλεγχος όλου του δικτύου για να διαπιστωθεί η καλή του λειτουργία. Έγιναν οι απαραίτητες ενέργειες για τον καθαρισμό των καναλιών, δια μέσου των οποίων περνούν τα καλώδια από διάφορα σκουπίδια.

Στην κύρια καταγραφική μονάδα (master console) και στην πρώτη καταγραφική βαθμίδα (master module) έχει τοποθετηθεί δορυφορικός χρόνος (GPS). Ο χρόνος αυτός είναι σε μορφή κώδικα BCD 8421 και διοχετεύεται σ'όλες τις καταγραφικές βαθμίδες όλων των μονάδων. Ο χρόνος GPS δεν αναιρεί το χρόνο που είναι τοποθετημένος σε κάθε βαθμίδα (modulo), απλώς αποτυπώνεται σαν δεύτερος χρόνος - στο κάτω μέρος της καταγραφής - πάντα σε μορφή κώδικα. Με αυτό τον τρόπο εξασφαλίζεται κοινός χρόνος έναρξης καταγραφής στα διάφορα κανάλια του καταγραφικού συστήματος

Η Υψηλή Γέφυρα έχει δικτυωθεί με 32 αισθητήρες (επιταχυνσιόμετρα) (Σχήμα 2.6). Οι θέσεις των αισθητηρίων επιλέχθηκαν προσεκτικά και με τέτοιο τρόπο ώστε να απεικονίζουν, κατά τον πληρέστερο δυνατό τρόπο, την δυναμική συμπεριφορά της. Έξι (6) αισθητήρες ανίχνευσης της κατακόρυφης κίνησης και δύο (2) για την καταγραφή της εγκάρσιας, καταγράφουν την απόκριση στο μεσαίο άνοιγμα της γέφυρας, ενώ στον καθένα από της δύο πυλώνες τοποθετήθηκαν έξι (6) αισθητήρες. Υπάρχουν της τέσσερις τριαξονικοί αισθητήρες, δύο (2) στη βάση του κάθε πυλώνα και δύο (2) ελευθέρου πεδίου, σε κάθε μία από της ακτές του πορθμού.



Σχήμα 2.5 Γενική διάταξη και διατομές πυλώνων.



Σχήμα 2.6 Διάταξη των αισθητήρων της είναι τοποθετημένοι στη γέφυρα.

Κατά την διάρκεια του 2002 πραγματοποιήθηκε αγορά νέου εξοπλισμού για την αναβάθμιση των αισθητηρίων του εδάφους με στόχο την ακριβέστερη καταγραφή των εδαφικών διεγέρσεων. Συγκεκριμένα τοποθετήθηκε εντός του πυλώνα της Ευβοϊκής ακτής καταγραφική μονάδα με δυνατότητα υποδοχής 12 αισθητήρων επιτάχυνσης ικανός να συνδεθεί σε εξωτερικά τριαξονικά ή μονοαξονικά επιταχυνσιόμετρα. Ο καταγραφέας της έχει κάρτα μνήμης 32 MB, με δυνατότητα για να δεχθεί modem και GPS. Οι τεχνικές προδιαγραφές του συστήματος παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1. που ακολουθεί.

Πιν. 2.1 Τεχνικές προδιαγραφές συστήματος ενοργάνωσης (Altus K2)

SENSOR:	
Type	Uniaxial Force Balance Accelerometer, External
Full scale range	± 2 g
Natural Frequency	50 Hz
Damping	70 % Critical
Dynamic Range	■ 135 dB 0.01 to 50 Hz > 145 db 0.01 to 20 Hz
DATA ACQUISITION:	
Dynamic range	108 dB @ 200 sps
Frequency response	DC to 80 Hz @ 200 sps
Resolution	19-bit resolution @ 200 sps
Input range	± 2.5 V
Anti-Alias Filter	Brickwall FIR filter. Cut-off at 80 % of output Nyquist 120 dB down at output Nyquist
TRIGGER:	
Type	IIR Bandpass filter
Trigger Bandwidth	0.1 Hz – 12.5 Hz
Channel Triggering	Independent threshold for all channels
Trigger Threshold	Selectable from 0.01% to 100% of full scale
De-Trigger Threshold	Selectable from 0.01% to 100% of full scale
STORAGE:	
Type	20 Mbyte RAM Flash memory, Fully compliant PCMCIA storage system
ENVIRONMENT:	
Operating Temperature	- 20° to 70° C
Humidity	0 – 100 % RH

Με αυτό τον τρόπο αναβαθμίζεται το εδαφικό δίκτυο της Γέφυρας και υπάρχει η δυνατότητα για πρόσθετα αισθητήρια που μπορούν να τοποθετηθούν σε πρόσθετες θέσεις για να βελτιώσουν τα διάφορα μοντέλα αναγνώρισης ιδιομορφών. Ακόμη έγινε προμήθεια νέων σύγχρονων αισθητηρίων και καλωδίου σύνδεσης για να χρησιμοποιηθούν σε πρόσθετες θέσεις μέτρησης στο κατάστρωμα της Γέφυρας.

Λόγω των συχνών προβλημάτων με την τροφοδοσία του συστήματος (μπαταρίες παροχή Δ.Ε.Η. κ.λ.π.) μελετήθηκε από τους τεχνικούς του Εργαστηρίου του ΙΤΣΑΚ, στα πλαίσια του παρόντος ερευνητικού προγράμματος, ένα νέο ασφαλέστερο σύστημα τροφοδοσίας που παρέχει προστασία έναντι των συχνών διακοπών του ρεύματος στη περιοχή του έργου.

Για την πραγματοποίηση επικοινωνίας της πρόσθετης καταγραφικής μονάδας K2, μέσω σταθερής τηλεφωνικής γραμμής με το ΙΤΣΑΚ, για παρακολούθηση καλής λειτουργίας και συλλογής δεδομένων, το εργαστήριο του ΙΤΣΑΚ κατασκεύασε ειδική συσκευή. Η συσκευή αυτή αποτελείται από MODEM ROBOTICS, ΤΡΟΦΟΔΟΣΙΑ 12Volts και θύρα διασύνδεσης. Η ειδική αυτή συσκευή συνδέθηκε εξωτερικά με την καταγραφική μονάδα K2 μέσω θύρας RS232. Τέλος τοποθετήθηκαν παράμετροι όπως ορίζει η κατασκευάστρια εταιρία πετυχαίνοντας άριστη επικοινωνία.

Ήδη μέσα στο 2003 το νέο σύστημα κατέγραψε την ακολουθία των σεισμών των Ψαχνών Ευβοίας, όπως φαίνεται στο επόμενο κεφάλαιο.

Τα ελεύθερα κανάλια από την εδαφική καταγραφική μονάδα (soil console) χρησιμοποιήθηκαν για να δεχθούν πρόσθετους αισθητήρες στα ακρόβαθρα του κύριου φορέα.

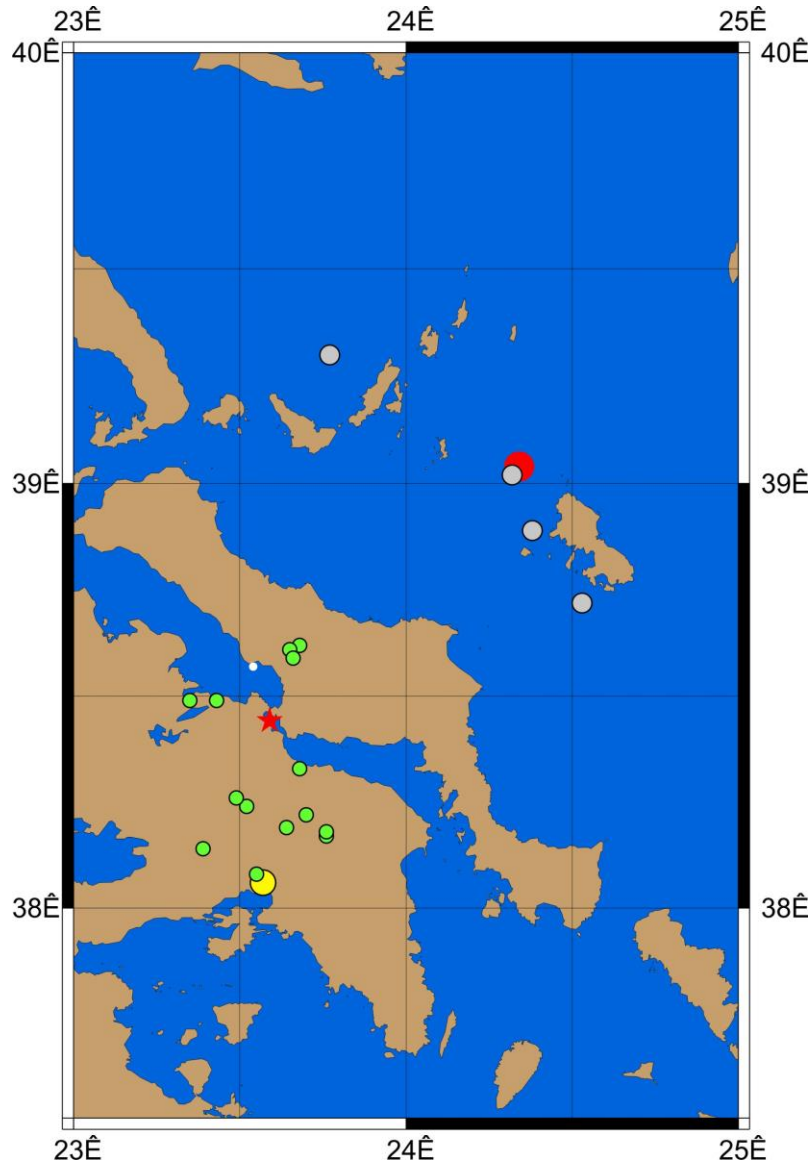
3. ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ

Κατά τα πρώτα έτη λειτουργίας του συστήματος οι καταγραφές είχαν προερχόταν κυρίως από φορτία κυκλοφορίας και ανέμου, ενώ από το 1997 το σύστημα είναι κυρίως προσανατολισμένο στην καταγραφή εδαφικών – κυρίως σεισμικών – διεγέρσεων από την ευρύτερη περιοχή. Αυτό επιτεύχθηκε με την Από την αρχή της λειτουργίας του (1995) μέχρι σήμερα το σύστημα έχει καταγράψει ένα σημαντικό αριθμό διεγέρσεων, που οφείλονται κυρίως σε φορτία κυκλοφορίας, άνεμο, καθώς και σεισμικές δονήσεις με μεγέθη $3.9 \leq M \leq 6.4$ σε αποστάσεις 15-97 km από την περιοχή του έργου. Ο Πίνακας (3.1) δίνει τις εστιακές παραμέτρους των σεισμών, οι οποίοι έχουν διεγείρει το δίκτυο της Γέφυρας της Χαλκίδας. Η πρώτη στήλη δίνει τον αύξοντα αριθμό, η δεύτερη και τρίτη στήλη δίνουν το έτος και την ημερομηνία, η επομένη το χρόνο γένεσης, οι δύο επόμενες τις γεωγραφικές συντεταγμένες του επικέντρου, η έκτη και έβδομη στήλη δίνουν το εστιακό βάθος και το μέγεθος του σεισμού και η τελευταία δίνει την επικεντρική απόσταση, R, σε km. Τα δεδομένα του καταλόγου προέρχονται από τους καταλόγους του Εργαστηρίου Γεωφυσικής

Πίνακας 3-1. Παράμετροι των σεισμών οι οποίοι διέγειραν το δίκτυο της γέφυρας της Χαλκίδας και επικεντρική απόσταση από το κέντρο της γέφυρας.

A/A	ΕΤΟΣ	ΗΜΕΡΟ-ΜΗΝΙΑ	ΧΡΟΝΟΣ ΓΕΝΕΣΗΣ	ΓΕΩΓΡ. ΠΛΑΤΟΣ	ΓΕΩΓΡ. ΜΗΚΟΣ	ΒΑΘΟΣ h (km)	ΜΕΓΕΘΟΣ M	ΑΠΟΣΤΑΣΗ (km)
1	1997	MAR 21	061708	39.30	23.77	8	5.0	97
2	1997	NOV 4	103032	38.14	23.39	24	4.4	40
3	1997	NOV 4	103247	38.33	23.68	5	4.3	17
4	1997	NOV 5	102754	38.24	23.52	26	4.5	26
5	1997	NOV 5	103153	38.26	23.49	20	4.4	24
6	1998	MAY 22	162222	38.49	23.43	19	4.3	15
7	1999	SEP 3	052934	38.49	23.35	33	4.6	20
8	1999	SEP 7	115651	38.06	23.57	14	5.9	43
9	1999	SEP 7	120514	38.17	23.76	12	4.8	37
10	1999	SEP 7	120815	38.18	23.76	39	4.2ISC	36
11	1999	SEP 7	204455	38.08	23.55	8	4.9	43
12	1999	SEP 8	125500	38.19	23.64	29	4.5	31
13	1999	SEP 8	165408	38.22	23.70	26	4.5	29
14	1999	DEC 15	225458	38.62	23.52	24	3.9	15
15	2001	JUL 26	002139	39.04	24.34	7	6.4	93
16	2001	JUL 26	003457	39.02	24.32	5	5.3	90
17	2001	OCT 29	202148	38.89	24.38	26	5.3	84
18	2002	SEP 5	221951	38.72	24.53	30	5.2	87
19	2003	JUN 18	052501	38.62	23.68	21	4.9	19
20	2003	JUN 26	134557	38.61	23.65	19	4.6	17
21	2003	SEP 26	185404	38.59	23.66	24	4.4	15

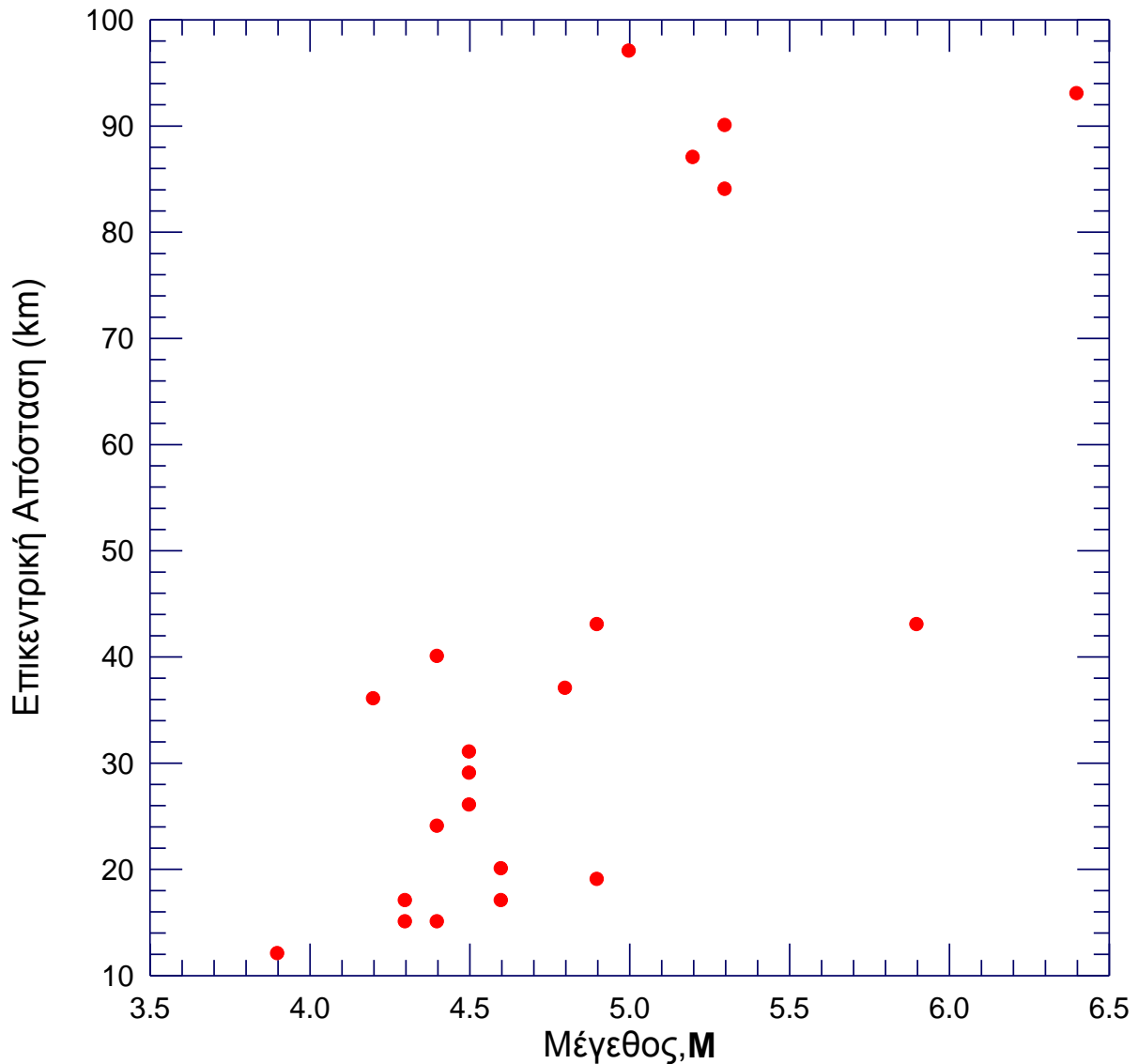
του ΑΠΘ και του Γεωδυναμικού Ινστιτούτου του ΕΑΑ. Οι παράμετροι του σεισμού 10 έχουν ληφθεί από τη ιστοσελίδα του International Seismological Center (www.isc.ac.uk), ενώ η γεωγραφική κατανομή των epicέντρων των σεισμών του Πίνακα (3.1) δίνεται στο σχήμα (3.1).



Σχήμα 3.1 -Γεωγραφική κατανομή των epicέντρων των σεισμών, οι οποίοι καταγράφηκαν από το δίκτυο ελευθέρου πεδίου της Χαλκίδας.

Στο σχήμα (3.2) δίνεται η κατανομή της Μεγέθους - Epicεντρικής Απόστασης των καταγραφών από τα modules ελευθέρου πεδίου του δικτύου της Χαλκίδας. Από την κατανομή του σχήματος αυτού φαίνεται ότι δεν υπάρχουν καταγραφές ισχυρών ($M \geq 6.0$)

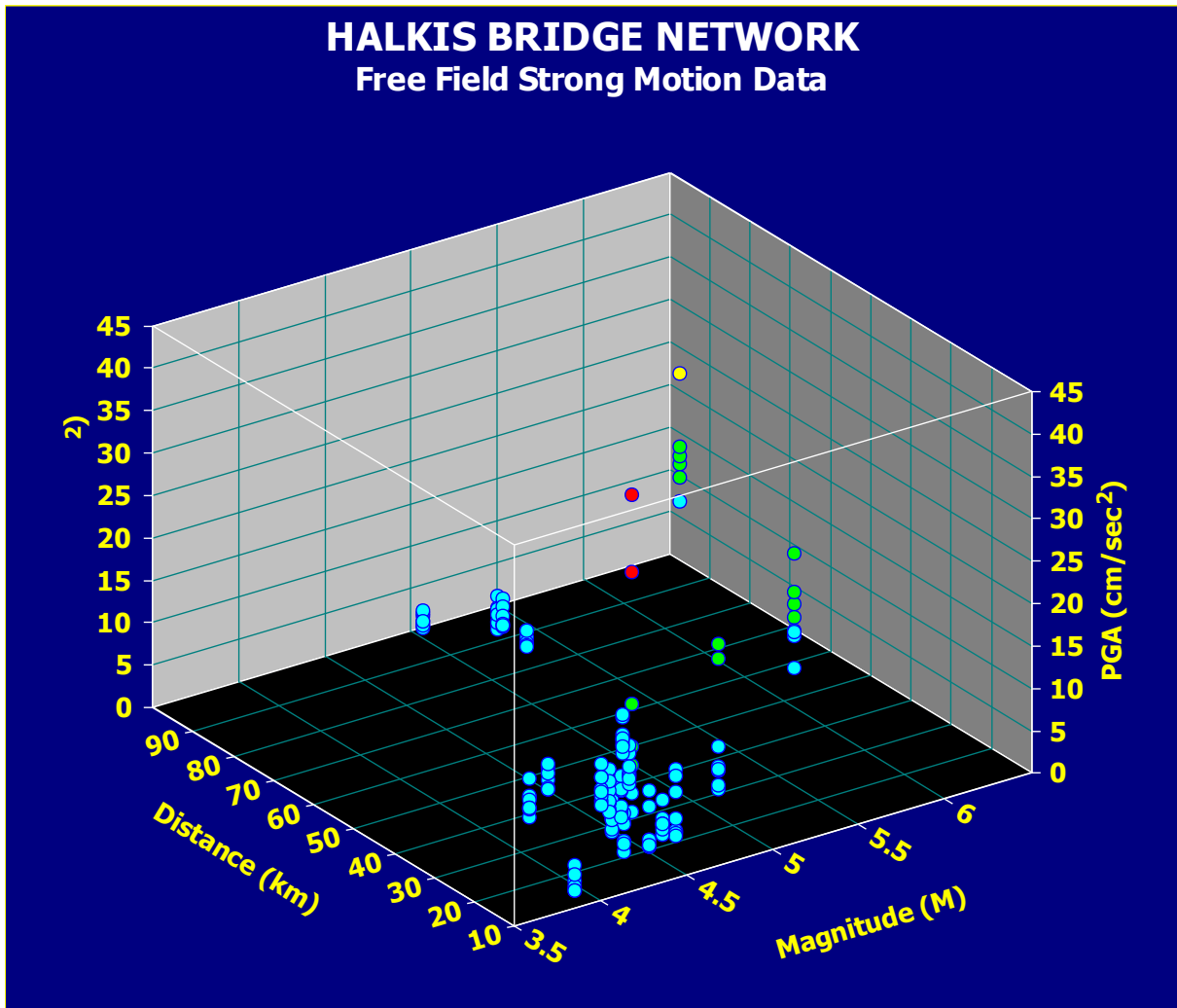
σεισμών στο κοντινό πεδίο ($R \leq 50$ km). Επίσης παρατηρείται έλλειψη καταγραφών για αποστάσεις $50 \text{ km} \leq R \leq 80$ km.



Σχήμα 3.2 -Κατανομή Μεγέθους-Απόστασης των καταγραφών ελευθέρου πεδίου από το δίκτυο της Χαλκίδας.

Στο σχήμα (3.3) δίνεται η κατανομή των μέγιστων τιμών της επιτάχυνσης σε συνάρτηση με το μέγεθος και την επικεντρική απόσταση. Χρησιμοποιήθηκαν οι διορθωμένες καταγραφές στις οποίες εφαρμόστηκαν φίλτρα 0.6-47.0 Hz. Τα τέσσερα διαφορετικά χρώματα των κύκλων αντιστοιχούν στις τιμές $PGA \leq 10 \text{ cm/sec}^2$ (μπλε), $11 \text{ cm/sec}^2 \leq PGA \leq 20 \text{ cm/sec}^2$ (πράσινο), $21 \text{ cm/sec}^2 \leq PGA \leq 34 \text{ cm/sec}^2$ (κίτρινο) και $35 \text{ cm/sec}^2 \leq PGA \leq 45 \text{ cm/sec}^2$ (κόκκινο). Όπως φαίνεται από την κατανομή αυτή ο μεγαλύτερος όγκος των

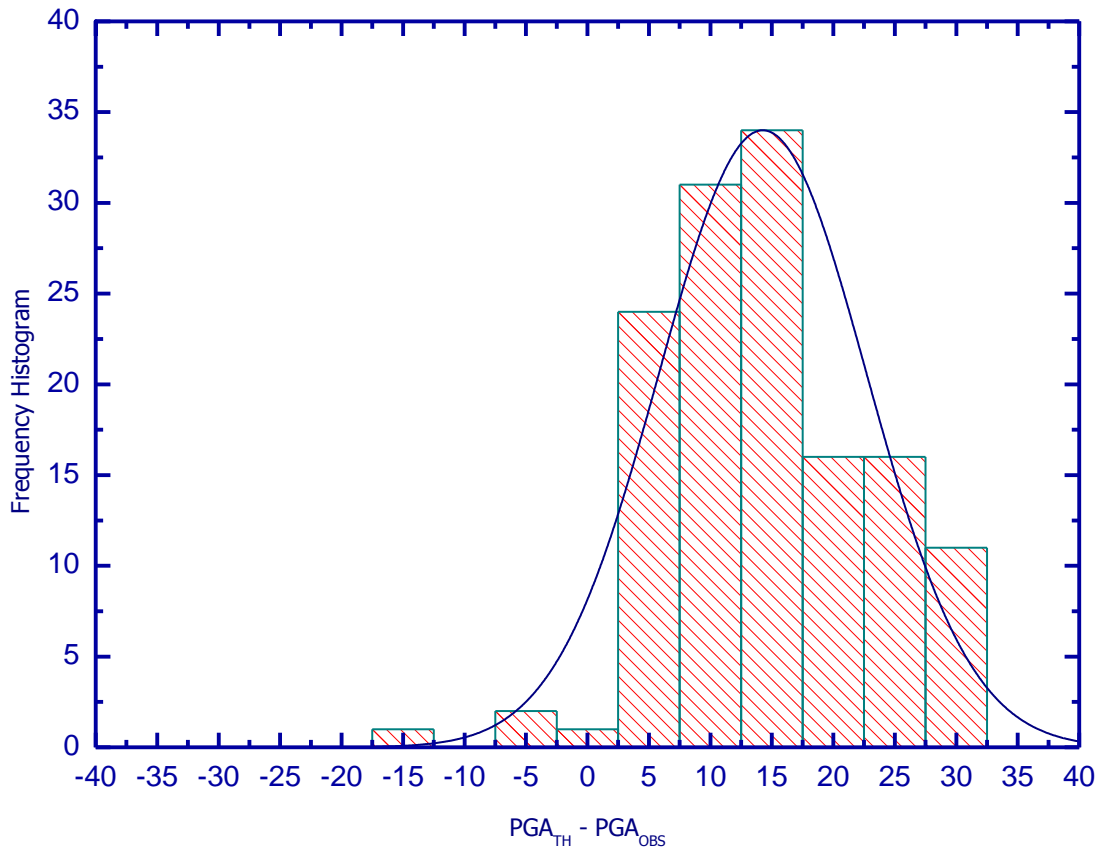
καταγραφών είχε τιμές μικρότερες των 10 cm/sec^2 και ειδικότερα ποσοστό 65% του συνόλου είχε επιταχύνσεις μικρότερες των 5 cm/sec^2 .



Σχήμα 3.3 Κατανομή των μεγίστων τιμών της εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) σε συνάρτηση με το Μέγεθος (M) και την Επικεντρική Απόσταση (Distance) των καταγραφών ελευθέρου πεδίου από το δίκτυο της Χαλκίδας.

Λόγω της κατανομής των δεδομένων δεν κατέστη δυνατή η πρόταση μίας εμπειρικής σχέσης πρόβλεψης των εδαφικών επιταχύνσεων σε συνάρτηση με το μέγεθος και την απόσταση. Γι'αυτό έγινε προσπάθεια να συγκριθούν πρόσφατες σχέσεις, οι οποίες ισχύουν για τον Ελληνικό χώρο με τις παρατηρημένες τιμές από το δίκτυο της Χαλκίδας. Στο σχήμα (3.4) δίνεται το ιστόγραμμα κατανομής των διαφορών μεταξύ της θεωρητικής τιμής της επιτάχυνσης (PGA_{TH}) και της τιμής που παρατηρήθηκε (PGA_{OBS}). Χρησιμοποιήθηκε η σχέση, η οποία προτάθηκε από τους Μάργαρης και συνεργάτες (2001) και Margaris et al.

(2002) για εδαφικές συνθήκες B κατά UBC (1997). Από το γράφημα αυτό φαίνεται ότι οι καταγεγραμμένες τιμές της επιτάχυνσης ελεύθερου πεδίου του δικτύου της Χαλκίδας είναι συστηματικά χαμηλότερες από τις προβλεπόμενες. Η μέση τιμή των διαφορών είναι $14 \pm 9 \text{ cm/sec}^2$, δηλαδή μέσα στα όρια σφάλματος της σχέσης, η οποία χρησιμοποιήθηκε.

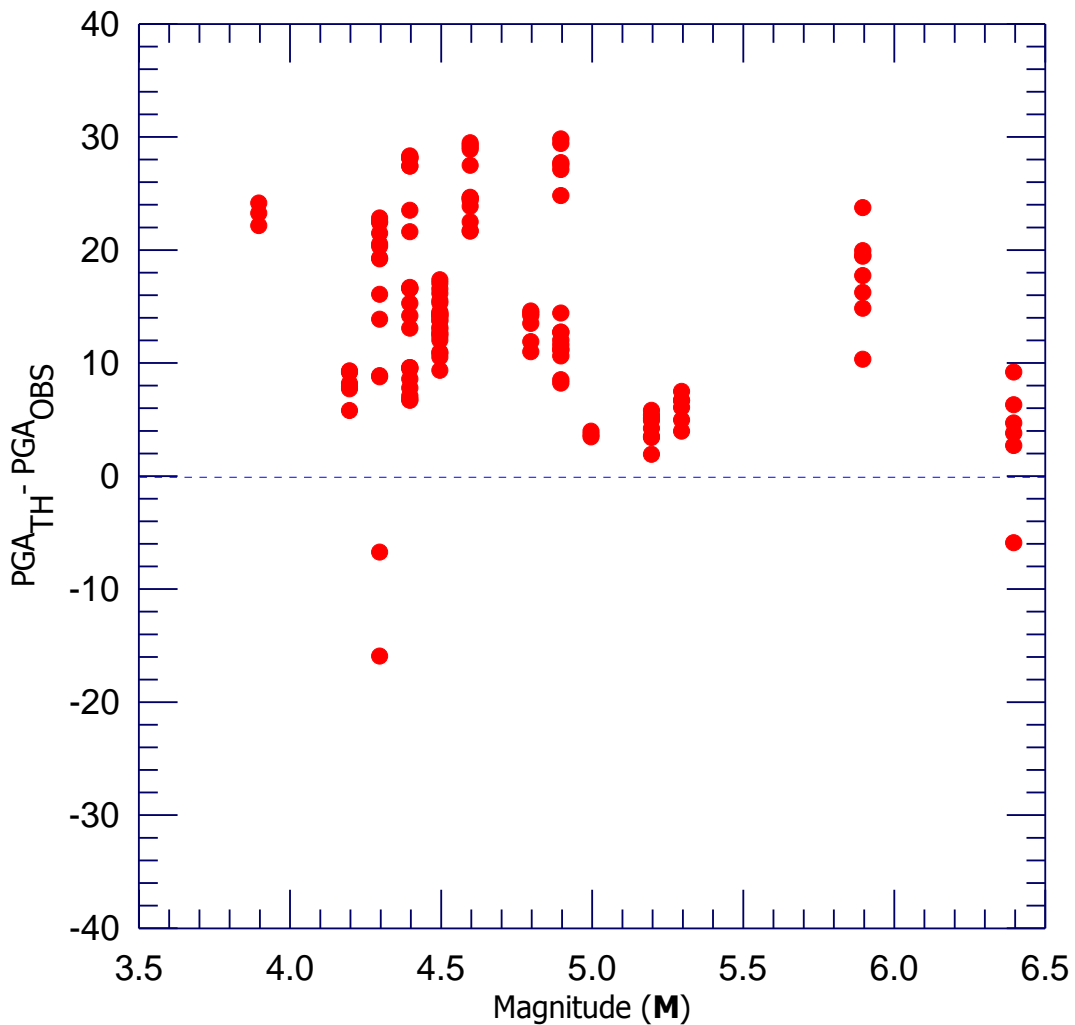


Σχήμα 3.4 - Ιστόγραμμα κατανομής των υπολοίπων (residuals) μεταξύ των θεωρητικών τιμών και των παρατηρημένων τιμών της εδαφικής επιτάχυνσης των καταγραφών ελεύθερου πεδίου από το δίκτυο της Χαλκίδας.

Έγινε προσπάθεια να βρεθεί αν υπάρχει κάποια συσχέτιση των διαφορών αυτών με παραμέτρους των σεισμών και των καταγραφών .

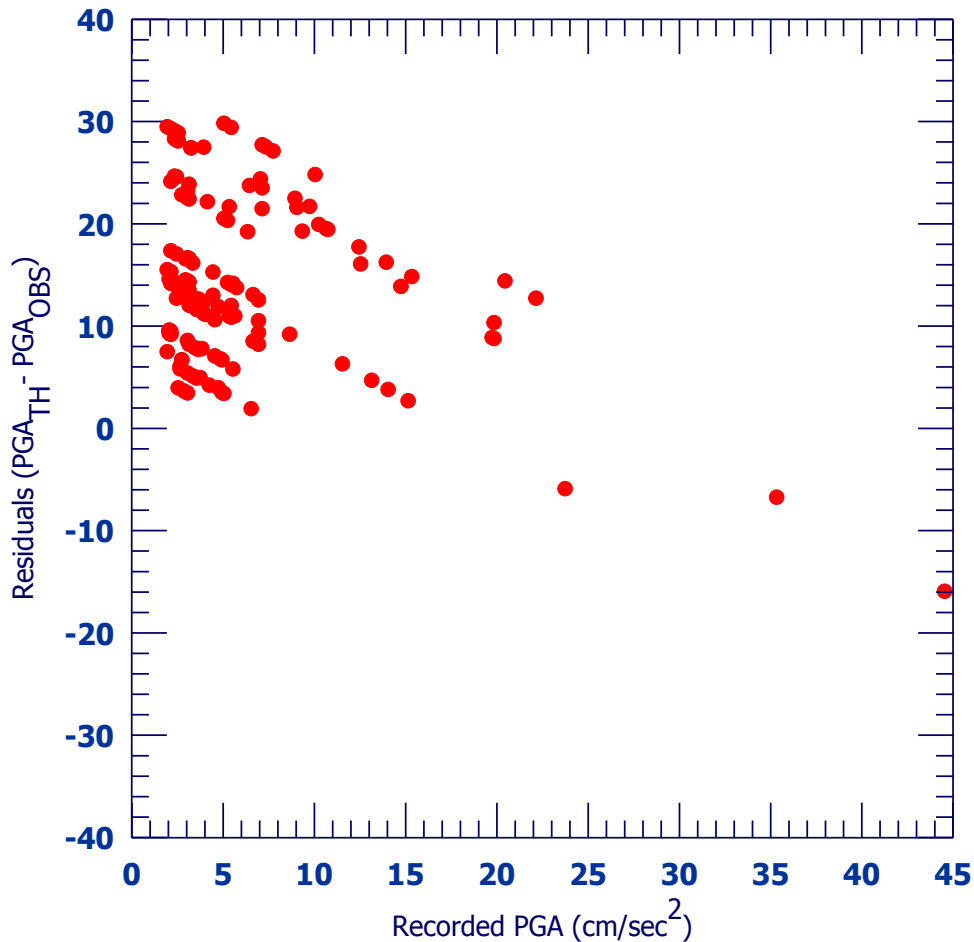
Στα σχήματα (3.5) και (3.6) δίνονται οι γραφικές παράσταση των residuals με το μέγεθος των σεισμών και τη μέγιστη επιτάχυνση της καταγραφής (PGA) αντίστοιχα. Χρησιμοποιήθηκαν οι καταγραφές με $PGA \geq 2 \text{ cm/sec}^2$, τιμή η οποία αποτελεί το σύνηθες όριο διέγερσης των επιταχυνσιογράφων με ανάλυση 12 bits. Καταγραφές με μικρότερες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης προέκυψαν από το γεγονός ότι η διέγερση ενός αισθητήρα με

$PGA \geq 2 \text{ cm/sec}^2$, οδηγούσε στη λειτουργία και των υπολοίπων αισθητήρων οι οποίοι κατέγραφαν επιταχυνσιογράμματα με χαμηλότερες τιμές της PGA.



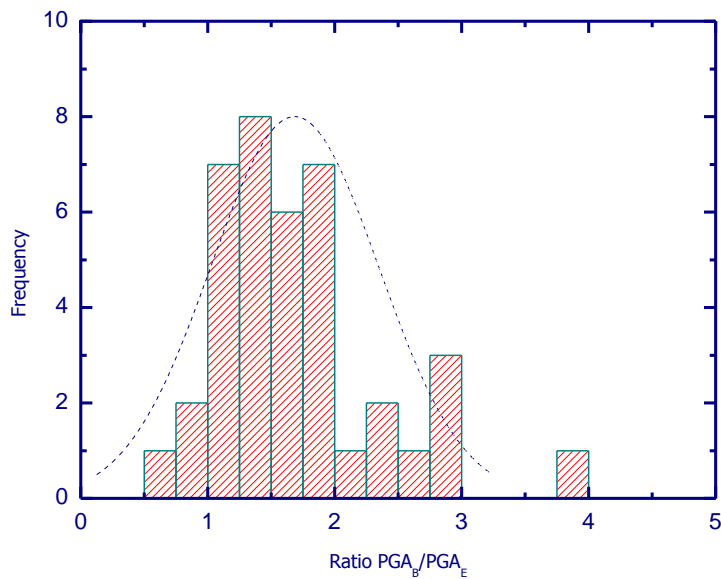
Σχήμα 3.5 - Γράφημα των υπολοίπων (residuals) μεταξύ των θεωρητικών τιμών και των παρατηρημένων τιμών της εδαφικής επιτάχυνσης (για $PGA \geq 2 \text{ cm/sec}^2$) των καταγραφών ελευθέρου πεδίου σε συνάρτηση με το μέγεθος του σεισμού

Από την παράσταση του σχήματος (3.5) δεν φαίνεται να υπάρχει εξάρτηση των διαφορών από το μέγεθος του σεισμού. Αντίθετα, από τη γραφική παράσταση του σχήματος (3.6) φαίνεται να υπάρχει ισχυρή εξάρτηση των διαφορών αυτών από την τιμή της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης, η οποία καταγράφηκε. Αυτό το γεγονός μπορεί να αποδοθεί στο λόγο σήματος/θόρυβο για τις χαμηλών τιμών επιταχύνσεων καταγραφές ή/και στο γεγονός της χαμηλής ανάλυσης (12 bits) των καταγραφικών.



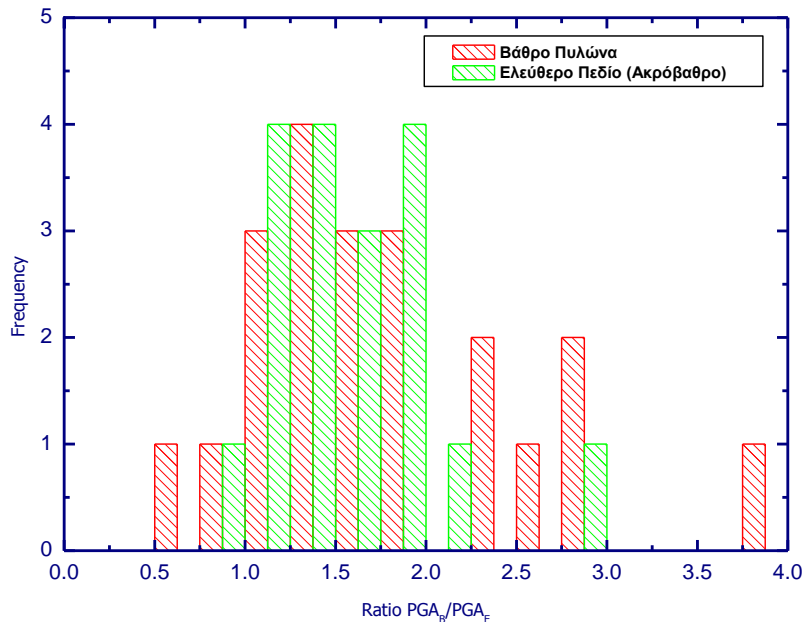
Σχήμα 3.6 - Γραφική παράσταση των υπολοίπων (residuals) μεταξύ των θεωρητικών τιμών και των παρατηρημένων τιμών της εδαφικής επιτάχυνσης (για $PGA \geq 2$ cm/sec^2) των καταγραφών ελεύθερου πεδίου σε συνάρτηση με την μέγιστη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης. Η εξάρτηση είναι εμφανής.

Επειδή φάνηκε στις αναλύσεις των επιταχυνσιογραμμάτων μία διαφοροποίηση στις τιμές μεταξύ των καταγραφών της Βοιωτικής και της Ευβοϊκής ακτής για το λόγο αυτό έγινε μία προσπάθεια να εξεταστεί αν αυτή η διαφορά είναι συστηματική. Για το σκοπό αυτό υπολογίστηκαν οι γεωμετρικοί μέσοι των οριζοντίων καταγραφών για κάθε επιταχυνσιογράμμα και βρέθηκαν οι λόγοι των τιμών της Βοιωτικής ακτής ξεχωριστά για τα modules των ακροβάθρων και των βάθρων των πυλώνων. Το ιστόγραμμα των λόγων αυτών δίνεται στο σχήμα (3.7) και όπως φαίνεται οι τιμές στη Βοιωτική ακτή είναι συστηματικά υψηλότερες με μέση τιμή 1.67 ± 0.66 .



Σχήμα 3.7 - Ιστογράμμα κατανομής του λόγου του γεωμετρικού μέσου όρου των καταγραφών στην Βοιωτική ακτή (PGA_B) προς τον αντίστοιχο της Ευβοϊκής ακτής (PGA_E).

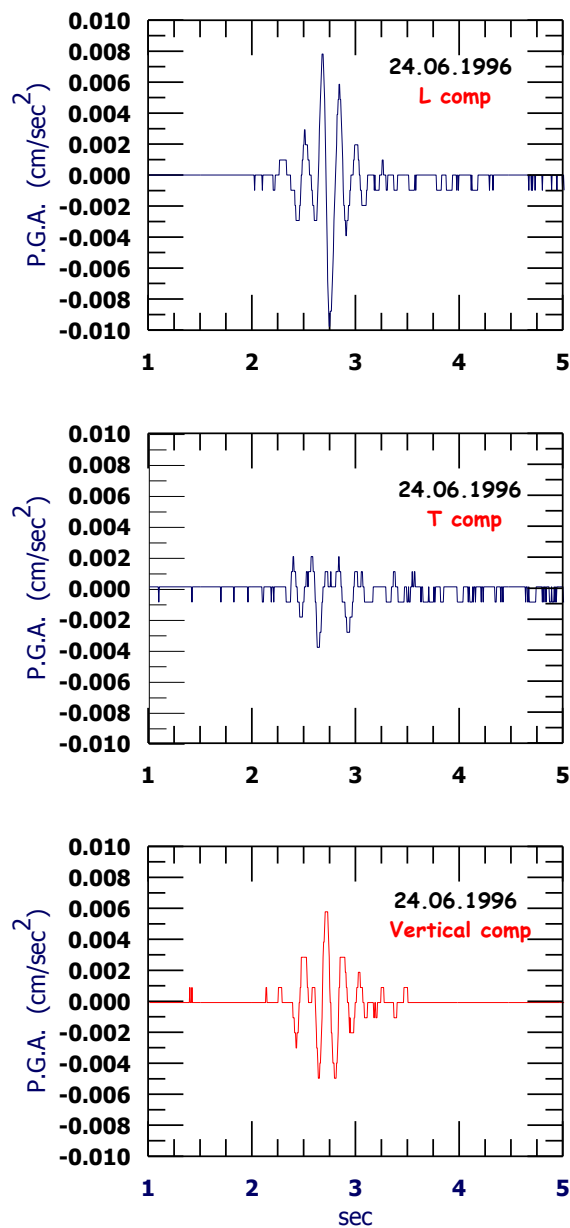
Στο σχήμα (3.8) γίνεται ανάλυση του ιστογράμματος του σχήματος (3.7) για τις θέσεις των δύο βάθρων των πυλώνων (κόκκινες στήλες) και των δύο ακροβάθρων (πράσινες



Σχήμα 3.8 - Ιστογράμματα κατανομής του λόγου του γεωμετρικού μέσου όρου των καταγραφών στην Βοιωτική ακτή (PGA_B) προς τον αντίστοιχο της Ευβοϊκής ακτής (PGA_E) ξεχωριστά για τις θέσεις των βάθρων και των ακροβάθρων.

στήλης). Όπως φαίνεται οι τιμές είναι και για τις δύο θέσεις συστηματικά υψηλότερες με μέσους όρους 1.79 ± 0.78 και 1.56 ± 0.48 για τις θέσεις των βάθρων και των ακροβάθρων αντίστοιχα.

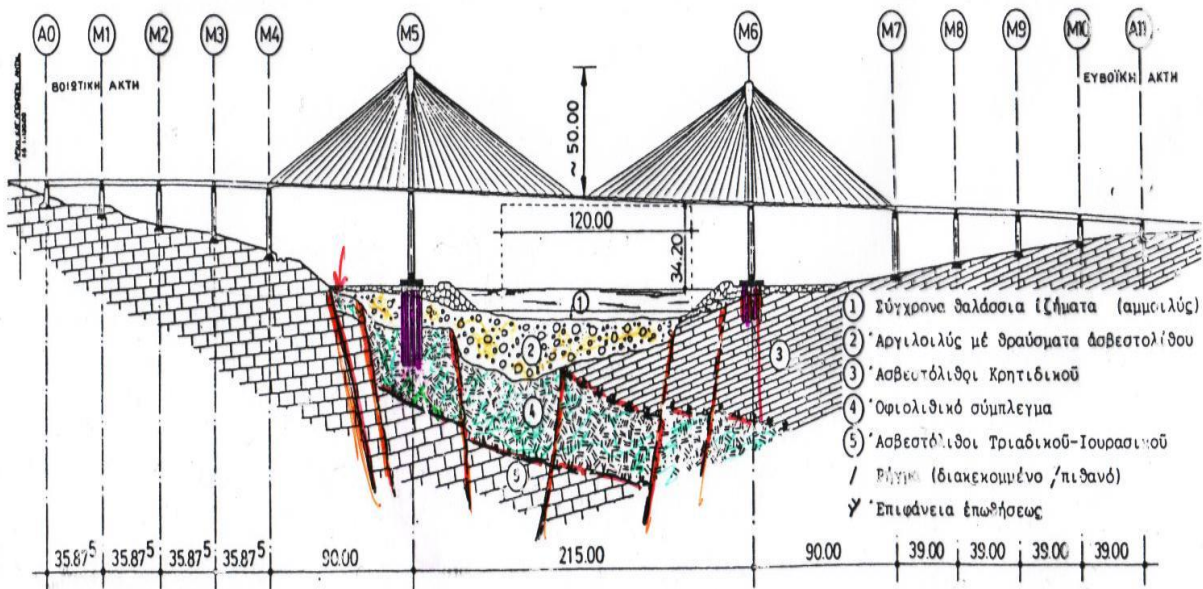
Εκτός από τις καταγραφές οι οποίες σχετίστηκαν με σεισμούς και της καταγραφές του επαγόμενου θορύβου στο δίκτυο της Χαλκίδας υπάρχουν και 17 καταγραφές, η κυματομορφή των οποίων φαίνεται ότι πρόκειται πιθανόν για σεισμούς με πολύ μικρή διαφορά στον χρόνο άφιξης των P και S κυμάτων, της τάξης των δεκάτων δευτερολέπτων, γεγονός το οποίο αντιστοιχεί σε (υποκεντρικές) αποστάσεις της τάξης των 5-10 περίπου km. Παράδειγμα μίας τέτοιας καταγραφής δίνεται στο σχήμα (3.9).



Σχήμα 3.9 - Κυματομορφές καταγραφής συμβάντος της 24.06.1996 στο ακρόβαθρο της Βοιωτικής ακτής.

Στις καταγραφές αυτές παρατηρείται επίσης ότι οι τιμές της επιτάχυνσης στη Βοιωτική πλευρά είναι υψηλότερες από τις αντίστοιχες στην Ευβοϊκή πλευρά, όπως συμβαίνει και στις καταγραφές των σεισμών. Θα πρέπει να αναφερθεί ότι τα συμβάντα αυτά έχουν καταγραφεί σε τυχαίες ώρες καθ' όλο το 24ωρο και καθ' όλη τη διάρκεια του έτους. Συνεπώς, η πιθανότητα να οφείλονται σε εκρήξεις θα πρέπει να αποκλειστεί.

Στο σχήμα (3.10) φαίνεται μια γεωλογική τομή κατά μήκος της γέφυρας της Χαλκίδας και η θεμελίωση της (Μαρίνος και συνεργ. 1994). Από την τομή αυτή φαίνεται ότι κοντά στο βάθρο του κεντρικού πυλώνα Μ5 εμφανίζονται ρήγματα. Τα δύο από αυτά προς ΒΔ εξελίσσονται σε μεγάλα ρήγματα. Οι συγγραφείς αναφέρουν ότι χαρακτηριστικό των ρηγμάτων είναι ότι έχουν περιορισμένη και βραδεία κίνηση και ότι τα ρήγματα αυτά δεν έχουν ενεργοποιηθεί στο πρόσφατο παρελθόν.



Σχήμα 3.10 - Γεωλογική τομή και θεμελίωση της καλωδιωτής γέφυρας της Χαλκίδας (Μαρίνος και συνεργ., 1994).

Στα πλαίσια μελέτης του έργου εκπονήθηκε μικροσεισμική μελέτη. Ο Πίνακας (3.2) δίνει τις παραμέτρους εστίας σεισμών, οι οποίοι περιλαμβάνονται στην μικροσεισμική μελέτη για την γέφυρα της Χαλκίδας (Δρακόπουλος και συνεργ. 1985) και οι οποίοι είναι σε επικεντρικές αποστάσεις μικρότερες των 10km. Το μέγεθος των σεισμών δίνεται στην κλίμακα του τοπικού μεγέθους, M_L . Στον ίδιο πίνακα δίνονται επίσης και οι επικεντρικές αποστάσεις. Από τον πίνακα αυτό φαίνεται η γένεση μικρού μεγέθους σεισμών στο κοντινό

πεδίο της γέφυρας, γεγονός το οποίο συνηγορεί στο ότι οι καταγραφές των συμβάντων τα οποία δεν ταυτοποιήθηκαν με σεισμούς προέρχονται μάλλον από τοπικούς σεισμούς.

Πίνακας 3-2. Παράμετροι μικροσεισμών στην περιοχή της γέφυρας της Χαλκίδας (Δρακόπουλος και συνεργ. 1985) και επικεντρικές τους αποστάσεις τους από τη γέφυρα.

ΕΤΟΣ	ΗΜΕΡΟ-ΜΗΝΙΑ	ΧΡΟΝΟΣ ΓΕΝΕΣΗΣ	ΓΕΩΓΡ. ΠΛΑΤΟΣ	ΓΕΩΓΡ. ΜΗΚΟΣ	ΒΑΘΟΣ h (km)	ΜΕΓΕΘΟΣ M_L	ΑΠΟΣΤΑΣΗ (km)
1983	FEB 16	13:48:19	38.42	23.58	9	2.6	5
1983	AUG 24	22:00:50	38.50	23.50	5	2.1	8
1983	SEP 8	6:25:13	38.42	23.50	16	2.4	9
1983	NOV 27	1:23:03	38.47	23.60	13	2.6	2
1984	JAN 6	5:03:20	38.43	23.53	16	2.3	6
1984	MAY 3	12:32:22	38.40	23.59	10	2.1	7
1984	APR 19	12:37:24	38.40	23.60	5	2.1	8
1985	FEB 9	11:00:38	38.44	23.59	9	1.3	3

Η αναβάθμιση του συστήματος καταγραφής στα πλαίσια του προγράμματος από 12 bits ανάλυσης σε 19 bits θα έχει τη δυνατότητα να καταγράψει με υψηλότερη ανάλυση τοπικούς μικροσεισμούς. Ωστόσο η εγκατάσταση τουλάχιστον τριών ακόμη επιταχυνσιογράφων ανάλυσης τουλάχιστον 19 bits εξοπλισμένων με σύστημα απόλυτου χρόνου (GPS) θα συμβάλλει σημαντικά. Η τοποθέτηση των δύο μπορεί να γίνει εκατέρωθεν του ακροβάθρου στη Βοιωτική πλευρά και του τρίτου στην Ευβοϊκή πλευρά.

Από τους σεισμούς του πίνακα (3.1) οι σεισμοί με αύξοντα αριθμό 17, 19, 20 και 21 είναι σημαντικοί λόγω των μεγεθών τους και οι αναλύσεις δεν έχουν παρουσιαστεί στις προηγούμενες εκθέσεις. Οι τρεις τελευταίοι μάλιστα έχουν γραφεί από το νέο αναβαθμισμένο δίκτυο.

Το επίκεντρο του σεισμού 17 της 29^{ης} Οκτωβρίου 2001 βρίσκεται στην περιοχή της Σκύρου και ο σεισμός αυτός εντάσσεται στη μετασεισμική ακολουθία του σεισμού της 26^{ης} Ιουλίου 2001, για τον οποίο υπάρχει εκτενής αναφορά στην 1^η έκθεση προόδου. Στο σχήμα (3.11) δίνεται ο μηχανισμός γένεσης του σεισμού όπως έχει καθοριστεί από το Ινστιτούτο INGV της Ρώμης.

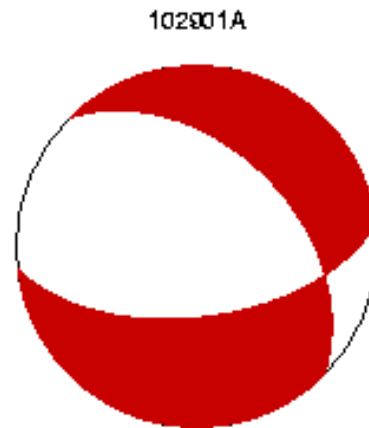
Date 10/29/01 Region AEGEAN SEA MI 4.7 Mw 4.9
Centroid Location:
Origin Time 20:18:47.8 Lat. 38.85 N Long. 24.50 E Depth 15.

Best Double Couple M0: $3.1 \cdot 10^{23}$
P1 str: 315 dip: 45 slip: -48
P2 83 58 -124

Moment Tensor (10^{23} dyn-cm)
mrr: -2.21 mtt: 2.86 mff: -0.65
mrt: -0.95 mrf: -0.70 mtf: -1.29

Principal Axes

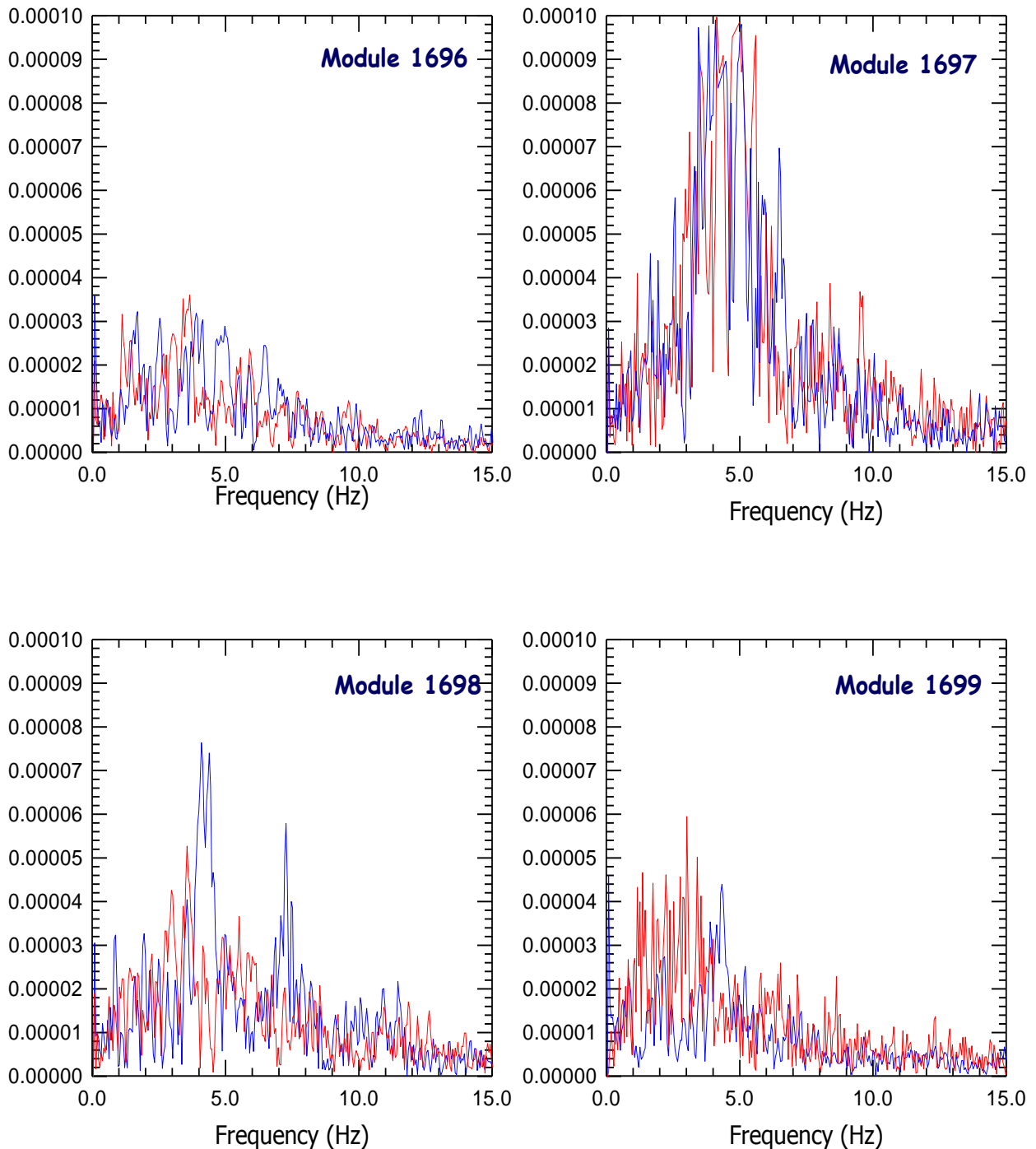
T val: 3.37 plg: 7 az: 197
N -0.55 28 103
P -2.81 61 300



Σχήμα 3.11. Μηχανισμός γένεσης του σεισμού της 29/10/2001 στη περιοχή της Σκύρου.

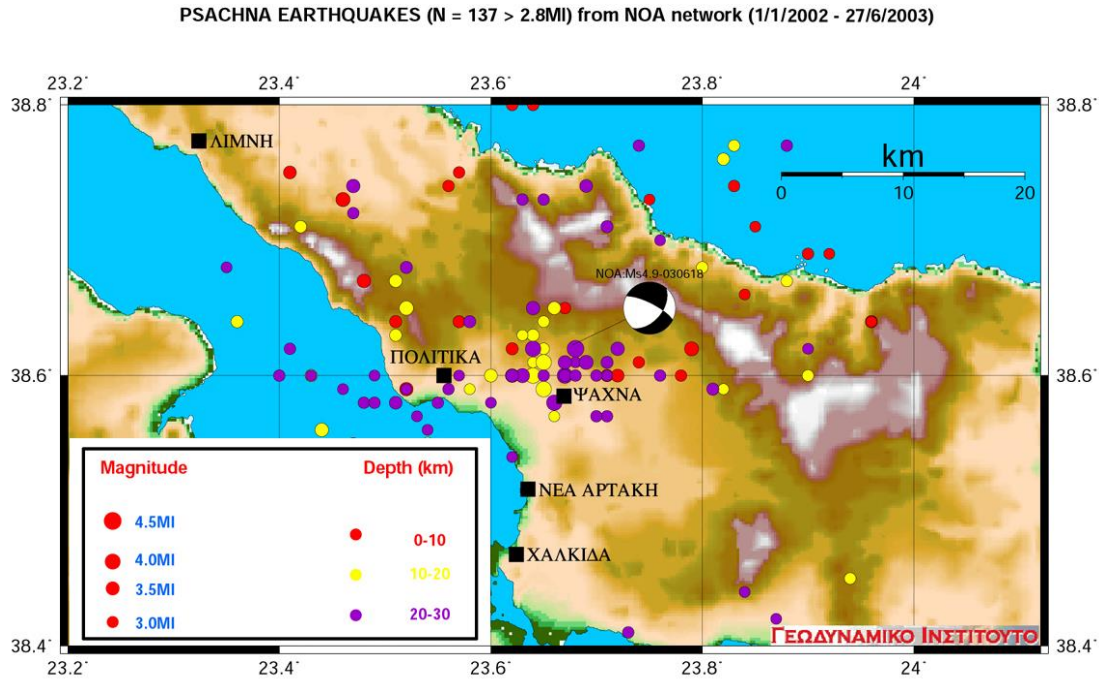
Στις γραφικές παραστάσεις του σχήματος (3.12) δίνονται τα φάσματα πλατών Fourier των οριζοντίων συνιστωσών για τις δύο καταγραφές στα ακρόβαθρα (Module 1696: Βοιωτική, Module 1699: Ευβοϊκή) και στα βάθρα των πυλώνων (Module 1697: Βοιωτική, Module 1698: Ευβοϊκή). Από τις γραφικές παραστάσεις προκύπτει ότι τα μεγαλύτερα φασματικά πλάτη εμφανίζονται στο βάθρο του πυλώνα της Βοιωτικής πλευράς ενώ τα μικρότερα στο ακρόβαθρο της Βοιωτικής. Όλες οι καταγραφές παρουσιάζουν τις μέγιστες τιμές περίπου στα 5 Hz για την εγκάρσια (T) συνιστώσα (συνεχής μπλέ γραμμή). Η επιμήκης συνιστώσα στο ακρόβαθρο της Ευβοϊκής πλευράς έχει υψηλές τιμές για ένα παράθυρο συχνοτήτων 0.1-0.4 Hz ενώ στη συνέχεια οι φασματικές μειώνονται απότομα.

Τον Ιούνιο του 2003 στη περιοχή των Ψαχνών της Εύβοιας είχαμε μία ακολουθία σεισμών. Από τους σεισμούς της ακολουθίας δύο σεισμοί με μεγέθη, **M**, 4.9 και 4.6 είχαν διεγείρει το δίκτυο της Γέφυρας. Το δίκτυο διεγέρθηκε επίσης και από έναν μετασεισμό στις 26 Σεπτεμβρίου 2003. Οι παράμετροι εστίας των σεισμών αυτών (19, 20 και 21) δίνονται στον Πίνακα (3.1).



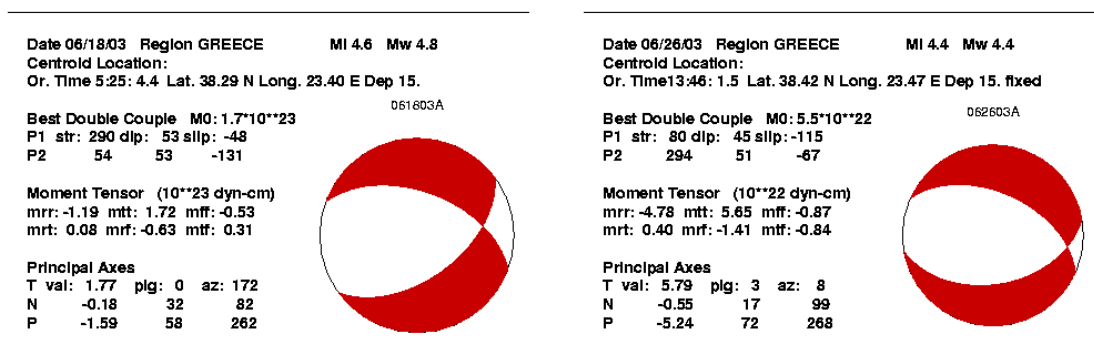
Σχήμα 3.12 Σεισμός 29.10.2001. Φάσματα πλατών Fourier των οριζοντίων συνιστωσών για τις δύο καταγραφές στα ακρόβαθρα (Module 1696: Βοιωτική, Module 1699: Ευβοϊκή) και στα βάθρα των πυλώνων (Module 1697: Βοιωτική, Module 1698: Ευβοϊκή). Η μπλε γραμμή αντιστοιχεί στην εγκάρσια (T) συνιστώσα ενώ η κόκκινη στην επιμήκη (L).

Στο σχήμα (3.13) φαίνεται η κατανομή των επικέντρων των σεισμών οι οποίοι καταγράφηκαν από το τηλεμετρικό δίκτυο του Γεωδυναμικού Ινστιτούτου (Γκανάς 2003: προσ. επικοινωνία) από τον Ιανουάριο του 2002 με μέγεθος $ML \geq 2.8$.



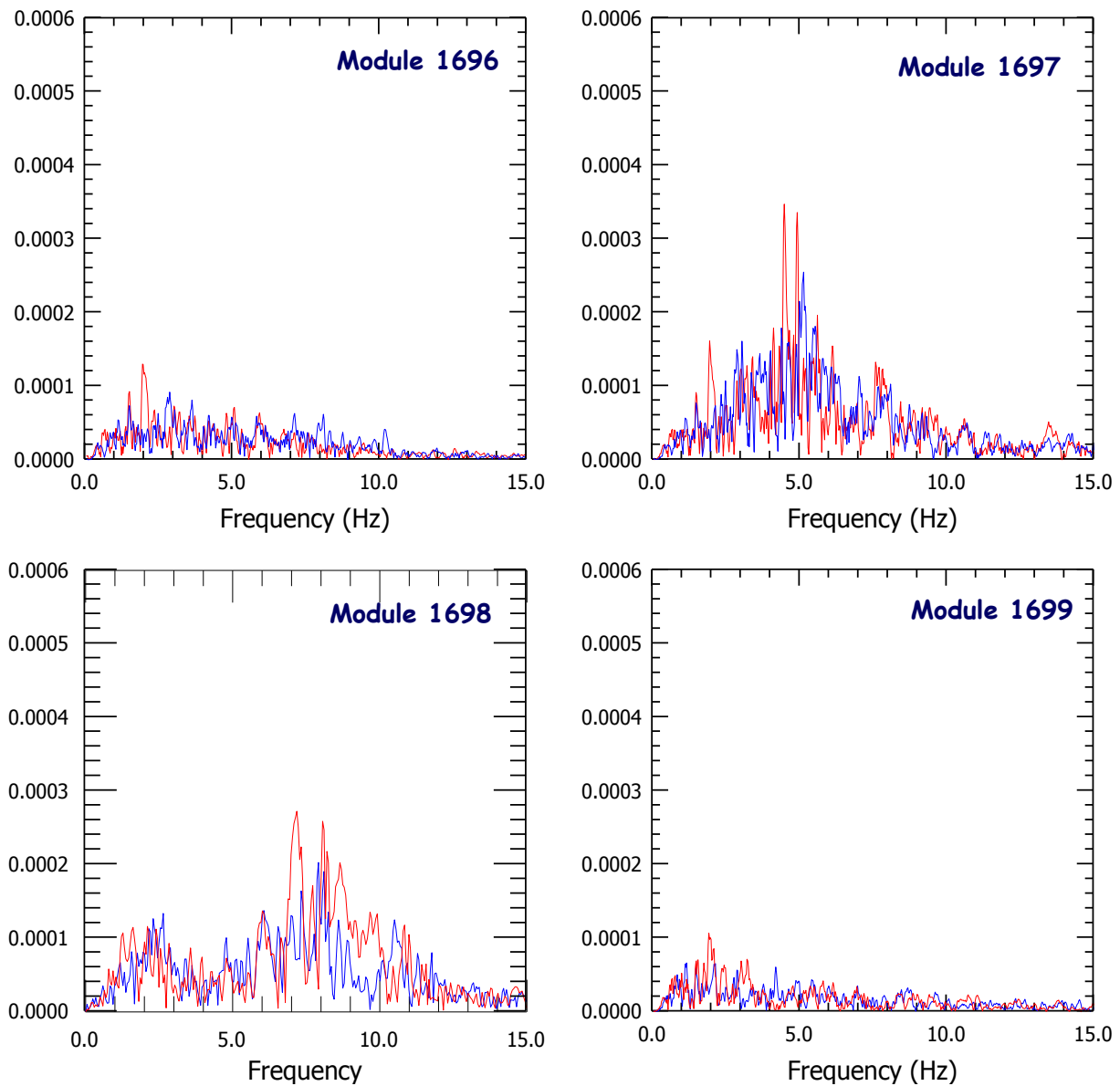
Σχήμα 3.13. Γεωγραφική κατανομή των επικέντρων στη περιοχή των Ψαχνών και μηχανισμός γένεσης του σεισμού της 18/06/2003 (Γκανάς 2003: προσ. επικοινωνία).

Στο σχήμα (3.14) δίνονται οι μηχανισμοί γένεσης και οι παράμετροι εστίας για τους σεισμούς της 18/06/03 και 26/06/03 όπως υπολογίστηκαν από το Ινστιτούτο INGV της Ρώμης. Όπως φαίνεται από τη σύγκριση των σχημάτων (3.13) και (3.14) οι μηχανισμοί γένεσης του σεισμού της 18^{ης} Ιουνίου 2003 είναι σχεδόν ταυτόσημοι αν και χρησιμοποιήθηκαν διαφορετικές μεθοδολογίες και δεδομένα.



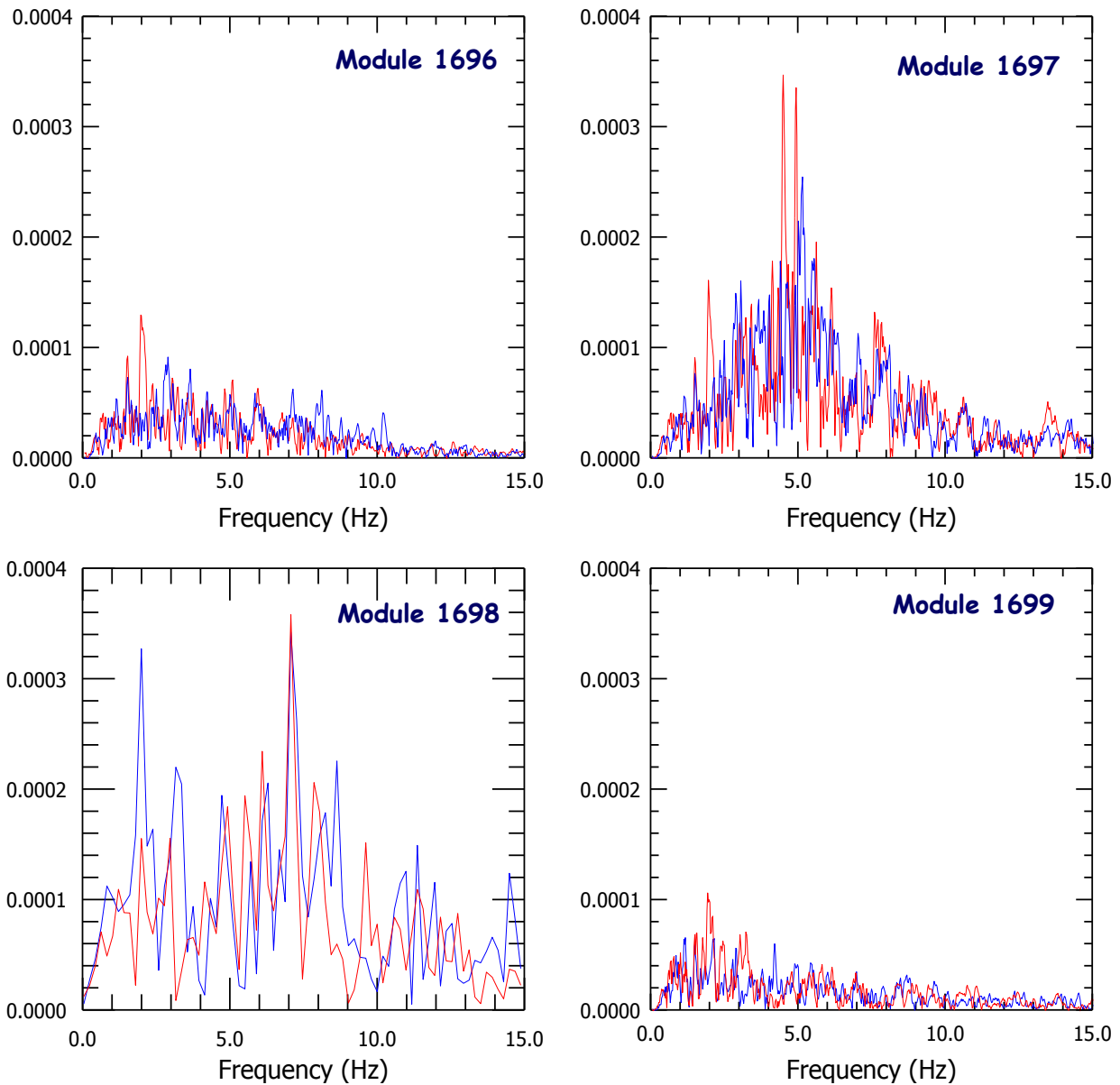
Σχήμα 3.14- Μηχανισμοί γένεσης των σεισμών της 18/06/03 και 26/06/03 όπως υπολογίστηκαν από το Ινστιτούτο INGV.

Στα σχήματα (3.15), (3.16) και (3.17) δίνονται τα φάσματα Fourier των καταγραφών στις 18/06/03, 26/06/03 και 26/09/03 αντίστοιχα.



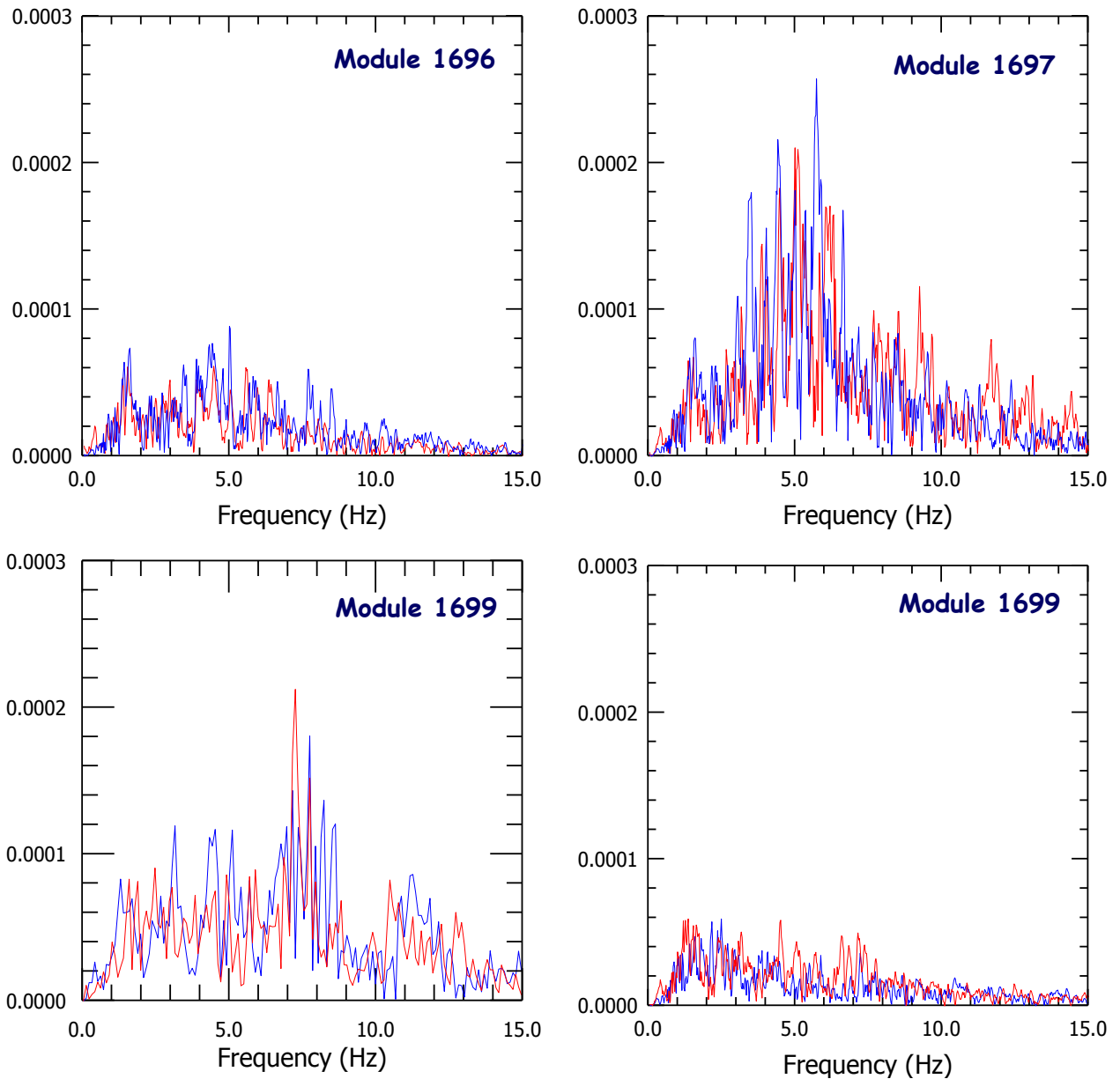
Σχήμα 3.15 Σεισμός 18/06/03. Φάσματα πλατών Fourier των οριζοντίων συνιστωσών για τις δύο καταγραφές στα ακρόβαθρα (Module 1696: Βοιωτική, Module 1699: Ευβοϊκή) και στα βάθρα των πυλώνων (Module 1697: Βοιωτική ακή, Module 1698: Ευβοϊκή) Η μπλε γραμμή αντιστοιχεί στην εγκάρσια (T) συνιστώσα ενώ η κόκκινη στην επιμήκη (L).

Όπως φαίνεται από όλα τα σχήματα τα φάσματα των καταγραφών στο βάθρο του πυλώνα της Βοιωτικής πλευράς έχουν υψηλές φασματικές τιμές για ένα εύρος συχνοτήτων 4-8 Hz με μέγιστα στα 5 Hz.



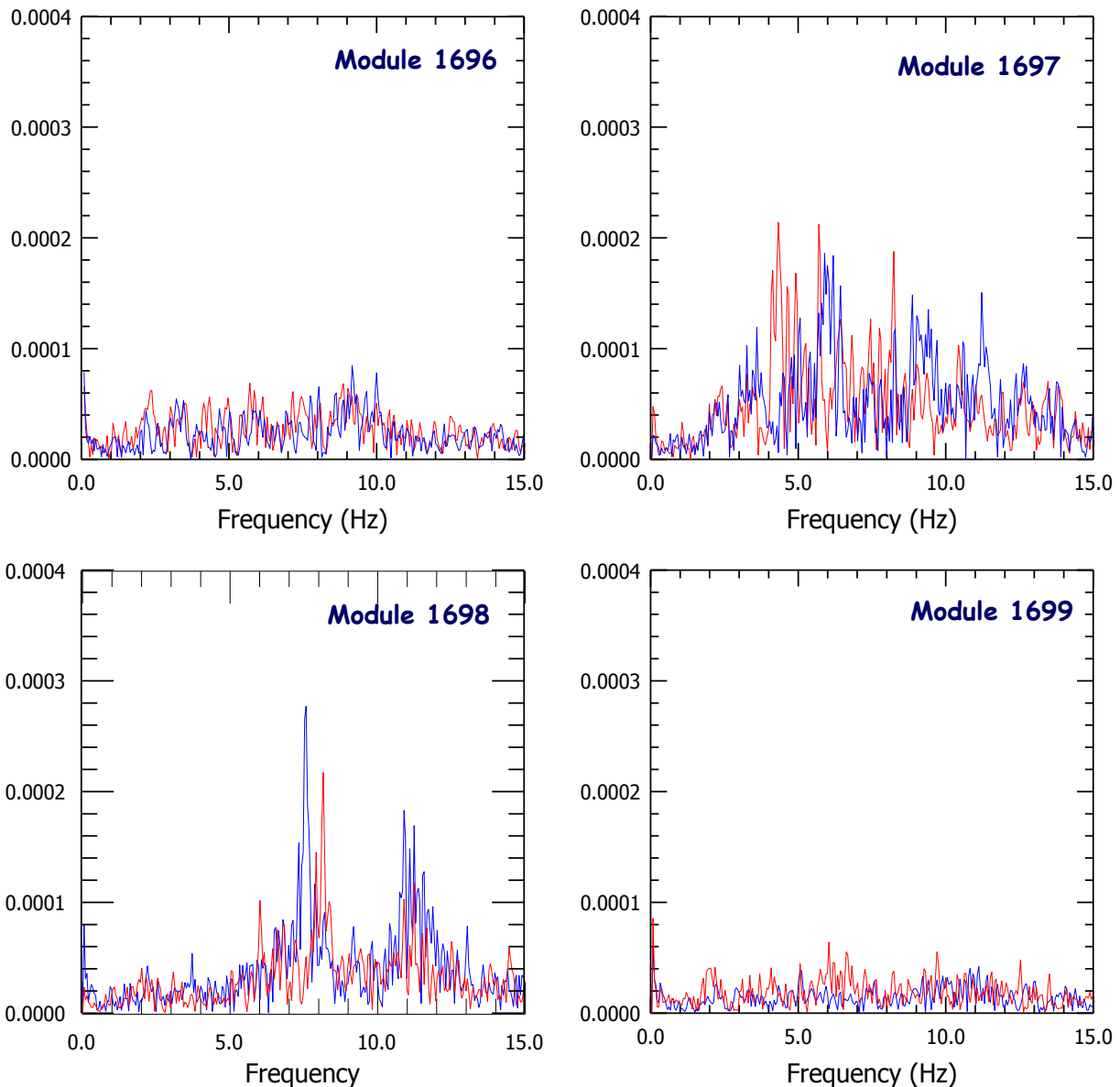
Σχήμα 3.16 Σεισμός 26/06/2003. Φάσματα πλατών Fourier των οριζοντίων συνιστωσών για τις δύο καταγραφές στα ακρόβαθρα (Module 1696: Βοιωτική, Module 1699: Ευβοϊκή) και στα βάθρα των πυλώνων (Module 1697: Βοιωτική ακτή, Module 1698: Ευβοϊκή). Η μπλε γραμμή αντιστοιχεί στην εγκάρσια (T) συνιστώσα ενώ η κόκκινη στην επιμήκη (L).

Οι πλησιέστεροι ($R \leq 20$ km) προς τη γέφυρα σεισμοί του Πίνακα (3.1) είναι οι 3 (:04.11.1997, $M=4.3$, $R=17$ km), 6 (:22.05.1998, $M=4.3$, $R=15$ km), 7 (:03.09.1999, $M=4.6$, $R=20$ km), και 14 (:15.12.1999, $M=3.9$, $R=15$ km). Λόγω της μικρής απόστασης κρίθηκε σκόπιμο να παρουσιαστούν τα φάσματα πλατών Fourier των καταγραφών τους στο ελεύθερο πεδίο. Οι αναλύσεις του σεισμού 6 παρουσιάστηκαν στην 1^η έκθεση προόδου, ενώ οι



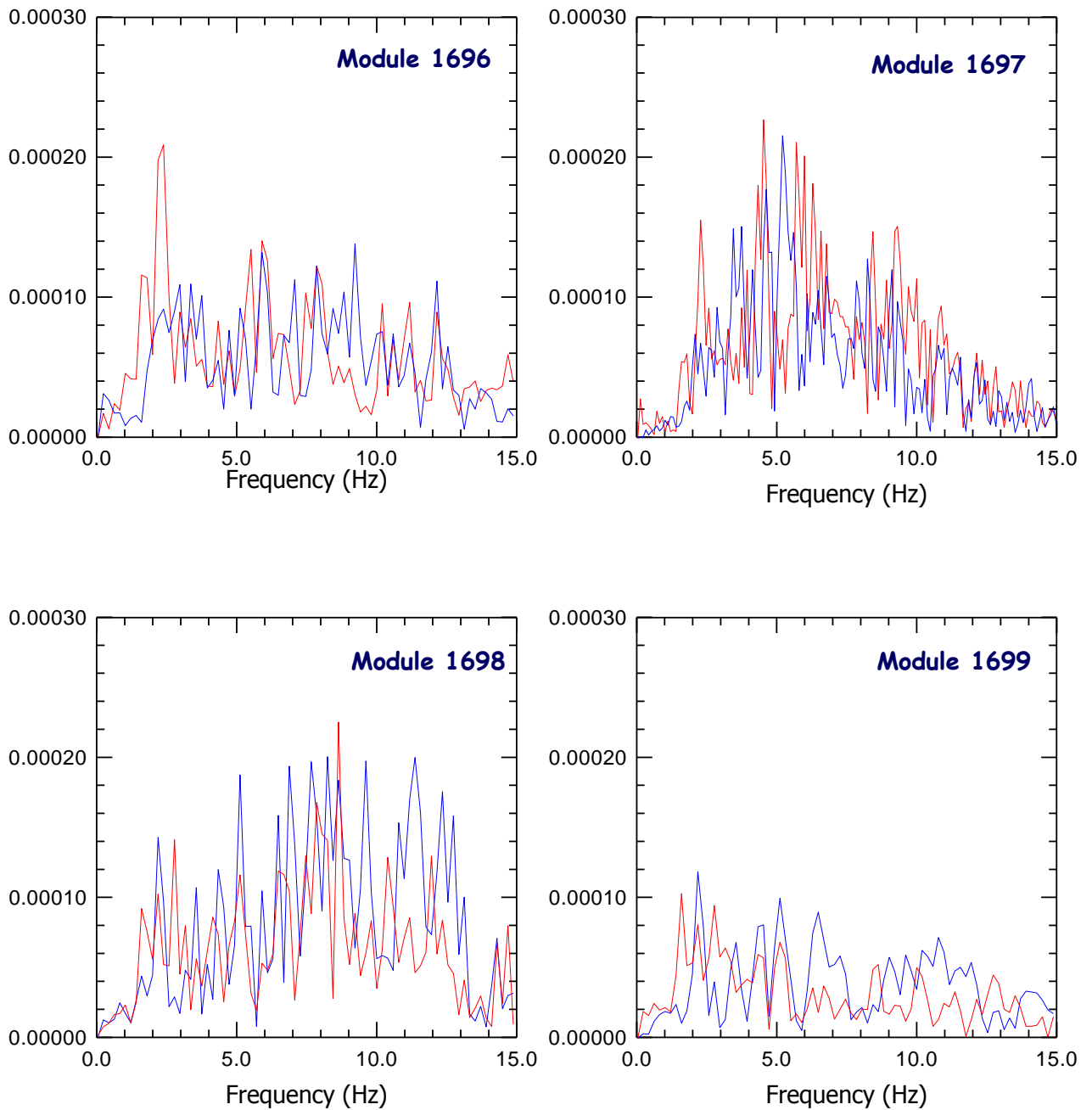
Σχήμα 3.17 Σεισμός 26/09/2003. Φάσματα πλατών Fourier των οριζοντίων συνιστωσών για τις δύο καταγραφές στα ακρόβαθρα (Module 1696: Βοιωτική, Module 1699: Ευβοϊκή) και στα βάθρα των πυλώνων (Module 1697: Βοιωτική ακτή, Module 1698: Ευβοϊκή). Η μπλε γραμμή αντιστοιχεί στην εγκάρσια (T) συνιστώσα ενώ η κόκκινη στην επιμήκη (L).

καταγραφές του σεισμού 14 ήταν στα όρια διέγερσης σε όλα τα modules και χαμηλής διακριτικής ικανότητας. Οι αναλύσεις των σεισμών 3 (:04.11.1997) και 7 (:03.09.1999) δίνονται στα σχήματα (3.18) και (3.19) αντίστοιχα.



Σχήμα 3.18 Σεισμός 04/11/1997. Φάσματα πλατών Fourier των οριζοντίων συνιστωσών για τις δύο καταγραφές στα ακρόβαθρα (Module 1696: Βοιωτική, Module 1699: Ευβοϊκή) και στα βάθρα των πυλώνων (Module 1697: Βοιωτική ακτή, Module 1698: Ευβοϊκή). Η μπλε γραμμή αντιστοιχεί στην εγκάρσια (T) συνιστώσα ενώ η κόκκινη στην επιμήκη (L).

Από τις γραφικές παραστάσεις των δύο αυτών σχημάτων φαίνεται ότι ενώ τα φάσματα του σεισμού της 04.11.1997 (σχήμα 3.18) έχουν την γενική μορφή των άλλων φασμάτων τα φάσματα του σεισμού της 03.09.1999 (σχήμα 3.19) είναι ενισχυμένα για μεγάλο εύρος συχνοτήτων (1-12 Hz) ενώ τα μέγιστα για το module 1697 εμφανίζονται περίπου στα 5 Hz όπως και στα προηγούμενα.



Σχήμα 3.19 Σεισμός 03/09/1999. Φάσματα πλατών Fourier των οριζοντίων συνιστωσών για τις δύο καταγραφές στα ακρόβαθρα (Module 1696: Βοιωτική, Module 1699: Ευβοϊκή) και στα βάθρα των πυλώνων (Module 1697: Βοιωτική ακτή, Module 1698: Ευβοϊκή ακτή). Η μπλε γραμμή αντιστοιχεί στην εγκάρσια (T) συνιστώσα από τους αισθητήρες ενώ η κόκκινη στην επιμήκη (L).

4. ΠΡΟΚΑΤΑΡΤΙΚΗ ΕΡΗΝΕΙΑ ΤΗΣ ΔΙΑΦΟΡΟΠΟΙΗΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΟΝΗΣΗΣ

4.1. Αντικείμενο

Στα πλαίσια του παρόντος κεφαλαίου επιχειρείται η ερμηνεία της χωρικής διαφοροποίησης της σεισμικής κίνησης από θέση σε θέση σε συνδυασμό με τις επικρατούσες «εδαφικές» συνθήκες της περιοχής των βάθρων θεμελίωσης της γέφυρας του Ευρίπου. Η ερμηνεία αυτή βασίζεται τόσο στην ανάλυση των καταγραφών των σταθμών των βάθρων της γέφυρας, όσο και με αναλυτικές μεθόδους προσομοίωσης της εδαφικής κίνησης. Στην παρούσα δίνονται τα αποτελέσματα ανάλυσης των χαρακτηριστικών των καταγραφών και επιχειρείται μία προκαταρκτική ερμηνεία αυτών σε σχέση με τις επικρατούσες τεχνικογεωλογικές συνθήκες των θέσεων των σταθμών.

4.2. Δεδομένα καταγραφών

Στην παρούσα μελέτη, η οποία είναι προσανατολισμένη στην αποτίμηση του ρόλου του εδάφους και της θεμελίωσης στη διαφοροποίηση της σεισμικής κίνησης στην επιφάνεια του εδάφους, χρησιμοποιούνται τα αισθητήρια εκείνα τα οποία είναι τοποθετημένα σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου στα βάθρα M4 και M7 καθώς επίσης και εκείνα που είναι τοποθετημένα στο κεφαλόδεσμο θεμελίωσης των βάθρων M6 και M7.

Από την αρχή της λειτουργίας του (1995) μέχρι σήμερα το σύστημα έχει καταγράψει ένα σημαντικό αριθμό διεγέρσεων που οφείλονται σε μικρής και μέτριας έντασης σεισμικές δονήσεις σε αποστάσεις 20-100 km από την ευρύτερη περιοχή του έργου. Στην παρούσα μελετώνται οι καταγράφες των σεισμών του Πίνακα 4.1. Τα κριτήρια επιλογής αφορούν α) σεισμούς με μέγεθος σεισμικής ροπής M_w μεγαλύτερου από 4 και σε διαφορετικές επικεντρικές αποστάσεις (κοντινού και μακρυνού πεδίου) και β) την υπαρξη ταυτόχρονων καταγραφών σε όλες τις θέσεις μελέτης (M4-M7). Οι σεισμοί που επιλέχθηκαν ικανοποιούν πλήρως το πρώτο κριτήριο ενώ μερικώς το δεύτερο, διότι ο κύριος σεισμός της Σκύρου της 21^{ης} Ιουλίου 2001, δεν διέγειρε το πιο απομακρυσμένο σημείο της γέφυρας (βάθρο M4) (βλ. συνοπτικά Πίνακα 4.2) ενώ οι καταγραφές των σεισμών 4 και 5 στο βάθρο M6 ήταν πρακτικά μη αξιοποιήσιμες.

Πίνακας 4.1. Παράμετροι των σεισμών οι οποίοι διέγειραν το δίκτυο της γέφυρας της Χαλκίδας και χρησιμοποιούνται στην παρούσα μελέτη

α/α	Ημερομηνία	Χρόνος GMT	Γεωγρ. Συντετ.		Βάθος (km)	Μέγεθος (M _w)	Απόσταση
			φ ^ο _B	λ ^ο _A			
1	1998 ΜΑΙ. 22	16:22	38.495	23.428	19	4.3	15
2	1999 ΣΕΠ. 07	11:57	38.059	23.571	14	5.9	43
3	2001 ΙΟΥΛ 26	00:22	39.039	24.339	7	6.4	93
4	2003 ΙΟΥΝ 18	05:25	38.62	23.68	21	4.9	19
5	2003 ΙΟΥΝ 26	13:45	38.61	23.65	19	4.6	17

Πίνακας 4.2. Καταγραφές σεισμών που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα μελέτη

	1998 ΜΑΙ. 22	1999 ΣΕΠ. 07	2001 ΙΟΥΛ 26	2003 ΙΟΥΝ 18	2003 ΙΟΥΝ 26
M4	X	X		X	X
M5	X	X	X	X	X
M6	X	X	X		
M7	X	X	X	X	X

4.3 Τεχνικογεωλογικές συνθήκες των βάθρων θεμελίωσης

Η ανάπτυξη των γεωλογικών σχηματισμών στο χώρο κατασκευής της γέφυρας ελέγχεται καθοριστικά από τα ρήγματα και μία προσέγγιση του γεωλογικού μοντέλου όπου θεμελιώνεται το έργο δίνεται στη γεωλογική τομή του σχήματος 4.1α (Γεωλογική Έκθεση «Γεωμηχανικής»). Ο καθ. Παύλος Μαρίνος σε σχετική έκθεσή του προτείνει ένα άλλο γεωλογικό μοντέλο (σχήμα 4.1β) το οποίο σύμφωνα με τον ίδιο δίνει καλύτερη φυσική ερμηνεία στη δημιουργία διαύλου, υποθέτοντας ότι οι κρητιδικοί ασβεστόλιθοι είναι επωθημένοι πάνω στους άλλους σχηματισμούς (οφιολίθους) και ότι στη συνέχεια η δομή αυτή τεμαχίσθηκε με ρήγματα βαρύτητας. Η διαφορά μεταξύ των δύο μοντέλων του σχήματος 4.1, από πλευράς εφηρμοσμένου ενδιαφέροντος είναι η ηπιότερη δραστηριότητα των ρηγμάτων της ευβοϊκής ακτής, κατά το πρόσφατο παρελθόν, που χαρακτηρίζει το δεύτερο.

Συμπερασματικά και σε ό,τι αφορά τις τεχνικογεωλογικές συνθήκες των περιοχών των βάθρων θεμελίωσης, μπορεί να ειπωθεί ότι:

- Το βάθρο M4 εδράζεται σε ασβεστόλιθους μέτρια ή λίγο ρηγματωμένους, καλής συμπεριφοράς με μικρή πιθανότητα συνάντησης καρστικών κενών
- Στο βάθρο M5 της βοιωτικής πλευράς του διαύλου κάτω από τα πρόσφατα υλικά

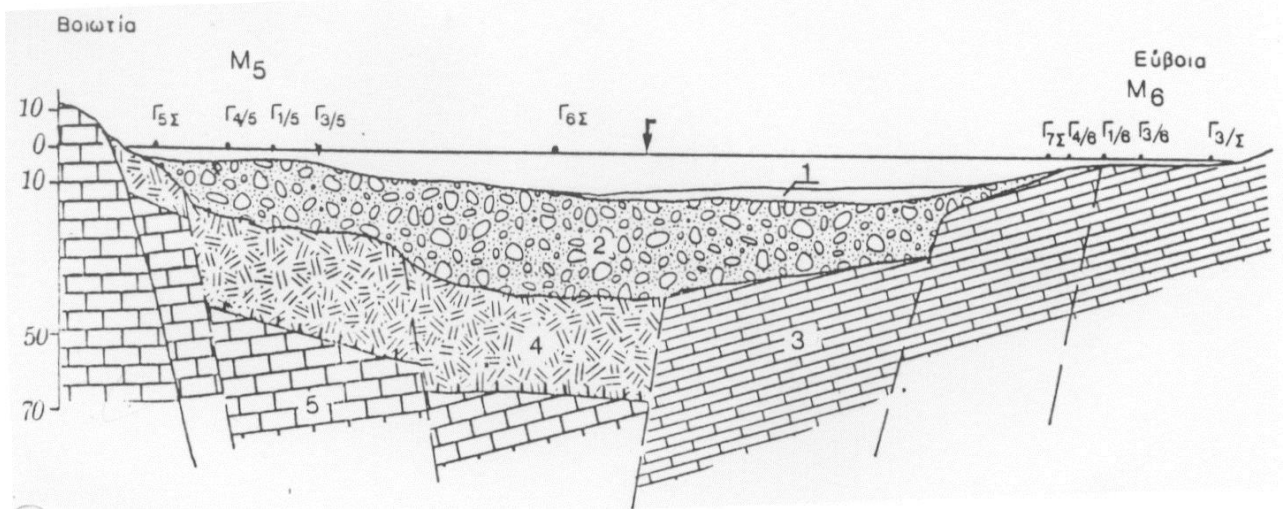
πληρώσεως και σε βάθη από 17.0 έως 49m αναπτύσσεται ένα σύμπλεγμα οφιολίθων και σχιστοκερατολίθων ανομοιογενές και με ακατάστατη δομή, πτωχής έως πολύ πτωχής μηχανικής συμπεριφοράς. Τελικό υπόβαθρο είναι οι προηγούμενοι ασβεστόλιθοι.

- Το βάθρο M6 αφορά ιδιαίτερα κερματισμένους ασβεστόλιθους με τοπικές μεταβάσεις προς συμπεριφορά αργιλοχαλικώδους συνάγματος
- Το βάθρο M7 θεμελιώνεται σε ασβεστόλιθους μέτρια έως αρκετά ρηγματωμένους, μέτριας έως καλής συμπεριφοράς. Η πιθανότητα συναντήσεων καρστικών κενών πληρωμένων με αργιλώδες υλικό είναι πιο μεγάλη απ' ότι στο βάθρο M4.

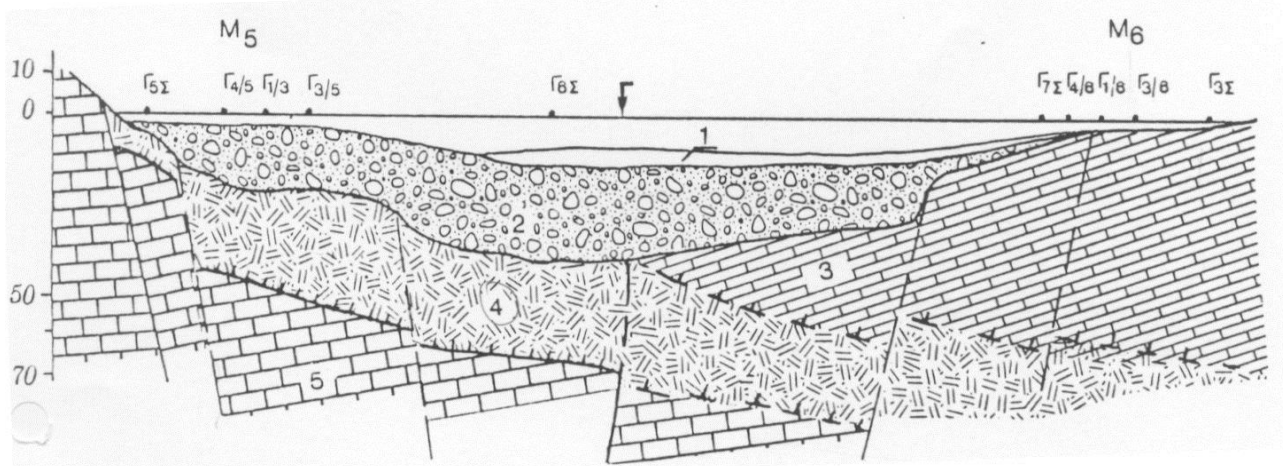
4.4. Μελέτη των χαρακτηριστικών της σεισμικής απόκρισης των εδαφικών σχηματισμών στις θέσεις των βάθρων της γέφυρας.

Για τις καταγραφές των σεισμών του Πίνακα 4.1, στο σχήμα 4.2 δίνεται η κατανομή κατά μήκος του άξονα της γέφυρας των καταγεγραμμένων στα βάθρα μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων και των τριών συνιστωσών της σεισμικής κίνησης. Στο βάθρο M7 της Ευβοϊκής ακτής παρατηρούνται οι μικρότερες μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις σε σύγκριση με τις αντίστοιχες στις άλλες θέσεις ανεξαρτήτως μεγέθους και επικεντρικής απόστασης του σεισμού. Το πλάτος των μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων στα βάθρα M4 και M6 είναι γενικά κατά μέσο όρο της ίδιας τάξης και κατ'ελάχιστον μεγαλύτερες εκείνων του βάθρου M7, ενώ οι μεγαλύτερες εδαφικές επιταχύνσεις παρατηρούνται στο βάθρο M5. Οι παρατηρήσεις αυτές είναι συμβατές με τις επικρατούσες γεωλογικές συνθήκες ανά θέση. Η αύξηση του πλάτους της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης στο βάθρο M5 φαίνεται κατ' αρχάς να συνδέεται με την ύπαρξη 17m πάχους εδαφικών υλικών πληρώσεως και 32 m μέτρων περίπου πετρώματος πολύ πτωχής μηχανικής συμπεριφοράς σε αντίθεση με τα υπόλοιπα βάθρα όπου τοποθετούνται σε ασβεστολιθικούς σχηματισμούς (ρηγματωμένους, κερματισμένους ή μη).

Προκειμένου να μελετηθεί η επιρροή της τοπικής γεωλογίας των βάθρων στα χαρακτηριστικά της σεισμικής κίνησης, υπολογίσθηκαν οι συναρτήσεις μεταφοράς της σεισμικής κίνησης με την τεχνική του κλασσικού φασματικού λόγου. Για να γίνει αυτό εφικτό, πρέπει να υπάρχουν καταγραφές σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου και επιφανειακής εκδήλωσης βράχου. Για το σκοπό αυτό μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι καταγραφές στα βάθρα M4 ή M7 (ελεύθερο πεδίο, ασβεστολιθικοί σχηματισμοί). Από τους μέσους



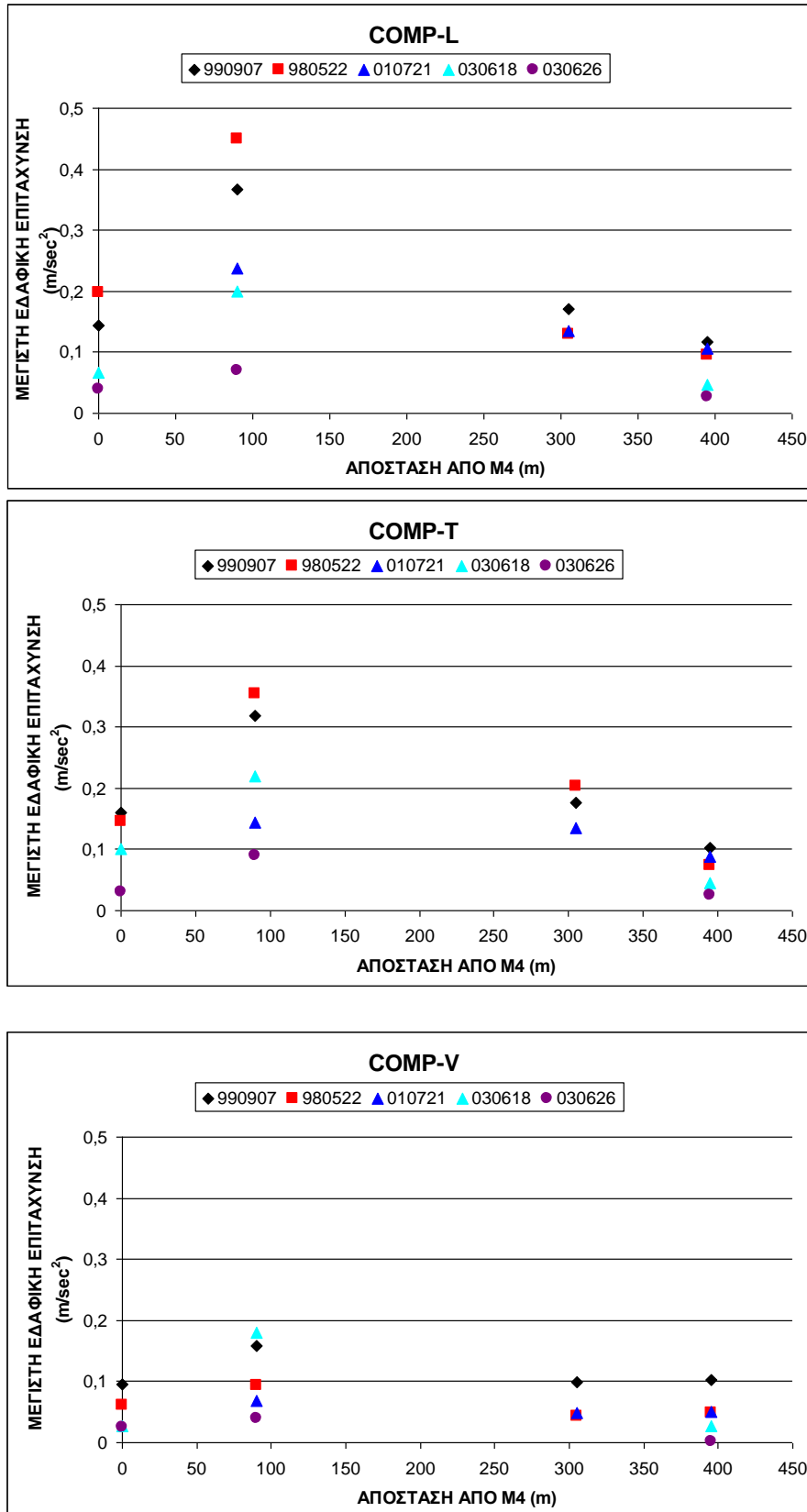
α) ΜΟΝΤΕΛΟ 1



β) ΜΟΝΤΕΛΟ 2

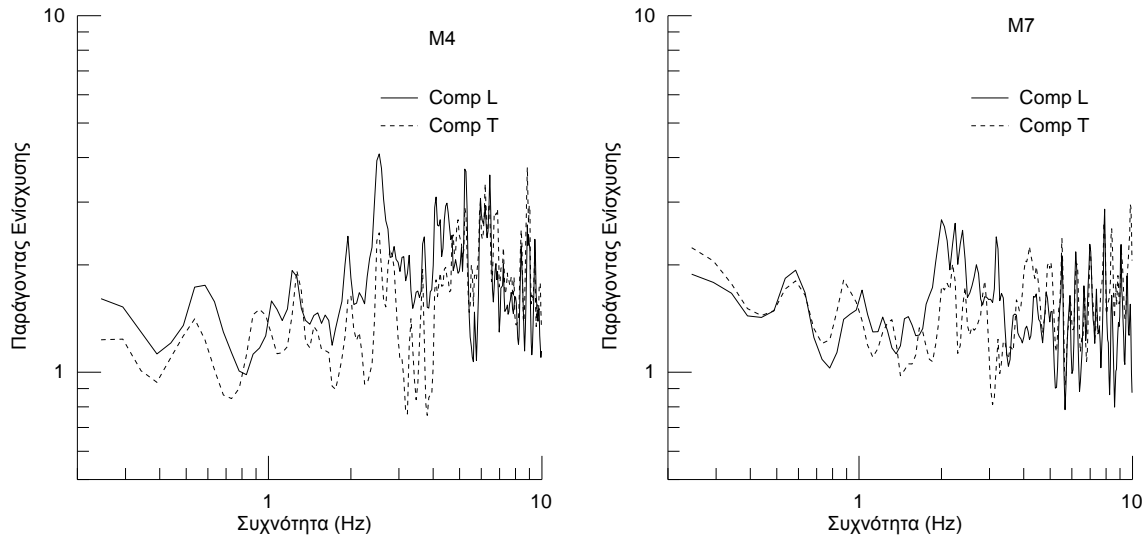
- 1: Σύγχρονα θαλάσσια ιζήματα (αμμοί λύς)
- 2: Αργιλοιλύς με θραύσματα ασβεστολιθού
- 3: Ασβεστόλιθοι Κρητιδικού
- 4: Οφιολιθικό σύμπλεγμα
- 5: Ασβεστόλιθοι Τριαδικού-Ιουρασικού
- /: Ρήγμα (διακεκομμένο, πιθανό)
- γ: Επιφάνεια επωθήσεως

Σχήμα 4.1. Προσεγγίσεις γεωλογικού μοντέλου α) «ΓΕΩΜΗΧΑΝΙΚΗΣ» β) καθ. Π. Μαρίνου



Σχήμα 4.2. Κατανομή κατά μήκος του άξονα της γέφυρας των καταγεγραμμένων στα βάρθρα μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων και των τριών συνιστωσών της σεισμικής κίνησης

φασματικούς λόγους των οριζοντίων προς την κατακόρυφη συνιστώσα των σεισμών του Πίνακα 4.1 (Σχήμα 4.3), προκύπτει ότι για το βάθρο M7 η ενίσχυση της σεισμικής κίνησης είναι μικρότερη από 2 για ένα μεγάλο εύρος συχνοτήτων μέχρι τα 10Hz σε αντίθεση με εκείνους του M4 όπου παρατηρείται (μεγαλύτερη ενίσχυση). Για το λόγο αυτό ως σταθμός αναφοράς χρησιμοποιείται η θέση M7.

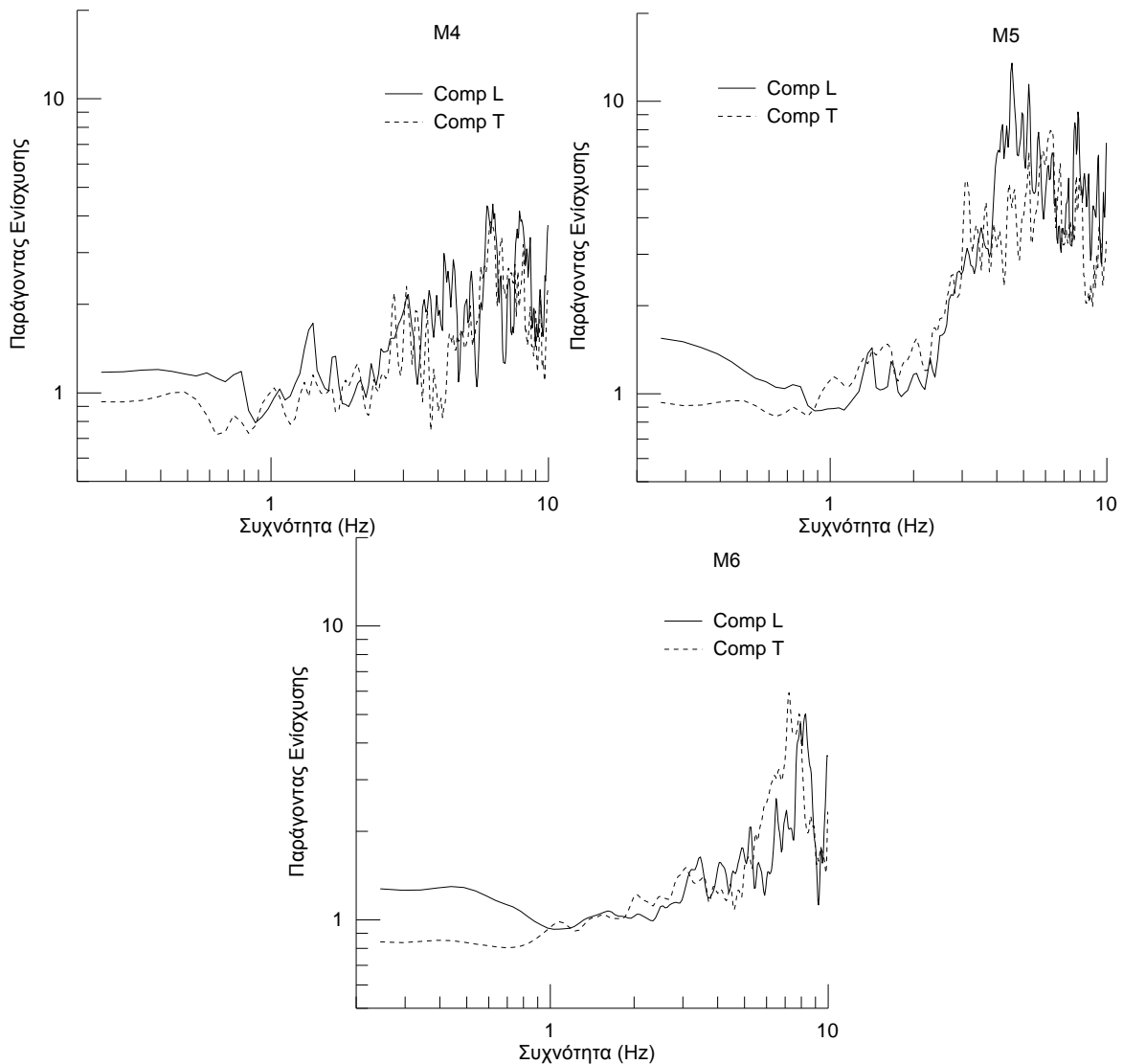


Σχήμα 4.3. Μέσοι φασματικοί λόγοι της οριζόντιας προς την κατακόρυφη συνιστώσα των σεισμών του Πίνακα 4.1 και για τις δύο συνιστώσες για το βάθρο M4 (αριστερά) και για το βάθρο M7 (δεξιά)

Στο σχήμα 4.4 δίνονται οι μέσες συναρτήσεις μεταφοράς των καταγραφών που υπολογίστηκαν με την τεχνική του κλασσικού φασματικού λόγου στα βάθρα M4, M5 και M6. Οι συναρτήσεις αυτές εκφράζουν τη διαφοροποίηση της σεισμικής κίνησης σε συνάρτηση με τη συχνότητα σε κάθε θέση μελέτης και σε σχέση με εκείνη που καταγράφηκε στο βάθρο M7. Παρατηρείται ότι:

- α) Στο βάθρο M4, το πλάτος ενίσχυσης της σεισμικής κίνησης δεν υπερβαίνει το 4.0, αφορά συχνότητες μεγαλύτερες από 5Hz, ενώ κατά μέσο όρο στο εύρος αυτό των συχνοτήτων δεν υπερβαίνει το 3.0.
- β) Στο βάθρο M5, ενίσχυση της σεισμικής κίνησης παρατηρείται για μεγαλύτερο εύρος συχνοτήτων ($f > 3\text{Hz}$) με σημαντικά μεγαλύτερα πλάτη (> 5 κατά μέσο όρο), ενώ για την επιμήκη συνιστώσα της εδαφικής κίνησης και για μία διακεκριμένη συχνότητα ($\sim 4.5\text{Hz}$), το πλάτος ενίσχυσης υπερβαίνει το 10.0.
- γ) Στο βάθρο M6, ενίσχυση της σεισμικής κίνησης παρατηρείται για ένα πολύ μικρό εύρος περιόδων (μεταξύ 6.0 και 9.0Hz) με πλάτος που δεν υπερβαίνει το 5.0.

- δ) Σε κάθε περίπτωση, στο εύρος των 10 πρώτων ιδιοσυχνοτήτων ταλάντωσης (0.25-1.0Hz βλέπε επόμενο κεφάλαιο) δεν παρατηρείται ενίσχυση της σεισμικής κίνησης (μοναδιαίο περίπου πλάτος συναρτήσεων μεταφοράς) λόγω της επιρροής της τοπικής γεωλογίας των θέσεων των βάθρων ή της ταλάντωσης της κατασκευής δεδομένου ότι οι επιταχυνσιογράφοι στις θέσεις M5 και M6 είναι τοποθετημένοι στο κεφαλόδεσμο της θεμελίωσης των βάθρων.



Σχήμα 4.4. Μέσες συναρτήσεις μεταφοράς που υπολογίσθηκαν με την τεχνική του κλασικού φασματικού λόγου για τα βάθρα M4, M5 και M6.

Όλα τα παραπάνω αποτελέσματα μας οδηγούν στα κατ'αρχήν συμπεράσματα ότι α) η επιρροή της τοπικής γεωλογίας στη σεισμική κίνηση αφορά κυρίως το βάθρο M5 όπου παρατηρούνται οι μεγαλύτερες ενισχύσεις για μεγαλύτερο εύρος περιόδων, γεγονός που σχετίζεται ποιοτικά και με τις υπάρχουσες γεωλογικές και γεωτεχνικές πληροφορίες για την περιοχή β) η επιρροή της τοπικής γεωλογίας στη σεισμική κίνηση δεν φαίνεται να επηρεάζει τα χαρακτηριστικά της σεισμικής απόκρισης της γέφυρας και αντιστρόφως διότι η όποια ενίσχυση της σεισμικής κίνησης παρατηρείται σε συχνότητες μεγαλύτερες από εκείνες των 10 πρώτων ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής. Για την τεκμηρίωση των προκαταρκτικών αυτών συμπερασμάτων θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια και αναλυτικές μέθοδοι προσομοίωσης της επιρροής της τοπικής γεωλογίας στη σεισμική κίνηση.

5. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

5.1. Εισαγωγή

Η ακριβής αναλυτική μελέτη της συμπεριφοράς της γέφυρας είναι απαραίτητη για να γίνουν οι συγκρίσεις με τα αποτελέσματα που θα προκύψουν από της καταγραφές του ειδικού δικτύου. Για της αναλυτικές μελέτες χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων. Η ανάλυση της σύνθετου φορέα, της αυτού της υψηλής γέφυρας Χαλκίδας, με την βοήθεια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων επιτρέπει την πλέον ακριβή μελέτη της συμπεριφοράς του.

Οι αναλυτικές μελέτες που διεξήχθησαν μέχρι σήμερα με τη βοήθεια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων είχαν ως βασικούς στόχους:

- α) Τον αναλυτικό υπολογισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών του συστήματος, δηλαδή των ιδιοπεριόδων και των αντίστοιχων ιδιομορφών. Τα εν λόγω μεγέθη θα συγκριθούν με αυτά που θα προκύψουν από της καταγραφές της πραγματικής απόκρισης της γέφυρας.
- β) Τον έλεγχο των παραμορφώσεων του φορέα για τα φορτία λειτουργίας (μόνιμα και κινητά).
- γ) Τον υπολογισμό της απόκρισης του συστήματος για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων με χρήση, σε πρώτη φάση, της μεθόδου της δυναμικής ανάλυσης με φάσματα σχεδιασμού (response spectrum method) για τον υπολογισμό των μεγίστων τιμών της απόκρισης (μετατοπίσεων και εντάσεων) σε χαρακτηριστικές θέσεις του φορέα. Σε δεύτερη φάση, με χρήση της μεθόδου της χρονικής ολοκλήρωσης (time-history analysis), υπολογίσθηκε η πλήρης χρονική μεταβολή της απόκρισης συναρτήσει του χρόνου, πάλι σε χαρακτηριστικές θέσεις του έργου. Σε αυτή την περίπτωση, επειδή δεν υπήρξαν αρχικά ισχυρές εδαφικές κινήσεις στην περιοχή της Γέφυρας κατά τη διάρκεια του ερευνητικού προγράμματος, χρησιμοποιήθηκαν ασθενείς καταγεγραμμένες διεγέρσεις από άλλα περιβαλλοντικά αίτια και υπολογίσθηκε η πλήρης χρονική μεταβολή της απόκρισης του φορέα, σε ορισμένες χαρακτηριστικές θέσεις.

5.2. Μέθοδοι δυναμικής ανάλυσης

Ο υπολογισμός της απόκρισης του συστήματος για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων έγινε σε πρώτη φάση με τη φασματική μέθοδο δυναμικής ανάλυσης, χρησιμοποιώντας φάσματα σχεδιασμού. Ως φάσματα σχεδιασμού χρησιμοποιήθηκαν αυτά του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (NEAK 1995) για περιόδους επανάληψης 1000 και 2000 ετών και υπολογίσθηκαν οι μέγιστες τιμές της απόκρισης σε χαρακτηριστικές θέσεις της γέφυρας.

Σε δεύτερη φάση έγινε δυναμική ανάλυση με τη μέθοδο της χρονικής ολοκλήρωσης, με χρήση ιδιομορφικής ανάλυσης στην ελαστική περιοχή. Για αυτήν την περίπτωση, επειδή δεν υπήρξαν σημαντικές ισχυρές εδαφικές κινήσεις στην περιοχή της Γέφυρας, χρησιμοποιήθηκαν ασθενείς διεγέρσεις από τυχαία συμβάντα. Με αυτό τον τρόπο φαίνεται η πλήρης χρονική μεταβολή της απόκρισης της Γέφυρας, σε ορισμένες χαρακτηριστικές θέσεις απόκρισης του φορέα (π.χ. κορυφή πυλώνα, μέσον ανοίγματος κ.λ.π.). Ακολουθεί παρακάτω μία σύντομη περιγραφή των τεχνικών χρονικής ολοκλήρωσης.

Όπως είναι γνωστό, στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων οι εξισώσεις ισορροπίας που διέπουν τη γραμμική δυναμική απόκριση ενός διακριτοποιημένου συστήματος είναι οι:

$$\underline{\mathbf{M}}\ddot{\underline{\mathbf{U}}} + \underline{\mathbf{C}}\dot{\underline{\mathbf{U}}} + \underline{\mathbf{K}}\underline{\mathbf{U}} = \underline{\mathbf{R}}$$

όπου $\underline{\mathbf{M}}$, $\underline{\mathbf{C}}$ και $\underline{\mathbf{K}}$ είναι τα μητρώα μάζας, απόσβεσης και δυσκαμψίας και $\underline{\mathbf{R}}$ είναι το διάνυσμα της εξωτερικής φόρτισης, και $\underline{\mathbf{U}}$, $\dot{\underline{\mathbf{U}}}$ και $\ddot{\underline{\mathbf{U}}}$ είναι αντίστοιχα τα διανύσματα μετατόπισης, ταχύτητας και επιτάχυνσης του συστήματος

Για την επίλυση των εν λόγω εξισώσεων μπορούν να ακολουθηθούν δύο τεχνικές χρονικής ολοκλήρωσης (time-history techniques): Οι μέθοδοι της άμεσης χρονικής ολοκλήρωσης (*direct methods*) και η ιδιομορφική μέθοδος (μέθοδος επαλληλίας των ιδιομορφών - *modal superposition method*). Και οι δύο τεχνικές μπορούν να εφαρμοσθούν είτε στο πεδίο του χρόνου (πράγμα συνηθέστερο για τις εφαρμογές σε προβλήματα πολιτικού μηχανικού), είτε στο πεδίο συχνοτήτων. Όπως καθίσταται προφανές και από την ονομασία της, η ιδιομορφική μέθοδος προϋποθέτει τον υπολογισμό των ιδιομορφών του συστήματος, ενώ οι άμεσες μέθοδοι όχι. Παρόλο που οι δύο τεχνικές φαίνονται κατ' αρχάς αρκετά διαφορετικές, έχουν στην πραγματικότητα στενή σχέση, και η επιλογή της μιας ή της άλλης εξαρτάται κυρίως από την αριθμητική της αποτελεσματικότητα, ανάλογα με το εκάστοτε προς επίλυση πρόβλημα.

Οι ιδιομορφικές αναλύσεις, είτε στο πεδίο του χρόνου, είτε στο πεδίο των συχνοτήτων βασίζονται στο μετασχηματισμό των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας χρησιμοποιώντας ως διανύσματα βάσεως του μετασχηματισμένου χώρου τα ιδιοδιανύσματα του φορέα. Η χρήση των ιδιοδιανυσμάτων παρέχει ένα αποτελεσματικό τρόπο για την κατάλληλη μετατροπή και αποσύζευξη των εξισώσεων ισορροπίας μεταξύ τους, με σκοπό την ευκολότερη επίλυσή τους. Οι ιδιοτιμές και τα ιδιοδιανύσματα προκύπτουν από τη θεώρηση της ελεύθερης ταλάντωσης. Υπάρχουν ιδιοτιμές και ιδιοδιανύσματα που έχουν σχέση και με τα προβλήματα ελεύθερης ταλάντωσης με απόσβεση και με τα προβλήματα ελεύθερης ταλάντωσης χωρίς απόσβεση. Σε περίπτωση ύπαρξης απόσβεσης, η αποσύζευξη των εξισώσεων είναι δυνατή, και άρα η μέθοδος είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική, αν μπορεί να γίνει παραδοχή αναλογικής απόσβεσης, και μία από τις πλέον συνήθεις παραδοχές είναι αυτή της απόσβεσης τύπου Rayleigh. Αυτό δεν είναι τόσο περιοριστικό όσο εξ αρχής φαίνεται, γιατί σε πολλές περιπτώσεις δεν μπορεί να γίνει άμεσος υπολογισμός κάποιου μητρώου απόσβεσης, και επομένως η επίδραση της απόσβεσης μπορεί να συμπεριληφθεί, ούτως ή άλλως, με κάποιο προσεγγιστικό τρόπο.

Το κυριότερο πλεονέκτημα των ιδιομορφικών μεθόδων σε σχέση με τις άμεσες, είναι η δυνατότητα που παρέχουν να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της απόκρισης η επαλληλία ενός μικρού σχετικά αριθμού (των βασικότερων) από τις όλες ιδιομορφές του συστήματος, καθόσον έχει αποδειχθεί ότι ο σεισμός διεγείρει μόνο τις χαμηλότερες ιδιομορφές ενός συστήματος. Για τον καθορισμό του αναγκαίου κάθε φορά αριθμού ιδιομορφών που θα υπεισέλθουν στην ανάλυση έχουν καθορισθεί συγκεκριμένα κριτήρια, ανάλογα με το είδος της εκάστοτε διέγερσης (έτσι για σεισμική διέγερση χρησιμοποιούνται οι συντελεστές ενεργού μάζας - participating mass factors, ενώ πρόσφατα προτείνονται ανάλογοι συντελεστές για διέγερση τυχαίας μορφής). Με τον τρόπο αυτό έχουμε μεγάλη οικονομία υπολογιστικής προσπάθειας, κυρίως στην επίλυση φορέων με πολλούς βαθμούς ελευθερίας, χωρίς απώλεια ακρίβειας των αποτελεσμάτων.

Οι ιδιομορφικές μέθοδοι επίλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν για κάθε γραμμικά ελαστικό δυναμικό πρόβλημα και είναι ιδιαίτερα αποτελεσματικές για επιλύσεις με πολλές περιπτώσεις φόρτισης και φορτίσεις με μεγάλη διάρκεια χρόνου ή περιοδικά φορτία με πολλές συχνότητες να περιέχονται στο σήμα. Η χρήση τους σε μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις είναι περιορισμένη και μπορεί να είναι αποτελεσματική μόνο αν μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση σχετικά λίγες ιδιομορφές, αν αμεληθεί η ύπαρξη απόσβεσης και αν το σύστημα είναι τοπικά μη γραμμικό.

Στις άμεσες μεθόδους επίλυσης οι δυναμικές εξισώσεις ισορροπίας ολοκληρώνονται με τη χρήση μιας αριθμητικής βήμα-προς-βήμα διαδικασίας, με τον όρο “άμεσος” να εννοείται ότι πριν τη χρονική ολοκλήρωση δεν απαιτείται ο μετασχηματισμός των εξισώσεων σε άλλη μορφή. Ωστόσο, η άμεση μορφή απαιτεί την επίλυση ενός πλήρους συστήματος (n) ταυτόχρονων εξισώσεων, γεγονός που απαιτεί μεγάλη υπολογιστική προσπάθεια, και την καθιστά κατάλληλη κυρίως για μικρής διάρκειας διεγέρσεις. Η επιλογή του μεγέθους του χρονικού βήματος ολοκλήρωσης είναι καθοριστική είτε για τη σταθερότητα είτε για την ακρίβεια της ανάλυσης. Για αυτούς τους λόγους αυτό το είδος της επίλυσης δεν έχει ευρεία εφαρμογή. Από την άλλη πλευρά δεν θέτει περιορισμό στην παραδοχή του τύπου απόσβεσης και είναι η κύρια υπολογιστική τεχνική για την επίλυση μη γραμμικών δυναμικών προβλημάτων, όταν αυτό κρίνεται απαραίτητο για τις ανάγκες ειδικών κατασκευών, που υποβάλλονται σε σεισμική διέγερση. Εξάλλου αποδεικνύεται ότι η χρήση μιας άμεσης μεθόδου είναι ουσιαστικά ταυτόσημη με τη χρήση μιας ιδιομορφικής στην οποία γίνεται επαλληλία όλων των ιδιομορφών του συστήματος.

Τέλος είναι γνωστό από τη βιβλιογραφία πως για την ακριβή επίλυση του προβλήματος της δυναμικής απόκρισης ενός φορέα που υπόκειται σε κάποια σεισμική κίνηση του εδάφους, η διέγερση θα πρέπει να περιλαμβάνει και τις τρεις συνιστώσες της εδαφικής κίνησης. Αυτό κατά κανόνα γίνεται για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας όπως π.χ. πυρηνικοί σταθμοί, θαλάσσιες εξέδρες πετρελαίου κ.λ.π. Οι πιο συνηθισμένες κατασκευές (κτίρια, γέφυρες) υπολογίζονται και αναλύονται είτε για μία οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής κίνησης είτε με ταυτόχρονη θεώρηση των δύο οριζόντιων συνιστωσών (η με κατάλληλη επαλληλία). Για τη μελέτη της γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα ισχύει η αρχή της επαλληλίας και έτσι κάθε συνιστώσα της κίνησης μπορεί να θεωρηθεί χωριστά. Το γεγονός αυτό απλουστεύει τη μελέτη των σεισμικών κινήσεων γιατί την ανάγει, σε μεγάλο βαθμό, στη μελέτη της μιας συνιστώσας. Στην προκειμένη περίπτωση η γέφυρα αναλύθηκε ξεχωριστά για την επιμήκη και την εγκάρσια κατεύθυνση, με διέγερση έναν ασθενή παλμό που καταγράφηκε στη βάση του πυλώνα της Ευβοϊκής ακτής.

5.3 Υπολογισμός φορτίσεων - Κανονισμοί

Ελληνικοί κανονισμοί φορτίσεως γεφυρών δεν υφίστανται μέχρι σήμερα. Οι μελέτες των έργων αυτών βασίζονται στους αντίστοιχους γερμανικούς κανονισμούς (DIN1072). Το συγκεκριμένο έργο θεωρείται ως γέφυρα βαριάς κυκλοφορίας (κλάση γέφυρας 60/30).

Όσον αφορά τα κινητά φορτία, οι οδηγίες του DIN 1072 προδιαγράφουν μία κύρια τροχιά πλάτους 3.00 m κατά μήκος της γέφυρας η οποία φορτίζεται με ομοιόμορφο φορτίο με τιμή 5.00 kN/m². Στο μέσον του κεντρικού ανοίγματος και μέσα στην κύρια τροχιά τοποθετείται ένα όχημα βάρους 600 kN (SLW60) και δίπλα του, κατά την εγκάρσια διεύθυνση, εφάπτεται ένα όχημα βάρους 300 kN (SLW30) το οποίο βρίσκεται εκτός κυρίας τροχιάς. Τα οχήματα είναι διαστάσεων 6.00 x 3.00 m. Η υπόλοιπη επιφάνεια της γέφυρας φορτίζεται με το λεγόμενο φορτίο ανθρωποσυνωστισμού, με τιμή 3.00 kN/m².

Τα φορτία της κύριας τροχιάς (5.00 kN/m² και 600 kN) πολλαπλασιάζονται, σύμφωνα με το DIN 1072, με ένα συντελεστή ταλάντωσης φ που υπολογίζεται από τον τύπο:

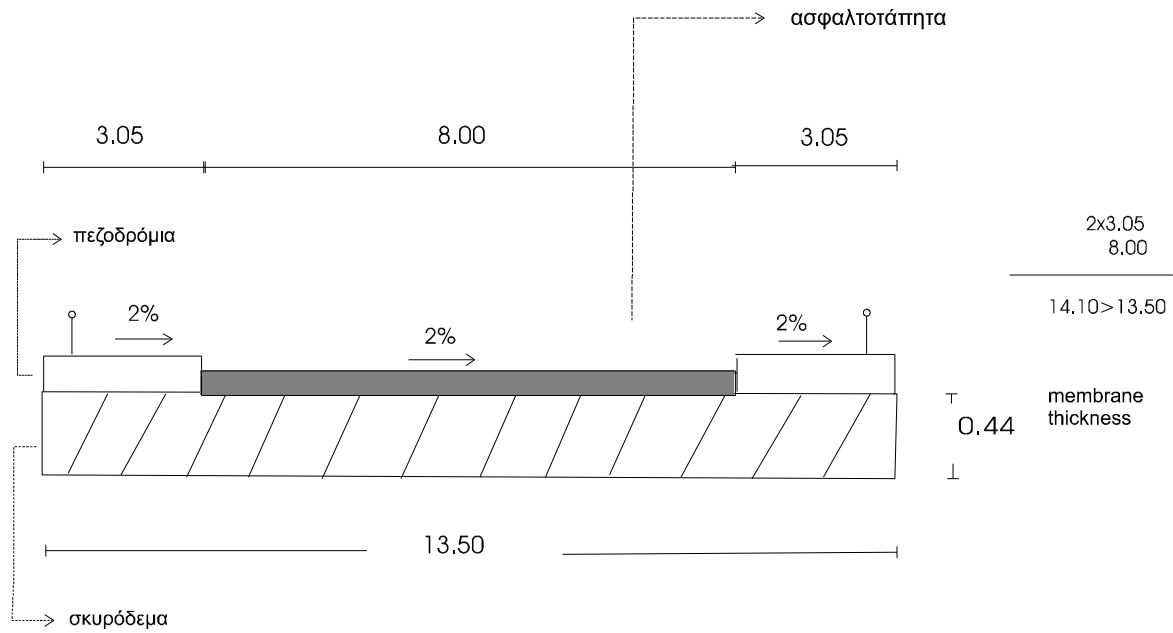
$$\varphi = 1.4 - 0.008 l_{\varphi} \geq 1.0$$

όπου l_{φ} το ορθό άνοιγμα της γέφυρας. Στη συγκεκριμένη όμως γέφυρα λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων, η τιμή του φ προκύπτει μικρότερη της μονάδος και έτσι λαμβάνεται ίση με 1.0.

Ολοκληρώνοντας για τα κινητά φορτία σημειώνεται ότι, σύμφωνα με τον ΝΕΑΚ (1995) και την εγκύκλιο Ε39/93 (1993) συμμετέχουν σε συνδυασμό σεισμικής δράσης με τιμές μειωμένες κατά 50%, ενώ παράλληλα επιτρέπεται η ομοιόμορφη κατανομή του φορτίου κυκλοφορίας σε όλη τη γέφυρα.

5.3.1 Υπολογισμός μονίμων φορτίων

Ο υπολογισμός των μονίμων φορτίων από τα επιμέρους τμήματα που αποτελούν το κατάστρωμα φαίνεται στο Σχήμα 5.1. Σημειώνεται ότι με βάση τα πραγματικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά του καταστρώματος, το εμβαδόν της διατομής του προκύπτει ότι είναι 5.979 m². Σημειώνεται επίσης ότι σύμφωνα με τις οδηγίες της εγκυκλίου Ε39/93, για τον υπολογισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών του συστήματος λαμβάνονται υπόψη μόνο τα μόνιμα φορτία.



$A = 5.979$

$$\left. \begin{array}{l} \text{membrane} \\ \text{thickness} \end{array} \right\} \frac{5.979}{13.50} = 0.44$$

α) μάζα σκυροδέματος: $2.5 \text{ t/m}^3 \times 5.979 = 14.95 \text{ t/m}$

β) μάζα πεζοδρομίου: $0.3 \text{ t/m}^2 \times 3.05 \times 2 = 1.83 \text{ t/m}$

γ) μάζα ασφάλτου: $2.0 \text{ t/m}^3 \times 8.00 \times 0.04 = 0.64 \text{ t/m}$

δ) μάζα κιγκλιδομάτων και αγωγών: $0.1 \text{ t/m} \times 2 = 0.2 \text{ t/m}$

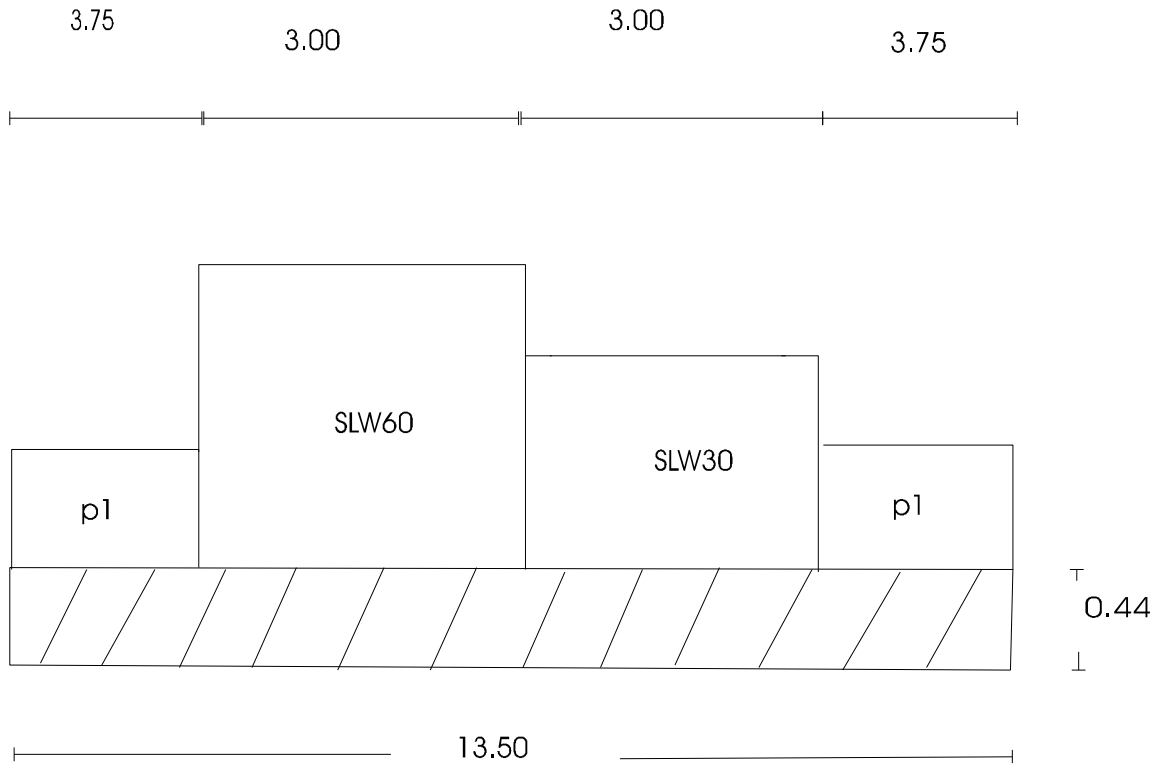
Συνολική μάζα ανά m μήκους: 17.62 t/m

Συνολικό φορτίο ανά m μήκους: $17.62 \times 9.81 = 172.85 \text{ kN/m}$

Σχήμα 5.1. Διατομή γέφυρας - Υπολογισμός μονίμων φορτίων

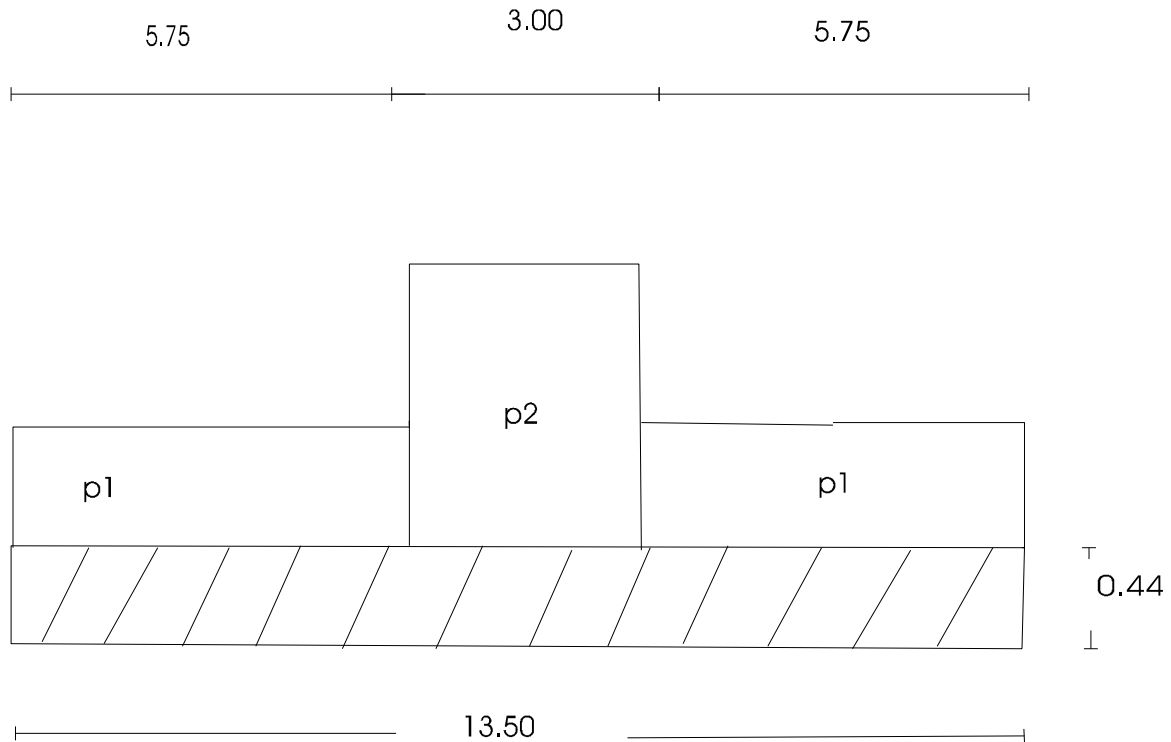
5.3.2 Υπολογισμός κινητών φορτίων

Ο υπολογισμός των τιμών του κινητού φορτίου όπως αυτό περιγράφηκε στην παράγραφο 5.3 φαίνεται στα Σχήματα 5.2 και 5.3 που ακολουθούν.



SLW60: $600/(3.0 \cdot 6.0) = 33.33 \text{ kN/ m}^2$	$\times 3.00 = 99.99 \text{ kN/m}$
SLW30: $300/(3.0 \cdot 6.0) = 16.67 \text{ kN/ m}^2$	$\times 3.00 = 50.01 \text{ kN/m}$
P1: 3.00 kN/ m^2	$\times 7.50 = \underline{22.50 \text{ kN/m}}$
Συνολικό φορτίο ανά m μήκους:	172.50 kN/m

Σχήμα 5.2. Τομή κινητού φορτίου στις θέσεις των οχημάτων



Εμβαδόν διατομής:

$$A = 5.979 \text{ kN/m}^2$$

P1: 3.00 kN/m^2

$$\times 2 \times 5.25 = 31.50 \text{ kN/m}$$

P2: 5.00 kN/m^2

$$\times 3.00 = \underline{15.00 \text{ kN/m}}$$

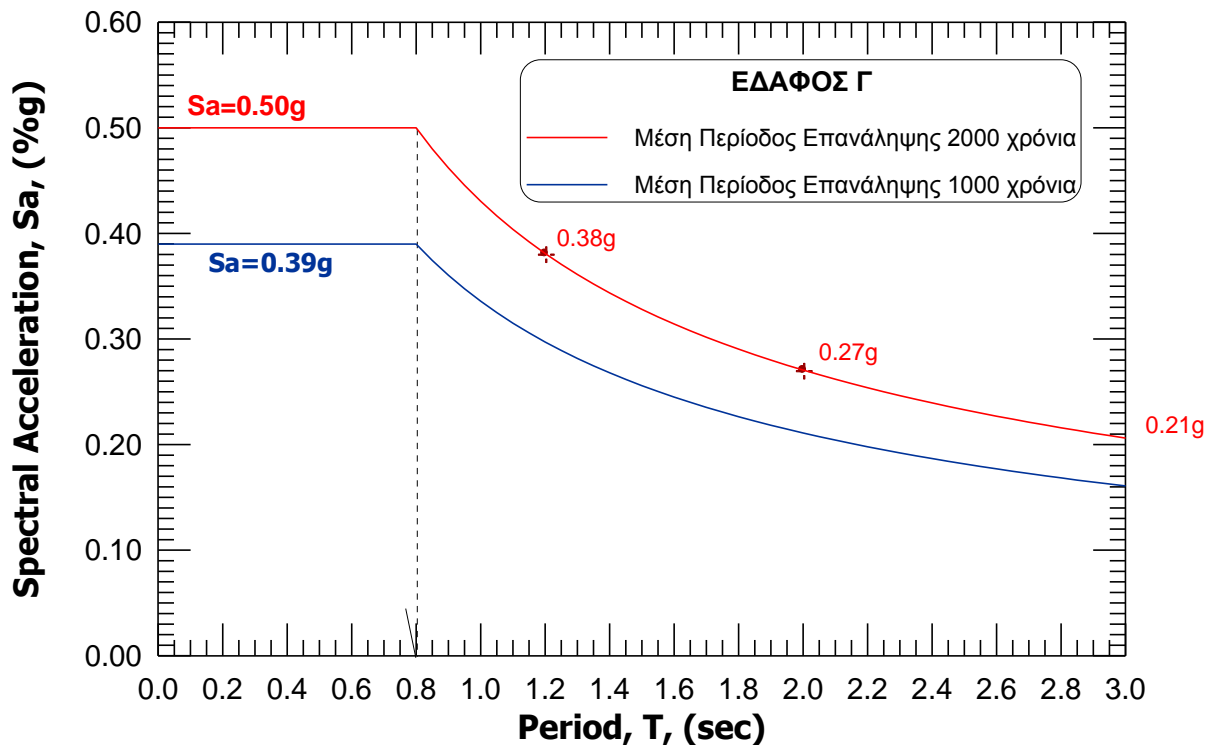
Συνολικό φορτίο ανά m μήκους:

$$46.50 \text{ kN/m}$$

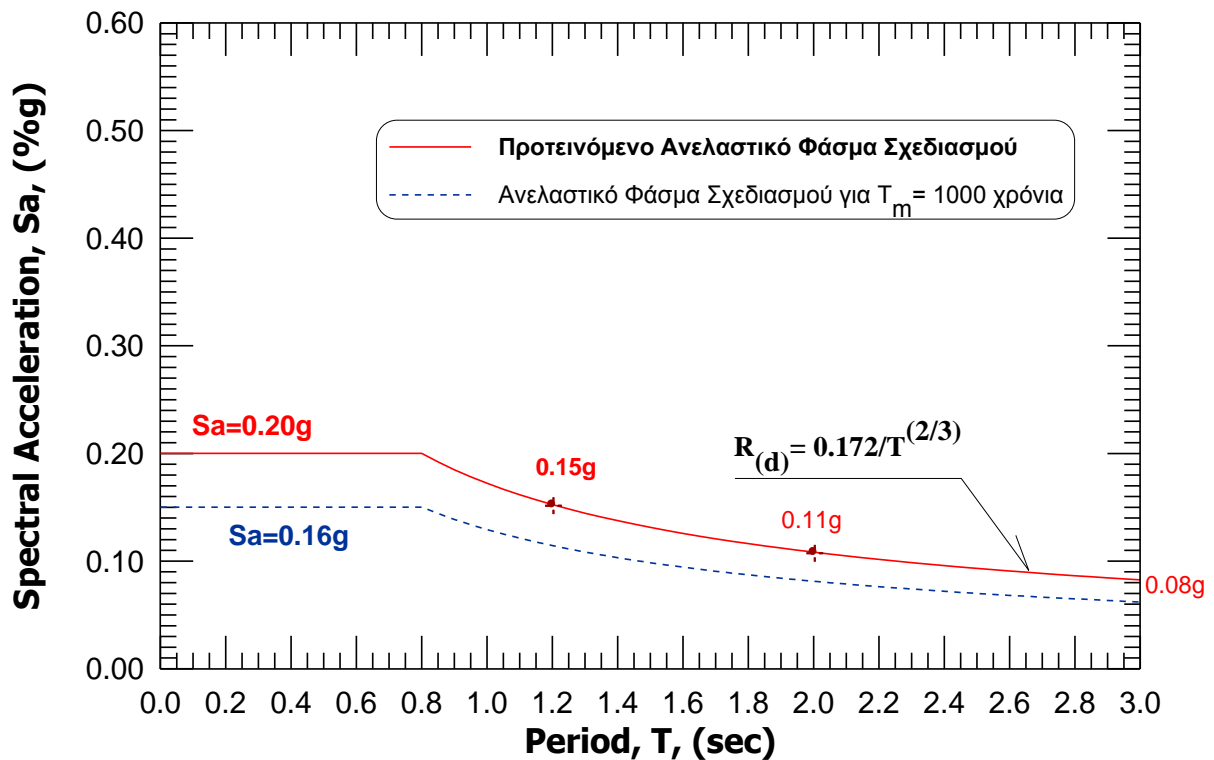
Σχήμα 5.3. Τομή κινητού φορτίου εκτός θέσεως των οχημάτων

5.3.3 Φάσμα σχεδιασμού

Στο Σχήμα 5.4. παρουσιάζονται τα ελαστικά φάσματα για μέσες περιόδους επανάληψης 1000 και 2000 χρόνια. Για τον υπολογισμό της σεισμικής δράσης προτάθηκαν από το Ι.Τ.Σ.Α.Κ. τα ανελαστικά φάσματα με μέση περίοδο επανάληψης 1000 και 2000 χρόνων που φαίνονται στο Σχήμα 5.5. Ο σεισμός θεωρήθηκε ότι δρα ταυτόχρονα σε δύο κάθετες και ανεξάρτητες μεταξύ τους οριζόντιες διευθύνσεις.



Σχήμα 5.4. Ελαστικά φάσματα σχεδιασμού για μέση περίοδο επανάληψης, T_m , 1000 και 2000 χρόνια



Σχήμα 5.5. Ανελαστικά φάσματα σχεδιασμού για μέση περίοδο επανάληψης, T_m , 1000 και 2000 χρόνια.

5.4 Μεθοδολογία ανάλυσης

Τα αριθμητικά προσομοιώματα που αναπτύχθηκαν βασίζονται στη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων (Π.Σ.). Χρησιμοποιήθηκε το γενικό πρόγραμμα Πεπερασμένων Στοιχείων SAP, που παρουσιάζεται παρακάτω.

5.4.1. Το πρόγραμμα SAP

Το πρόγραμμα SAP αποτελεί ένα από τα πιο αξιόπιστα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων και χρησιμοποιείται ευρέως για την ανάλυση κατασκευών πρακτικού ενδιαφέροντος.

Η βιβλιοθήκη πεπερασμένων στοιχείων του προγράμματος αποτελείται από τέσσερις τύπους: το στοιχείο δοκού (frame element), το επίπεδο στοιχείο κελύφους (flat shell element), στοιχείο ανάλυσης συμμετρικών εκ περιστροφής φορέων (asolid element) και τρισδιάστατο χωρικό στοιχείο (solid element) .

Για την προσομοίωση της γέφυρας χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού και επίπεδα στοιχεία που περιγράφουν κάμψη και διάταση.

Για τα επίπεδα στοιχεία κελύφους (flat shell elements) σημειώνονται ειδικότερα τα παρακάτω:

- το στοιχείο είναι τετράκομβο, με δυνατότητα εκφυλισμού του σε τριγωνικό, το οποίο όμως πρέπει να αποφεύγεται να χρησιμοποιείται λόγω μείωσης της ακρίβειας κατά τον υπολογισμό των τάσεων. Συνιστάται τα τριγωνικά στοιχεία να χρησιμοποιούνται μόνο για μεταβολές πύκνωσης του καννάβου.
- το στοιχείο έχει είκοσι βαθμούς ελευθερίας, δύο στρωφικούς και τρεις μεταφορικούς σε κάθε κόμβο.
- το μητρώο δυσκαμψίας που σχετίζεται με την κάμψη μορφώνεται με βάση τη θεωρία λεπτών πλακών του Kirchhoff, η οποία δεν λαμβάνει υπόψη τις εγκάρσιες διατμητικές παραμορφώσεις της πλάκας.
- η αριθμητική ολοκλήρωση γίνεται σε οκτώ σημεία με τη μέθοδο Gauss.
- οι τάσεις ή τα φορτία διατομής των στοιχείων υπολογίζονται στα σημεία ολοκλήρωσης και ανάγονται στους κόμβους των στοιχείων.
- στην παρούσα εργασία τα στοιχεία λειτουργούν και σε κάμψη και σε διάταση.

Στην περίπτωση της υψηλής γέφυρας της Χαλκίδας η επίλυση έγινε με την εξής διαδικασία:

Στο σύστημα εφαρμόστηκε μία βραχεία συνάρτηση δύναμης (επιτάχυνσης) που προέκυψε από τους επιταχυνσιογράφους στα βάθρα της γέφυρας. Η διάταξη και το πλήθος των οργάνων αυτών έχουν περιγραφεί σε προηγούμενο κεφάλαιο. Η συνάρτηση έχει μηδενική τιμή στην αρχή, αυξάνει με το χρόνο λαμβάνει μία μέγιστη τιμή, και τελικά σταθεροποιείται πάλι στο μηδέν. Το σύστημα θεωρήθηκε γραμμικό οπότε ίσχυσε και η αρχή της επαλληλίας. Το SAP χρησιμοποιεί την ιδιομορφική μέθοδο για την επίλυση του φορέα. Αρχικά υπολογίζονται τα ιδιοδιανύσματα και οι ιδιομορφές από την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας για τον φορέα με μηδενική απόσβεση:

$$\underline{\mathbf{M}}\ddot{\underline{\mathbf{U}}} + \underline{\mathbf{K}}\underline{\mathbf{U}} = \underline{\mathbf{R}}$$

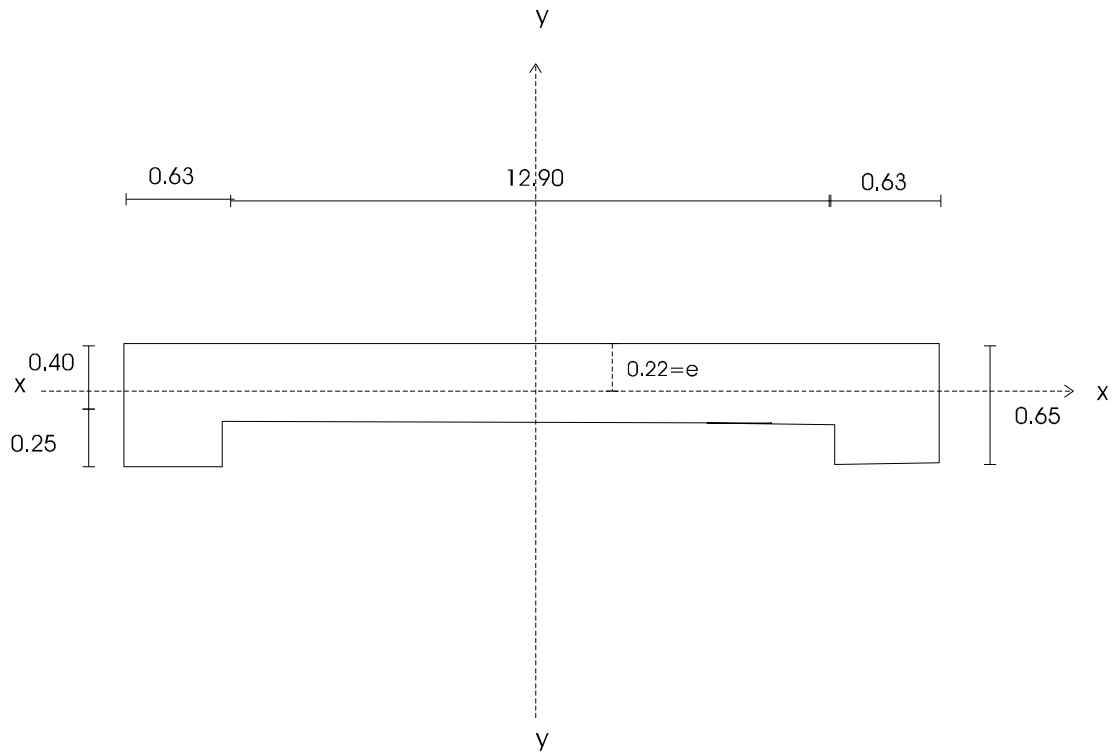
Στη συνέχεια λύνονται οι δυναμικές εξισώσεις ισορροπίας για ολόκληρο τον φορέα. Το SAP πραγματοποιεί “ακριβή ολοκλήρωση” των εξισώσεων για κάθε ιδιομορφική απόκριση και για γραμμική μεταβολή της συνάρτησης του χρόνου μεταξύ των εισαγόμενων τιμών χρόνου. Έτσι τα αποτελέσματα δεν εξαρτώνται από την επιλογή του μεγέθους του χρονικού βήματος. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι μετατοπίσεις, ταχύτητες και επιταχύνσεις για κάθε κόμβο του προσομοιώματος της κατασκευής στο πεδίο του χρόνου. Αρχικά η επίλυση έγινε λαμβάνοντας υπόψη 10 ιδιομορφές όπως έγινε και με την στατική ανάλυση του φορέα. Τα ποσοστά συμμετοχής μάζας και οι ιδιοπερίοδοι που προέκυψαν παρουσιάζονται στον πίνακα 5.1. Από την μελέτη αυτών των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι στις μεν X και Y διευθύνσεις τα ποσοστά συμμετοχής μάζας είναι αρκετά ικανοποιητικά (89.449 % και 65.602 % αντίστοιχα) ενώ για την Z διεύθυνση το ποσοστό αυτό είναι μόλις 8.807 % . Για τον λόγο αυτό για την Z διεύθυνση έγινε μία δεύτερη επίλυση λαμβάνοντας υπόψη 200 ιδιομορφές. Οι πρώτες 48 ιδιομορφές παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α και τα αντίστοιχα ποσοστά συμμετοχής μάζας μαζί με τις ιδιοτιμές παρουσιάζονται στο τέλος του παραρτήματος. Τα ποσοστά στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις δεν παρουσιάζουν μεγάλη μεταβολή (0.793 % και 22.24%), ενώ στην κατακόρυφη διεύθυνση υπάρχει μία αύξηση κατά 80% περίπου. Έτσι οι μετατοπίσεις σε συνάρτηση με το χρόνο που παρουσιάζονται αργότερα στα σχήματα 5.11, 5.12 και 5.13 του κεφαλαίου 5.6.4. προέκυψαν από την χρονική ολοκλήρωση με βάση τις 10 ιδιομορφές για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις και με βάση τις 200 ιδιομορφές για την κατακόρυφη διεύθυνση. Η απόσβεση (damping) και για τις δύο περιπτώσεις θεωρήθηκε ίση με 0.05 και το βήμα χρόνου ίσο με 0.005 sec.

5.5 Αριθμητικά προσομοιώματα

Από τα διάφορα προσομοιώματα που μελετήθηκαν παρουσιάζονται στην παρούσα έκθεση δύο αριθμητικά χωρικά προσομοιώματα του φορέα διαφορετικού βαθμού πολυπλοκότητας. Το απλούστερο χρησιμοποιεί μόνο γραμμικά στοιχεία δοκού (Μοντέλο 1), ενώ στο δεύτερο χρησιμοποιούνται γραμμικά στοιχεία δοκού και επιφανειακά στοιχεία κελύφους (Μοντέλο 2). Για τις συγκρίσεις με τα αποτελέσματα των καταγραφών χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα του μοντέλου 2, ενώ το μοντέλο 1 χρησιμοποιείται κυρίως για τον έλεγχο της αξιοπιστίας της προσομοίωσης. Παρακάτω δίνεται μία αναλυτικότερη περιγραφή του κάθε προσομοιώματος.

5.5.1. Μοντέλο 1

Το κατάστρωμα της γέφυρας προσομοιώνεται με δύο παράλληλες σειρές από στοιχεία δοκών και επίσης με στοιχεία δοκού προσομοιώνονται οι στύλοι των πυλώνων. Τα καλώδια προσομοιώνονται με αβαρείς ράβδους που ενώνουν τις κορυφές των πυλώνων με το κατάστρωμα. Έχει επιβληθεί περιορισμός στις μετακινήσεις των κόμβων του καταστρώματος ώστε οι δύο δοκοί να συμπεριφέρονται ως στέρεος δίσκος στο επίπεδο του. Προς τον σκοπό αυτό έχουν απαγορευτεί οι σχετικές, μεταξύ των σημείων των δοκών του καταστρώματος, μετακινήσεις κατά την εγκάρσια και διαμήκη έννοια. Για την προσομοίωση της ατένειας του καταστρώματος δίδεται μεγάλη τιμή στα εμβαδά των αντιστοίχων δοκών (εκατονταπλάσια της προκύπτουσας από τη γεωμετρία). Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και οι ροπές αδρανείας των δοκών του καταστρώματος φαίνονται στο Σχήμα 5.6.



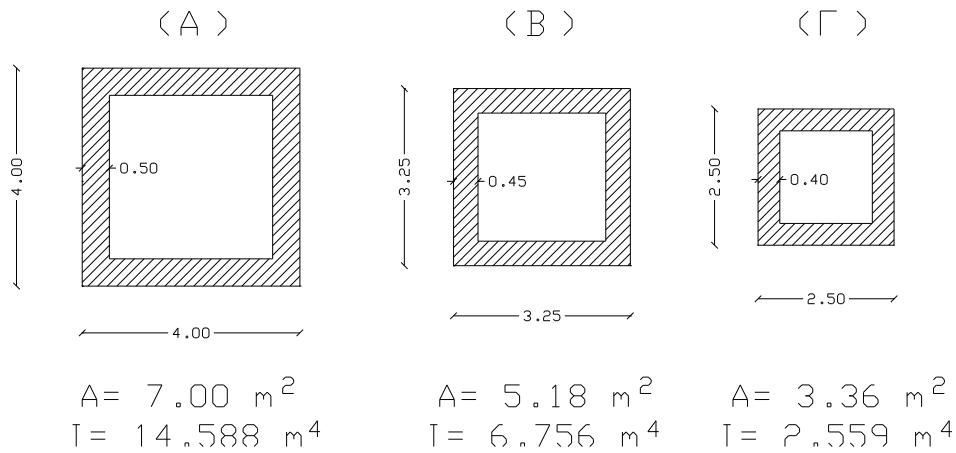
$$A=12.90 \times 0.40 + 0.65 \times 0.63 \times 2 = 5.979 \text{ m}^2$$

$$I_x = 0.1087 \text{ m}^4$$

$$I_y = 109.055 \text{ m}^4$$

Σχήμα 5.6. Διατομή και ροπές αδρανείας καταστρώματος της γέφυρας.

Για την προσομοίωση των μεταβλητής διατομής πυλώνων θεωρήθηκαν τρεις αντιπροσωπευτικές διατομές, στο ύψος της θεμελίωσης (Α), στο ύψος του καταστρώματος (Β) και στην κορυφή των πυλώνων (Γ). Τα γεωμετρικά στοιχεία κάθε διατομής και οι αντίστοιχες ροπές αδρανείας φαίνονται στο Σχήμα 5.7. Το προσομοίωμα αποτελείται από 320 στοιχεία δοκού και εμφανίζει 907 βαθμούς ελευθερίας.



Σχήμα 5.7. Διατομές και ροπές αδρανείας πυλώνων.

5.5.2. Μοντέλο 2

Το κατάστρωμα της γέφυρας προσομοιώνεται με δύο παράλληλες σειρές από επίπεδα στοιχεία κελύφους ενώ οι στύλοι των πυλώνων προσομοιώνονται με στοιχεία δοκού. Ο λόγος πλευρών (aspect ratio) των επιφανειακών στοιχείων είναι $\alpha=4.5/5.81=0.77$ και κρίνεται ικανοποιητικός. Ο τρόπος προσομοίωσης των πυλώνων είναι ίδιος με αυτόν του μοντέλου 1. Τα καλώδια προσομοιώνονται με στοιχεία ράβδου με τρόπο που να περιγράφει τη διαφοροποίηση της διατομής του κάθε καλωδίου. Για τη μόρφωση του μοντέλου χρησιμοποιούνται 186 γραμμικά στοιχεία δοκού και 138 επίπεδα στοιχεία κελύφους, ενώ το ολικό σύστημα εμφανίζει 1425 βαθμούς ελευθερίας.

Όπως προαναφέρθηκε το παρόν προσομοίωμα χρησιμοποιείται κυρίως για τις διάφορες αναλύσεις της συμπεριφοράς της γέφυρας (δυναμικά χαρακτηριστικά, στατική ανάλυση για φορτία λειτουργίας και φασματική για τις σεισμικές δράσεις)

5.6 Αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων

Όπως προαναφέρθηκε, στην τελική φάση του ερευνητικού έργου, οι κυριότεροι στόχοι των αριθμητικών αναλύσεων με βάση τα προσομοιώματα που αναπτύχθηκαν ήταν:

- Ο αναλυτικός υπολογισμός των δυναμικών χαρακτηριστικών του συστήματος, δηλαδή των ιδιοπεριόδων και των αντίστοιχων ιδιομορφών.

- β) Ο έλεγχος των παραμορφώσεων του φορέα για τα φορτία λειτουργίας (μόνιμα και κινητά).
- γ) Ο υπολογισμός της απόκρισης του συστήματος για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων με χρήση, σε πρώτη φάση, της μεθόδου της δυναμικής ανάλυσης, με φάσματα σχεδιασμού και σε δεύτερη φάση με τη μέθοδο της χρονικής ολοκλήρωσης. Για τη δεύτερη περίπτωση, επειδή δεν υπήρξαν ισχυρές εδαφικές κινήσεις στην περιοχή της Γέφυρας κατά τη διάρκεια του ερευνητικού προγράμματος, χρησιμοποιήθηκαν ασθενείς διεγέρσεις από άλλα περιβαλλοντικά αίτια και υπολογίσθηκε η πλήρης χρονική μεταβολή της απόκρισης του φορέα σε ορισμένες χαρακτηριστικές θέσεις.

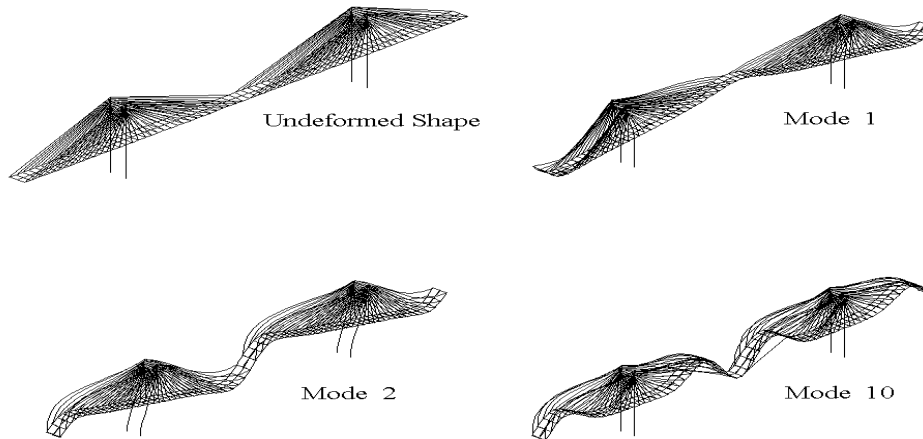
5.6.1 Δυναμικά χαρακτηριστικά του συστήματος

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.1 για τις δέκα πρώτες ιδιοτιμές του συστήματος, ενώ οι αντίστοιχες ιδιομορφές (για το μοντέλο 2) εμφανίζονται στο Παράρτημα Α. Στον πίνακα φαίνεται επίσης το κύριο ποσοστό συμμετοχής της κάθε ιδιομορφής σε μία διεύθυνση. Με T συμβολίζονται στρεπτικές ιδιομορφές. Σημειώνεται ότι σύμφωνα με τους κανονισμούς, τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του συστήματος προκύπτουν θεωρώντας μόνο τα μόνιμα φορτία. Δίδονται τα αποτελέσματα των επιλύσεων τόσο για το μοντέλο 1 όσο και το 2. Οι πλήρεις υπολογισμοί εμπεριέχονται σε ξεχωριστό τεύχος.

Πίνακας 5.1. Ιδιοτιμές συστήματος.

Ιδιομορφή	Μοντέλο 1			Μοντέλο 2		
	T (sec)	Διεύθυνση	Ποσοστό συμ.	T (sec)	Διεύθυνση	Ποσοστό συμ.
1	2,84	Z	5,04	2,56	Z	3,67
2	2,81	Y	0,04	2,42	X	36,38
3	2,59	X	26,19	2,00	Y	57,19
4	2,59	Y	38,03	1,70	X	51,98
5	2,30	T	0,00	1,49	Y	0,20
6	1,76	X	60,61	1,33	T	0,00
7	1,47	Z	4,74	1,20	Z	5,04
8	1,47	Y	0,02	1,11	Y	7,62
9	2,44	T	0,00	1,10	Y	0,003
10	1,31	Y	29,93	1,05	X	0,32

Στο σχήμα 5.8. παρουσιάζεται το τρισδιάστατο μοντέλο της Γέφυρας και μερικές χαρακτηριστικές ιδιομορφές, όπως υπολογίσθηκαν αναλυτικά.



Σχήμα 5.8. Τρισδιάστατο μοντέλο της γέφυρας και χαρακτηριστικές ιδιομορφές

5.6.2 Έλεγχος για φορτία λειτουργίας

Ελέγχονται οι βυθίσεις και τα εντατικά μεγέθη για τα φορτία λειτουργίας (μόνιμα και κινητά), όπως αυτά υπολογίσθηκαν σε προηγούμενα κεφάλαια. Μερικά χαρακτηριστικά αποτελέσματα (μετατόπιση κορυφής καταστρώματος, βυθίσεις και ροπές καταστρώματος) παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.2.

5.6.3. Ανάλυση για σεισμικό συνδυασμό δράσεων

Το μοντέλο 2 επιλύεται για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων. Σημειώνεται ότι σύμφωνα με τους κανονισμούς (E39/93), τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του συστήματος προκύπτουν θεωρώντας μόνο τα μόνιμα φορτία. Επιπλέον στο σεισμικό συνδυασμό τα κινητά φορτία θεωρούνται κατανεμημένα ομοιόμορφα στη γέφυρα και συμμετέχουν με το 50% της τιμής τους. Γίνεται στην παρούσα φάση φασματική ανάλυση με το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού που παρουσιάστηκε στο Κεφ. 5.3.3. Μερικά χαρακτηριστικά αποτελέσματα (μετατόπιση κορυφής καταστρώματος, βυθίσεις και ροπές καταστρώματος) παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.2. Οι πλήρεις υπολογισμοί εμπεριέχονται σε ξεχωριστό τεύχος.

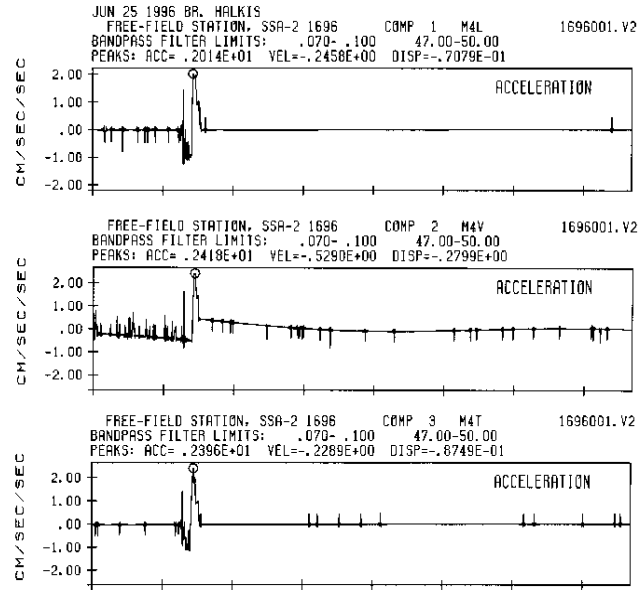
Πίνακας 5.2 Αποτελέσματα υπολογισμών για φορτία λειτουργίας και σεισμικές δράσεις

	Μετατόπιση κορυφής πυλώνα (m)	Βυθίσεις καταστρώματος (m)	Ροπές καταστρώματος
Υπολογισμός για φορτία λειτουργίας			
Μοντέλο 1	0,27	-1,46	242 (kNm)
Μοντέλο 2	0,24	-1,03	267 (kNm)
Υπολογισμός για σεισμικό συνδυασμό δράσεων			
Μοντέλο 2	0,28	-0,69	347 (kNm)

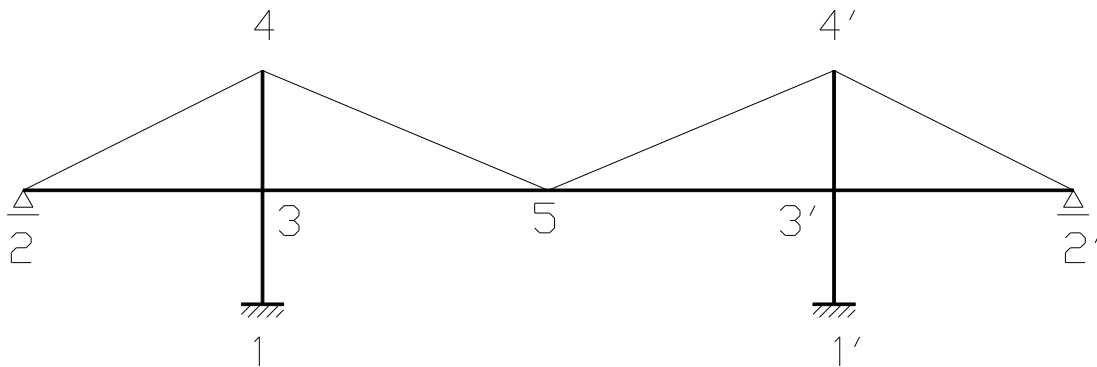
5.6.4 Αποτελέσματα από τη μέθοδο της χρονικής ολοκλήρωσης

Χρησιμοποιήθηκε μία καταγεγραμμένη ασθενής διέγερση επιταχύνσεων από τυχαίο αίτιο (πιθανόν από χωματοουργικές εργασίες κοντά στη βάση των πυλώνων), η οποία παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.9. Έγινε γραμμικά ελαστική ανάλυση χρησιμοποιώντας το μοντέλο 2 που περιγράφεται παραπάνω.

Οι μετατοπίσεις που παρουσιάζονται συναρτήσει του χρόνου στα σχήματα 5.11., 5.12. και 5.13. αντιστοιχούν στους κόμβους που φαίνονται στο Σχήμα 5.10.



Σχήμα 5.9. Τρεις συνιστώσες της διέγερσης που χρησιμοποιήθηκε για τη μέθοδο της χρονικής ολοκλήρωσης



1 - ΒΑΣΗ 2 - ΑΓΚΥΡΩΣΗ 3 - ΜΕΣΟ ΠΥΛΩΝΑ
4 - ΚΟΡΥΦΗ ΠΥΛΩΝΑ 5 - ΜΕΣΟ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ

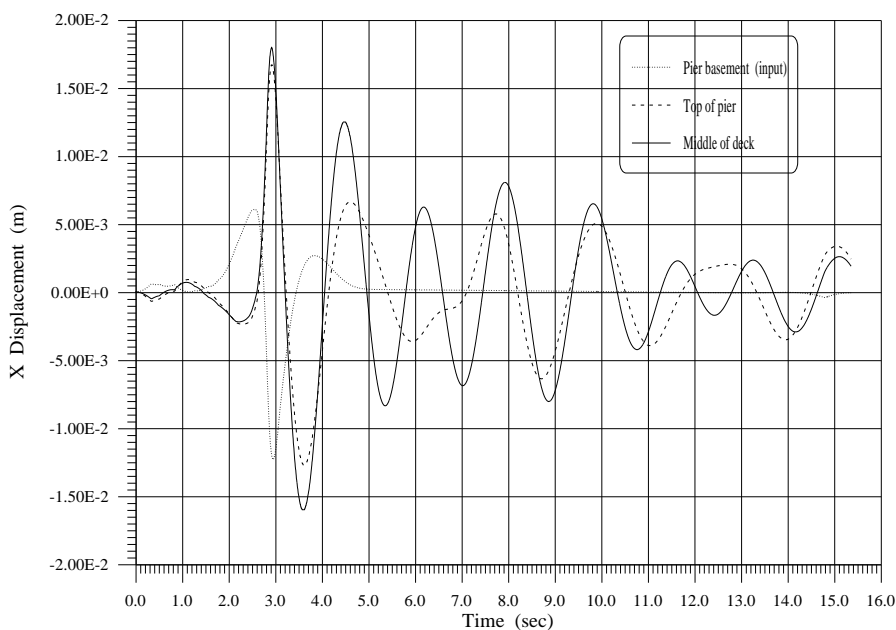
Σχήμα 5.10. Χαρακτηριστικές θέσεις της γέφυρας

Επειδή ισχύει η επαλληλία διεξήχθησαν ανεξάρτητες αναλύσεις για κάθε μία συνιστώσα, τα αποτελέσματα των οποίων συνοψίζονται παρακάτω:

Οριζόντια διεύθυνση X (διαμήκης διεύθυνση)

Στο κοινό διάγραμμα του Σχήματος 5.11 παρουσιάζονται οι μετατοπίσεις της βάσης του πυλώνα, της κορυφής του πυλώνα και του μέσου της γέφυρας, για να γίνει σύγκριση των μετατοπίσεων της απόκρισης σε χαρακτηριστικά σημεία. Επίσης για να φανεί καλύτερα η απόσβεση της απόκρισης στους παραπάνω κόμβους προστέθηκε μηδενική διέγερση στην ήδη υπάρχουσα. Από την μελέτη αυτού του διαγράμματος προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

Παρατηρούμε ότι η διέγερση της βάσης διαρκεί ουσιαστικά περίπου 5 sec. Η απόκριση όμως των υπολοίπων σημείων του φορέα συνεχίζεται για 40 sec, που σημαίνει ότι ο φορέας ταλαντώνεται για οκταπλάσιο χρόνο σε σχέση με τη βάση του πυλώνα. Στην αρχή της διέγερσης οι αποκρίσεις του μέσου της γέφυρας και της κορυφής του πυλώνα βρίσκονται σε φάση. Επίσης και οι δύο έχουν μία διαφορά φάσης 0.3 έως 0.6 sec με την απόκριση της βάσης. Από το χρόνο των 4.5 sec όμως η απόκριση του μέσου της γέφυρας γίνεται πιο υψίσυχη με διαφορά φάσης 1.8 sec από την απόκριση της κορυφής του πυλώνα. Αρχικά η περίοδος της ταλάντωσης του μέσου της γέφυρας είναι 1.6 sec και στη συνέχεια αυξάνεται σε 1.9 sec. Αντίστοιχα η περίοδος ταλάντωσης της κορυφής του πυλώνα από 1.6 sec αυξάνεται σε 2.3 sec.



Σχήμα 5.11. Μέθοδος χρονικής ολοκλήρωσης: X (επιμήκης) διεύθυνση.

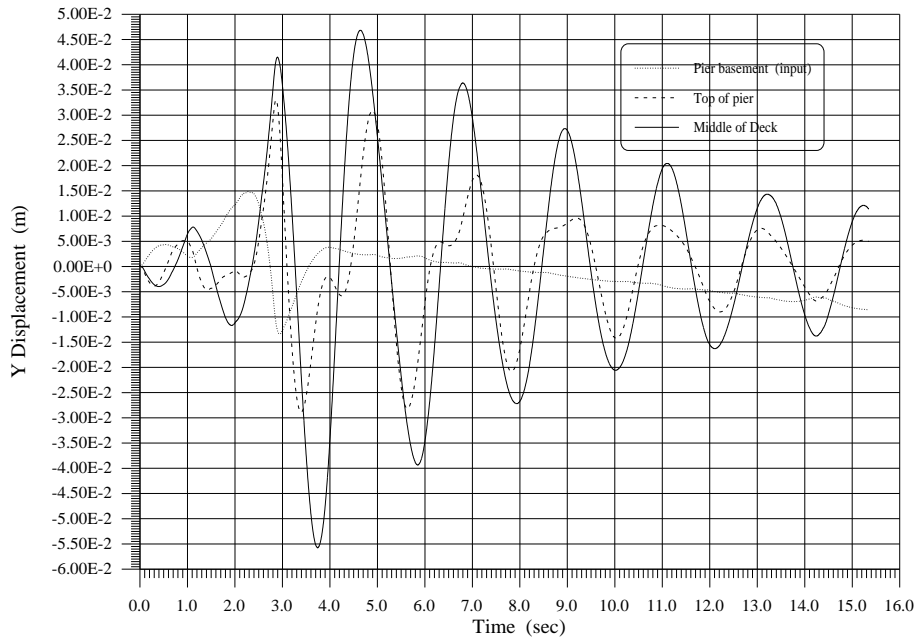
Ο λόγος μέγιστης απόκρισης του μέσου της κατασκευής στην αρνητική διεύθυνση σε σχέση με την μέγιστη απόκριση της βάσης είναι 1.3 . Στη θετική διεύθυνση ο αντίστοιχος λόγος είναι 2.8.

Ομοίως ο λόγος της μέγιστης απόκρισης της κορυφής του πυλώνα σε σχέση με την μέγιστη απόκριση της βάσης είναι 1.1 στην αρνητική διεύθυνση. Ο αντίστοιχος λόγος στην θετική διεύθυνση είναι 2.6.

Οριζόντια διεύθυνση Y (εγκάρσια διεύθυνση)

Στο κοινό διάγραμμα του Σχήματος 5.12 παρουσιάζονται οι μετατοπίσεις της βάσης του πυλώνα, της κορυφής του πυλώνα και του μέσου της γέφυρας, για να γίνει σύγκριση των μετατοπίσεων της απόκρισης σε χαρακτηριστικά σημεία. Επίσης για να φανεί καλύτερα η απόσβεση της απόκρισης στους παραπάνω κόμβους προστέθηκε μηδενική διέγερση στην ήδη υπάρχουσα. Από τη μελέτη αυτού του διαγράμματος προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

Η διέγερση της βάσης διαρκεί ουσιαστικά περίπου 5 sec. Από εκεί και μετά η απόκριση που εμφανίζεται στο διάγραμμα οφείλεται σε θόρυβο του σήματος και δεν λαμβάνεται υπόψη. Η απόκριση όμως των υπολοίπων σημείων του φορέα συνεχίζεται για 40 sec, που σημαίνει ότι ο φορέας ταλαντώνεται για οκταπλάσιο χρόνο σε σχέση με τη βάση του πυλώνα. Στην αρχή της διέγερσης οι αποκρίσεις του μέσου της γέφυρας και της κορυφής του πυλώνα, όπως και στην περίπτωση της διέγερσης κατά X, βρίσκονται σε φάση. Επίσης και οι δύο έχουν μία διαφορά φάσης 0.4 sec με την απόκριση της βάσης. Από το χρόνο των 6 sec όμως η απόκριση της κορυφής του πυλώνα παρουσιάζει κάποιες ανωμαλίες και δεν συνεχίζει αρμονικά όπως η απόκριση του μέσου της γέφυρας. Αρχικά η περίοδος της ταλάντωσης του μέσου της γέφυρας είναι 2 sec και στη συνέχεια αυξάνεται σε 2.2 sec. Η περίοδος ταλάντωσης της κορυφής του πυλώνα παραμένει σταθερή στα 2 sec.



Σχήμα 5.12. Μέθοδος χρονικής ολοκλήρωσης: Y (εγκάρσια) διεύθυνση .

Ο λόγος μέγιστης απόκρισης του μέσου της κατασκευής στην αρνητική διεύθυνση σε σχέση με την μέγιστη απόκριση της βάσης είναι 4.4. Στη θετική διεύθυνση ο αντίστοιχος λόγος είναι 3.

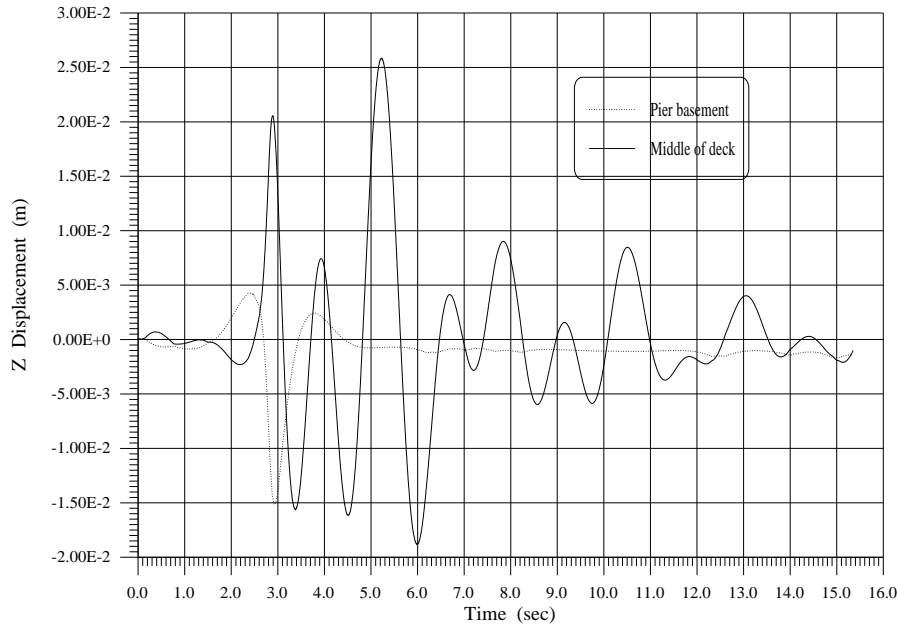
Ομοίως ο λόγος της μέγιστης απόκρισης της κορυφής του πυλώνα σε σχέση με την μέγιστη απόκριση της βάσης είναι 2.24 στην αρνητική διεύθυνση. Ο αντίστοιχος λόγος στην θετική διεύθυνση είναι 2.2.

Κατακόρυφη διεύθυνση Z

Στο κοινό διάγραμμα του Σχήματος 5.13 παρουσιάζονται οι μετατοπίσεις της βάσης του πυλώνα και του μέσου της γέφυρας. Από την μελέτη αυτού του διαγράμματος προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

Όπως συμβαίνει και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις η διέγερση της βάσης διαρκεί ουσιαστικά περίπου 5 sec. Από εκεί και μετά η απόκριση που εμφανίζεται στο διάγραμμα οφείλεται σε θόρυβο του σήματος και δεν λαμβάνεται υπόψη. Η απόκριση όμως των υπολοίπων σημείων του φορέα και εδώ συνεχίζεται για 40 sec, που σημαίνει ότι ο φορέας ταλαντώνεται για οκταπλάσιο χρόνο σε σχέση με τη βάση του πυλώνα. Στην αρχή της διέγερσης οι αποκρίσεις της βάσης της γέφυρας και του μέσου της γέφυρας έχει μία διαφορά φάσης 0.5 sec. Αυτή η διαφορά φάσης διατηρείται και μέχρι την χρονική στιγμή των 5 sec όπου και σταματά η διέγερση του

εδάφους. Αρχικά η περίοδος της ταλάντωσης του μέσου της γέφυρας είναι 1.1 sec και στη συνέχεια παραμένει με μικρές αυξομειώσεις η ίδια. Η περίοδος ταλάντωσης της βάσης είναι 1.6 sec περίπου.



Σχήμα 5.13. Μέθοδος χρονικής ολοκλήρωσης: Z (κατακόρυφη) διεύθυνση .

Ο λόγος μέγιστης απόκρισης του μέσου της κατασκευής στην αρνητική διεύθυνση σε σχέση με την μέγιστη απόκριση της βάσης είναι ίσος με 2. Στη θετική διεύθυνση ο αντίστοιχος λόγος είναι 8.5.

5.7 Σύγκριση - αξιολόγηση των αποτελεσμάτων

Τα δυναμικά χαρακτηριστικά που υπολογίστηκαν με τα αναλυτικά προσομοιώματα ευρίσκονται σε συμφωνία με αυτά που υπολογίστηκαν από τον μελετητή του έργου με τη χρήση διαφορετικού προσομοιώματος και προγράμματος ανάλυσης (Σταθόπουλος 1994). Στο προηγούμενο κεφάλαιο έγινε περιγραφή και σχολιασμός των αποτελεσμάτων από την χρονική απόκριση διαφόρων χαρακτηριστικών σημείων της Γέφυρας, όπως είναι το μέσον του κεντρικού ανοίγματος, η κορυφή του πυλώνα και η βάση του πυλώνα.

Συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στον πίνακα 5.3.

Πίνακας 5.3. : Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων

	X	Y	Z
ΜΕΣΟ ΓΕΦΥΡΑΣ/ΒΑΣΗ (+)	2.8	3	8.5
ΜΕΣΟ ΓΕΦΥΡΑΣ/ΒΑΣΗ (-)	1.3	4.4	2
ΚΟΡΥΦΗ ΠΥΛΩΝΑ/ΒΑΣΗ (+)	2.6	2.2	-
ΚΟΡΥΦΗ ΠΥΛΩΝΑ/ΒΑΣΗ (-)	1.1	2.24	-

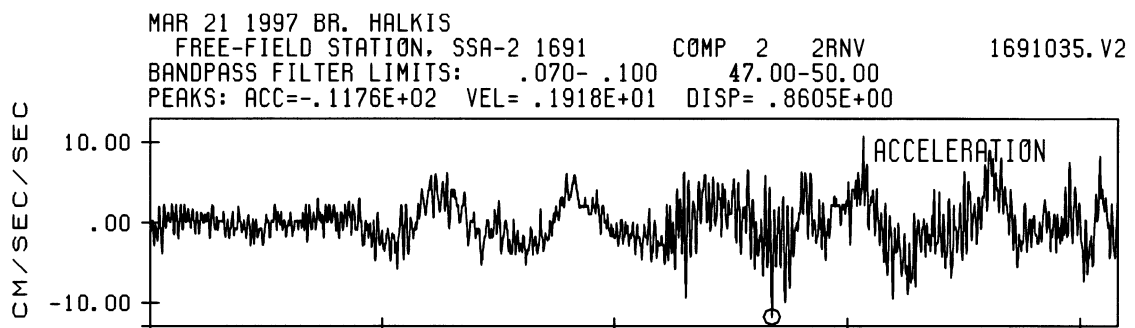
6. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΟΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

6.1 Επεξεργασία των καταγραφών

Μετά τη λήψη των καταγραφών, αυτές υφίστανται κατάλληλη επεξεργασία με στόχο την εξάλειψη σ' ένα μεγάλο βαθμό των διαφόρων λαθών τα οποία πηγάζουν από την όλη διαδικασία καταγραφής. (π.χ εξάλειψη θορύβου από τα όργανα ή από το περιβάλλον – διόρθωση βασικής γραμμής, offset κλπ.). Επιπλέον επεξεργασία καταλήγει στις αντίστοιχες χρονοσειρές ταχύτητας και μετατόπισης σε κάθε θέση αισθητήρα. Ειδικά για την εξάλειψη του θορύβου, εφαρμόζεται μια επιπρόσθετη διαδικασία φιλτραρίσματος χρησιμοποιώντας ένα παραθυρικού τύπου φίλτρο Ormsby με κατάλληλα επιλεγμένα χαμηλοπερατά και υψιπερατά όρια συχνοτήτων, έτσι οι χρονοσειρές μετατοπίσεων στους αισθητήρες του εδάφους να είναι αποδεκτές από φυσική άποψη. Πέρα από τη συσσωρευμένη εμπειρία της ερευνητικής ομάδας για τη σωστή διαχείριση και επεξεργασία των καταγραφών, γίνεται επίσης χρήση ειδικών μεθοδολογιών σήματος – προς- θόρυβο με στόχο τον καθορισμό των πιο κατάλληλων ορίων φιλτραρίσματος.

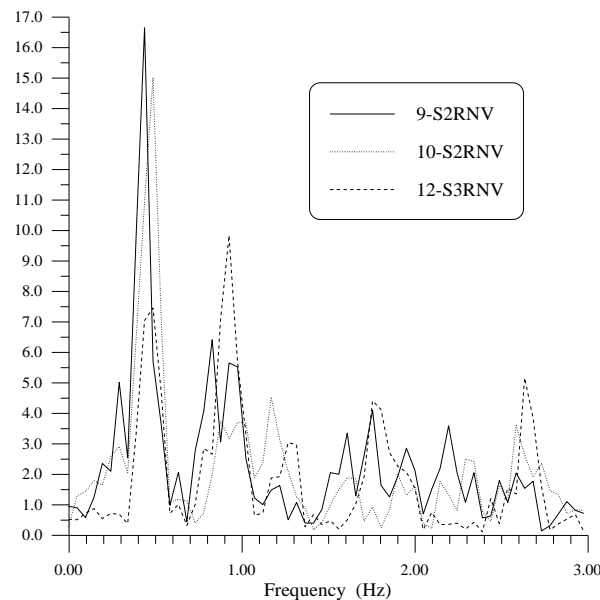
6.2. Πειραματική Εκτίμηση Των Δυναμικών Ιδιοτήτων Της Γέφυρας

Για μία προκαταρκτική πειραματική εκτίμηση των δυναμικών χαρακτηριστικών της γέφυρας χρησιμοποιήθηκαν οι ταυτόχρονες καταγραφές από μία ασθενή σεισμική κίνηση κοντά στη γέφυρα. Ο σεισμός συνέβη στις 21/3/97 περίπου 97 km NE της Γέφυρας με μέγεθος $M_s=5.0$.



Σχήμα 6.1. Καταγραφή της κατακόρυφης απόκρισης στο μέσον του καταστρώματος (αισθητήρας 9-S2RNV)

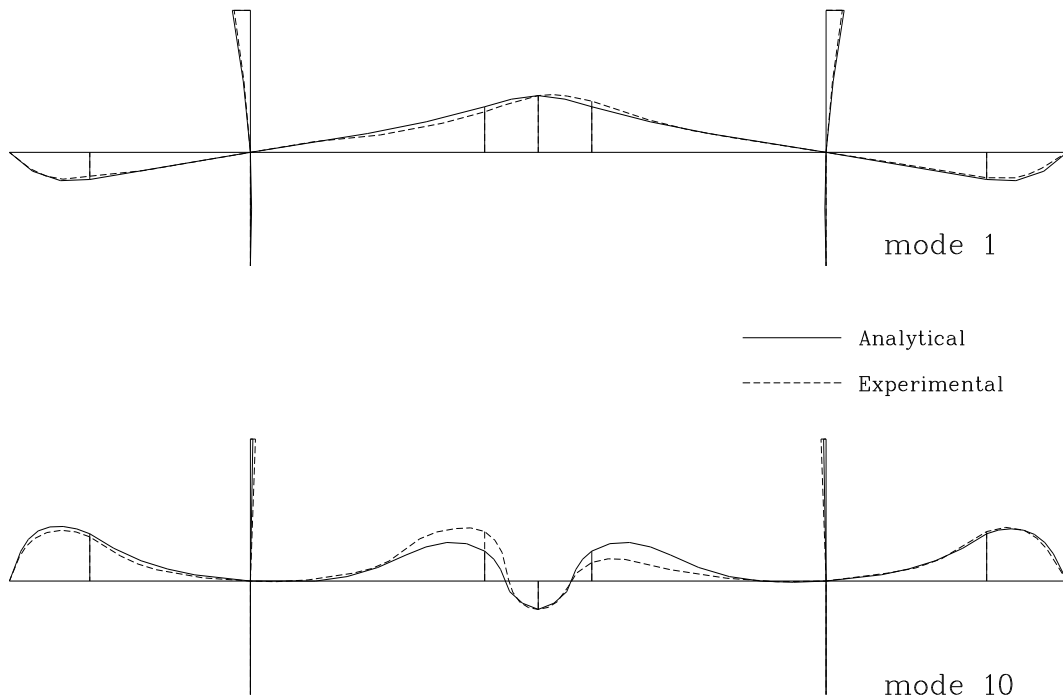
Η καταγραφή της απόκρισης στην κατακόρυφη διεύθυνση στο μέσον του καταστρώματος (αισθητήρας 9-2SRNV του Σχήματος 2.6) φαίνεται στο Σχήμα 6.1. Το διάγραμμα της συχνοτικής ανάλυσης (FFT) της καταγραφής, καθώς και τα αντίστοιχα των καταγραφών των αισθητηρίων 10-S2RNV και 12-S3RNV φαίνονται στο σχήμα (6.2).



Σχήμα 6.2. Συχνοτική ανάλυση των σημάτων (FFT) των καταγραφών 9-2SRNV, 10-S2RNV και 12-S3RNV.

Είναι προφανές από αυτά τα δεδομένα, ότι η βασική ιδιομορφή περίπου στα 0.48 Hz, καθώς επίσης και μία ανώτερη ιδιομορφή περί τα 0.92Hz, έχουν διεγερθεί. Αυτές οι συχνότητες αντιστοιχούν στη πρώτη και δέκατη ιδιομορφή που έχουν υπολογισθεί με το αναλυτικό μοντέλο της γέφυρας.

Είναι ακόμη επίσης δυνατό από τις μέγιστες τιμές της προηγηθείσας συχνοτικής ανάλυσης να γίνει εκτίμηση των ιδιομορφικών σχημάτων που αντιστοιχούν στις ιδιομορφές που έχουν διεγερθεί. Αυτά τα ιδιομορφικά σχήματα έχουν σχεδιασθεί μαζί με τα αναλυτικά σχήματα που προέκυψαν από την ανάλυση της γέφυρας με το μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων, και φαίνονται στο Σχήμα 6.3.



Σχήμα 6.3. Αναλυτικές και πειραματικές ιδιομορφές (συγκρίσεις) της υψηλής Γέφυρας της Χαλκίδας.

Η καλή συσχέτιση των δύο διαφορετικών μεθόδων είναι προφανής.. Αυτό δίνει την δυνατότητα ανάπτυξη τεχνικής και της αντίστοιχης τεχνολογίας άμεσης και συνεχούς παρακολούθησης (continuous on-line monitoring) και διάγνωσης της μηχανικής κατάστασης, αρτιότητας και λειτουργικότητας σημαντικών γεφυρών χρησιμοποιώντας δυναμικές μετρήσεις απόκρισης.

Το σύστημα παρακολούθησης παρέχει την δυνατότητα ταχείας εκτίμησης της λειτουργικότητας των γεφυρών και επομένως ταχείας απόκρισης του Τμήματος Συντήρησης Γεφυρών. Η βλάβη μπορεί να προέρχεται από χρόνιες περιβαλλοντικές επιδράσεις (π.χ. κόπωση, γήρανση), λόγω μακροχρόνιας λειτουργίας ή κρίσιμα δυναμικά φορτία όπως σεισμικά, ισχυρή ανεμοθύελλα, κλπ. Το πλεονέκτημα ενός τέτοιου συστήματος είναι η παροχή πληροφορίας για την κατάσταση (π.χ. λειτουργικότητα, ασφάλεια) μίας γέφυρας ή ενός δικτύου γεφυρών μετά από ένα ισχυρό σεισμό. Οι πληροφορίες που θα παρέχονται είναι απαραίτητες στη ταχεία λήψη κρίσιμων αποφάσεων όπως ανάπτυξη διαδικασιών έκτακτης ανάγκης, εφαρμογή σχεδίου διακοπής λειτουργίας, προγραμματισμό άμεσων επιδιορθώσεων που αποσκοπούν στην βελτιστοποίηση της κάλυψης αναγκών του δικτύου και

λαμβάνοντας υπόψη τους διαθέσιμους πόρους της Διεύθυνσης Διαχείρισης και Συντήρησης.

Ακόμη χρησιμοποιώντας την μέθοδο της μισής ισχύος (Half-power) μία ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση μπορεί να υπολογισθεί για την πρώτη ιδιομορφή ανάλυση και αυτή είναι περίπου 2%, ενώ για την δέκατη ιδιομορφή είναι περίπου 0.4%. Στο Σχήμα 6.3 γίνονται συγκρίσεις για την 1^η και 10^η ιδιομορφή που προέκυψαν από την ανάλυση και από πειραματικές μετρήσεις.

6.3. Μεθοδολογία αναγνώρισης συστήματος

Έχει χρησιμοποιηθεί μια μεθοδολογία για την αναγνώριση των δυναμικών χαρακτηριστικών μιας κατασκευής (ιδιοτιμών, ιδιομορφών και συντελεστών απόσβεσης) με βάση την καταγεγραμμένη απόκρισή της σε σεισμική διέγερση. Θεωρείται κατ' αρχάς ένα ιδιομορφικό μοντέλο της κατασκευής και εφαρμόζεται μια μεθοδολογία αναγνώρισης συστήματος έτσι ώστε να μπορούν να προσδιοριστούν οι ιδιομορφικές παράμετροι. Ιδιαίτερα, η μεθοδολογία αναγνώρισης στο πεδίο του χρόνου βασίζεται στις προτάσεις των J.L. Beck (1978) and Werner et al. (1987), ενώ στο πεδίο συχνοτήτων είναι μια επέκταση της μεθόδου που προτείνεται από το McVerry (1980). Ακολουθεί μια συνοπτική θεωρητική παρουσίαση του θεωρητικού υπόβαθρου της όλης μεθοδολογίας.

Η κίνηση μιας κατασκευής η οποία διεγείρεται στη βάση της δίνεται από την εξίσωση

$$M\ddot{Y} + C\dot{Y} + KY = -M_{sf}\ddot{Z} - C_{sf}\dot{Z} - K_{sf}Z \quad (1)$$

όπου M , C , K τα μητρώα μάζας, απόσβεσης και δυσκαμψίας του συστήματος, Y το διάνυσμα της κίνησης στους N_s βαθμούς ελευθερίας, Z το διάνυσμα των κινήσεων διέγερσης στους N_s βαθμούς ελευθερίας του συστήματος και M_{sf} , C_{sf} , K_{sf} τα μητρώα μάζας, απόσβεσης και δυσκαμψίας τα οποία επιτυγχάνουν τη σύζευξη μεταξύ του συστήματος και των βαθμών ελευθερίας της βάσης (στηρίξεις).

Η επιτάχυνση δίδεται με την μορφή

$$\ddot{Y} = \ddot{S} + \ddot{X} \quad (2)$$

όπου \ddot{S} και \ddot{X} είναι ψευδοστατική και δυναμική συνιστώσα της επιτάχυνσης αντίστοιχα. Η ψευδοστατική απόκριση περιγράφει τις 'στατικές' συνεισφορές της

κίνησης κάθε στήριξης στην απόκριση του συστήματος και εκφράζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\underline{\ddot{S}} = R \underline{\ddot{Z}} \quad (3)$$

όπου R είναι το ψευδοστατικό μητρώο: $R = -K^{-1}K_{sf}$

Η δυναμική συνιστώσα στην εξίσωση (2) ουσιαστικά περιγράφει τις συνεισφορές των ιδιομορφικών ταλαντώσεων ενός, παγιωμένου στη βάση του, συστήματος γύρω από τη ψευδοστατική θέση αναφοράς. Έτσι, οι εξισώσεις κίνησης της δυναμικής συνιστώσας της απόκρισης προκύπτουν με αντικατάσταση των εξισώσεων (2) και (3) στην (1) - και με παράλειψη των συνεισφορών της απόσβεσης στις ενεργές σεισμικές δυνάμεις - ως

$$M \underline{\ddot{X}} + C \underline{\dot{X}} + K \underline{X} = -(MR + M_{sf}) \underline{\ddot{Z}} \quad (4)$$

Χρησιμοποιώντας ιδιομορφική ανάλυση, η απόκριση $x_i(t)$ ενός γραμμικού συστήματος σε ένα συγκεκριμένο βαθμό ελευθερίας της κατασκευής μπορεί να εκφρασθεί ως το άθροισμα των ιδιομορφικών συνεισφορών

$$x_i(t) = \sum_{r=1}^{N_m} x_{ir}(t) \quad (5)$$

όπου $x_{ir}(t)$ είναι η 1^η ιδιομορφική μετατόπιση στον i βαθμό ελευθερίας και N_m ο αριθμός των ιδιομορφών του μοντέλου. Η εξίσωση της κίνησης για κάθε ιδιομορφή, η οποία περιέχει τις ιδιομορφικές παραμέτρους που πρόκειται να προσδιοριστούν, περιγράφεται με την ακόλουθη μορφή:

$$\ddot{x}_{ir} + a_r \dot{x}_{ir} + b_r x_{ir} = -[p_{r1}^f \dots p_{rN_m}^f] \underline{\ddot{Z}} \quad (6)$$

όπου οι παράμετροι $a_r = 2\zeta_r \omega_r$ and $b_r = \omega_r^2$ εκφράζονται συναρτήσει της ιδιομορφικής συχνότητας ω_r και του συντελεστή κρίσιμης απόσβεσης ζ_r , ενώ $p_{ij}^f = \phi_r \gamma_{ij}$ είναι ο ενεργός συντελεστής συμμετοχής της ιδιομορφής r , όπου ϕ_r είναι το πλάτος του ιδιοσχήματος της r^{th} ιδιομορφής στον i βαθμό ελευθερίας και $\gamma_{ij} = j^T M R$ είναι ο συνήθης συντελεστής συμμετοχής της r^{th} ιδιομορφής στον j βαθμό ελευθερίας της βάσης. Οι ιδιομορφικές παράμετροι που πρόκειται να προσδιοριστούν είναι τα στοιχεία του μητρώου R , δηλαδή τα a_r , b_r και p_{ij}^f . Αυτές οι παράμετροι συνιστούν τη γενικευμένη παράμετρο $\underline{\theta}$. Οι μετρούμενες ποσότητες είναι η επιτάχυνση στη βάση

της κατασκευής $\ddot{\underline{z}}$ και η απόκριση της απόλυτης επιτάχυνσης $\ddot{\underline{y}}$ σε ένα ή περισσότερα σημεία της κατασκευής.

Οι βέλτιστες τιμές των ιδιομορφικών παραμέτρων είναι εκείνες οι οποίες ελαχιστοποιούν ένα μέτρο της διαφοράς μεταξύ της καταγεγραμμένης απόκρισης και της απόκρισης που προβλέπεται από το ιδιομορφικό μοντέλο. Στο πεδίο του χρόνου, αυτό το μέτρο της διαφοράς δίνεται από την εξίσωση:

$$J(\underline{\theta}) = \sum_{i=1}^{N_R} \sum_{l=1}^N [\hat{y}_i(l \Delta t) - \dot{y}_i(l \Delta t; \underline{\theta})]^2 \quad (7)$$

όπου Δt είναι η περίοδος δειγματοληψίας των ψηφιοποιημένων χρονοσειρών επί επιτάχυνσης, l ο δείκτης χρόνου στο χρόνο $t = l \Delta t$, \hat{y}_i είναι η καταγεγραμμένη επιτάχυνση στο συγκεκριμένο βαθμό ελευθερίας i στον οποίο γίνεται η καταγραφή, και \dot{y}_i είναι η επιτάχυνση η οποία προβλέπεται από το ιδιομορφικό μοντέλο. Στο πεδίο των συχνοτήτων, το μέτρο της διαφοράς δίνεται από την εξίσωση

$$J(\underline{\theta}) = \sum_{i=1}^{N_R} \sum_{l=1}^N [\hat{Y}_i(\omega) - \ddot{Y}_i(\omega; \underline{\theta})]^2 \quad (8)$$

όπου $\hat{Y}_i(\omega)$ είναι ο μετασχηματισμός Fourier της καταγραφείσας επιτάχυνσης, και $\ddot{Y}_i(\omega; \underline{\theta})$ είναι ο μετασχηματισμός Fourier της απόλυτης επιτάχυνσης της απόκρισης, όπως αυτή προβλέπεται από το ιδιομορφικό μοντέλο και η οποία δίνεται από την εξίσωση

$$\begin{aligned} \ddot{Y}_i(\omega; \underline{\theta}) = & [R + \sum_{r=1}^{N_r} \frac{\omega^2 (b_r - \omega^2) - i \omega^3 a_r}{(b_r - \omega^2)^2 + \omega^2 a_r^2} \rho_r^i] \ddot{Z}(\omega) + \\ & + \sum_{r=1}^{N_r} \frac{b_r (b_r - \omega^2) + \omega^2 a_r^2 - i \omega^3 a_r}{(b_r - \omega^2)^2 + \omega^2 a_r^2} v_{ir} + \sum_{r=1}^{N_r} \frac{a_r b_r \omega^2 + i \omega b_r (b_r - \omega^2)}{(b_r - \omega^2)^2 + \omega^2 a_r^2} d_r \end{aligned} \quad (9)$$

όπου $v_{ir} = \dot{x}_{ir}(T) - \dot{x}_{ir}(0)$ and $d_{ir} = x_{ir}(T) - x_{ir}(0)$ for $\dot{x}_{ir}(0) = x_{ir}(0) = 0$.

Σημειώνεται ότι στο παραπάνω μέτρο της διαφοράς υπάρχει η δυνατότητα να εισαχθούν ταυτόχρονα περισσότερες της μία διεγέρσεις βάσεως, και αντίστοιχα πολλαπλές αποκρίσεις (Μέθοδος Πολλαπλών Δεδομένων Εισαγωγής - Πολλαπλών Δεδομένων Απόκρισης- Multiple Input / Multiple Output – MIMO method). Με τον τρόπο αυτό μπορούν να προσδιορισθούν, μέσω της διαδικασίας ελαχιστοποίησης, όλες οι ιδιομορφές που συμμετέχουν στις παραπάνω αποκρίσεις.

6.4. Εφαρμογή της μεθοδολογίας αναγνώρισης στην Υψηλή Καλωδιωτή Γέφυρα του Ευρίπου

Η Μέθοδος Πολλαπλών Δεδομένων Εισαγωγής - Πολλαπλών Δεδομένων Απόκρισης (Multiple Input / Multiple Output **MIMO**) για εξαναγκασμένη δόνηση, προερχόμενη από διέγερση της βάσης, εφαρμόστηκαν και στην περίπτωση της Υψηλής Καλωδιωτής Γέφυρας του Ευρίπου. Τα δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν προήλθαν από την καταγραφή μιας σεισμικής δόνησης μεγέθους $M_s = 4,5$ που έγινε το Μάρτιο 1997 και προερχόταν από απόσταση 50 χιλιομέτρων νοτιοανατολικά της γέφυρας.

Η Υψηλή Γέφυρα είναι συνολικού μήκους 694,5 μέτρων και πλάτους 13,5 μέτρων και έχει δικτυωθεί με 32 αισθητήρες (Σχήματα 2.3 και 2.6). Οι θέσεις των αισθητηρίων επιλέχτηκαν προσεκτικά και με τέτοιο τρόπο ώστε να απεικονίζουν, κατά τον πληρέστερο δυνατό τρόπο, την δυναμική συμπεριφορά της. Έξι (6) αισθητήρες ανίχνευσης της κατακόρυφης κίνησης και δύο (2) για την καταγραφή της εγκάρσιας, καταγράφουν την απόκριση στο μεσαίο άνοιγμα της γέφυρας, ενώ στον καθένα από τους δύο πυλώνες τοποθετήθηκαν έξι (6) αισθητήρες. Υπάρχουν επίσης τέσσερις τριαξονικοί αισθητήρες, δύο (2) στη βάση του κάθε πυλώνα και δύο (2) ελευθέρου πεδίου που μετρούν την τις χρονοσειρές των επιταχύνσεων, απαραίτητων για την εφαρμογή της Μεθόδου **MIMO** για εξαναγκασμένη ταλάντωση. Έγινε κατ'αρχάς μια κατάλληλη επεξεργασία των καταγραφών για την απομάκρυνση των διαφόρων λαθών που επεισέρχονται κατά τη διαδικασία της καταγραφής (φιλτράρισμα με χαμηλοπέρατα και υψιπέρατα φίλτρα) και διόρθωση της βασικής γραμμής (baseline corrections, low pass and high pass filtering). Τα δεδομένα αντιστοιχούν σε ένα ασθενές σεισμικό συμβάν και περιλαμβάνουν πολλαπλές αποκρίσεις στην εγκάρσια, στην κατακόρυφη και στην διαμήκους διεύθυνση σε διάφορες θέσεις στο κατάστρωμα και στους πυλώνες της Γέφυρας.

Στην παρούσα εφαρμογή, η ελαχιστοποίηση των διαφορών ανάμεσα στις πειραματικές μετρήσεις και στα θεωρητικά δεδομένα, για τον υπολογισμό των ιδιομορφικών παραμέτρων της γέφυρας (ιδιοτιμές, ιδιομορφές και αποσβέσεις), επιτεύχθηκε αρχικά με τη χρήση της μεθόδου κλίσεων (gradient-based method) και στη συνέχεια με την χρήση υβριδικού γενετικού αλγορίθμου. Παρατίθεται ακολούθως σύντομη περιγραφή δύο διαφορετικών προσεγγίσεων που εφαρμόστηκαν για αναγνώριση των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών της γέφυρας από τις προαναφερθείσες καταγραφές.



Σχήμα 6.4 Η Υψηλή Γέφυρα του Ευρίπου

Στην πρώτη περίπτωση, η ανάλυση περιλάμβανε ως εισαγωγή (input) τις εδαφικές διεγέρσεις και από τους δώδεκα (12) αισθητήρες στις τέσσερις (4) βάσεις της γέφυρας, οι οποίοι αντιστοιχούν και στις τρεις διευθύνσεις, ενώ ως απόκριση (output) δύο (2) ομάδες καταγεγραμμένες αποκρίσεις, συγκεκριμένα, μια στο αριστερό πυλώνα (με κωδική ονομασία 7-M5RNL), και μία στο δεξί πυλώνα (με κωδική ονομασία 11-M6RNL) κατά τη διαμήκη διεύθυνση (X) της γέφυρας. Οι τιμές των αναγνωρισμένων ιδιοσυχνοτήτων και των συντελεστών απόσβεσης, που εκτιμήθηκαν με τη χρήση της μεθόδου κλίσεων (gradient-based method), δίνονται στον Πίνακα 6.1. Παρατηρεί κανείς ότι η μέθοδος πέτυχε να προσδιορίζει με βεβαιότητα τέσσερις (4) ιδιομορφές της κατασκευής. Βασιζόμενοι στις βέλτιστες εκτιμήσεις των ιδιομορφικών παραμέτρων του πίνακα 6.1, προβλέφθηκε από το μοντέλο μετασχηματισμός Fourier της επιτάχυνσης και συγκρίθηκε με τις υπάρχουσες καταγραφές όπως φαίνεται στο σχήμα 6.2. Στον Πίνακα 6.2 παρουσιάζονται οι υπολογισμένες ιδιομορφές και τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά που προσδιορίστηκαν με τη χρησιμοποίηση της μεθόδου του υβριδικού γενετικού αλγορίθμου. Οι αναγνωρισμένες ιδιομορφές είναι έξι (6). Οι τέσσερις (4) απ' αυτές είναι ίδιες μ' αυτές που προσδιορίστηκαν με τη χρήση της μεθόδου των κλίσεων (gradient-based method), ενώ η πέμπτη ιδιομορφή (στη συχνότητα των 0,88 Hz) είναι μια επιπλέον ιδιομορφή στην χαμηλότερη περιοχή συχνοτήτων, και η οποία διακρίνεται καθαρά στο μετασχηματισμό Fourier της απόκρισης (output). Βασιζόμενοι στις βέλτιστες

εκτιμήσεις των παραμέτρων του πίνακα 6.2, υπολογίσθηκαν, μέσω του ιδιομορφικού μοντέλου, οι χρονοσειρές των επιταχύνσεων και ο μετασχηματισμός τους κατά Fourier και συγκρίθηκαν με τις υπάρχουσες καταγραφές. Οι συγκρίσεις δίνονται στο σχήμα 6.2 για τους μετασχηματισμούς Fourier και στο σχήμα 6.3 για τις χρονοσειρές. Είναι προφανές το συμπέρασμα ότι ενώ και οι δύο μέθοδοι αναγνωρίζουν με επιτυχία τέσσερις (4) κοινές ιδιομορφές της υπό μελέτη γέφυρας, εντούτοις η μέθοδος του υβριδικού γενετικού αλγορίθμου αναγνωρίζει μια επιπλέον ιδιομορφή στη χαμηλότερο περιοχή των συχνοτήτων και έτσι εμφανίζεται πιο αποτελεσματική στην ταύτιση των προβλέψεών της με αυτές των καταγραφών. Και οι δύο μέθοδοι απαιτούν ένα συγκεκριμένο βαθμό συμμετοχής από την πλευρά του χρήστη. Στη μέθοδο των κλίσεων (gradient-based method), ο χρήστης πρέπει να παρέχει το αλγόριθμο με τις καλύτερες δυνατές αρχικές εκτιμήσεις των παραμέτρων καθώς επίσης και την περιοχή συχνοτήτων στην οποία θα γίνει η διαδικασία βελτιστοποίησης. Στη μέθοδο υβριδικού γενετικού αλγορίθμου, ο χρήστης ορίζει ένα πεδίο τιμών στο οποίο οι παράμετροι μπορούν να κυμαίνονται, ενώ χρειάζεται επίσης να ορισθεί και η περιοχή συχνοτήτων για τη διαδικασία βελτιστοποίησης.

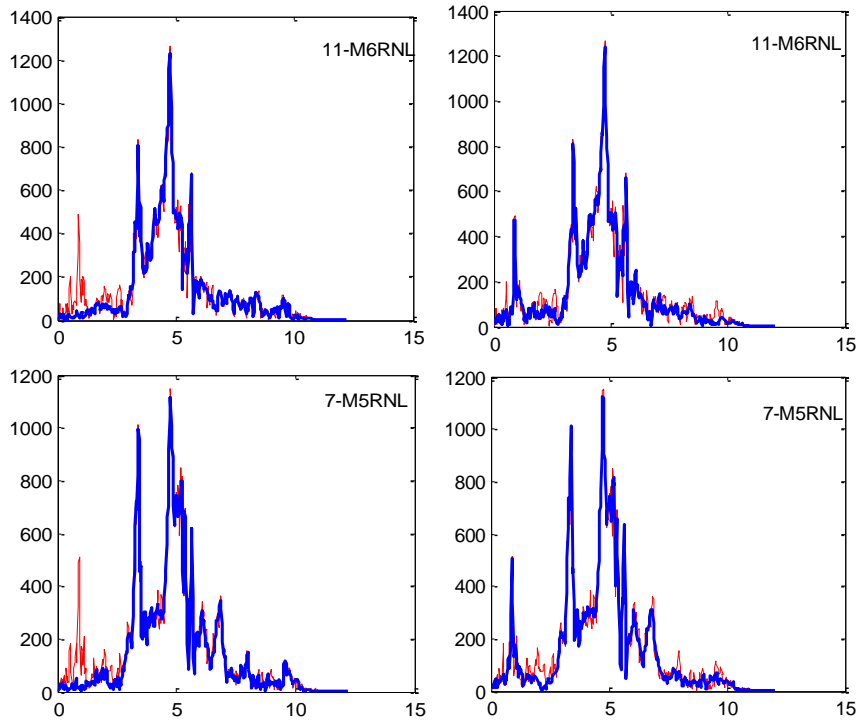
Στην δεύτερη περίπτωση, η ανάλυση περιλαμβάνει τις διεγέρσεις εδάφους και από τους δώδεκα (12) αισθητήρες στη βάση της γέφυρας, οι οποίοι αντιστοιχούν σε όλες διευθύνσεις, και τέσσερις (4) καταγεγραμμένες αποκρίσεις στους αισθητήρες 7-M5RNL, 14-M5TSL, 11-M6TNL και 14-M5TNL που βρίσκονται στους πυλώνες στη διεύθυνση X όπως φαίνεται στο σχήμα 6.4. Οι καταγραφές με την κωδική ονομασία 7-M5RNL και 11-M6TNL προέρχονται από τα βάθρα στο επίπεδο του καταστρώματος της γέφυρας, ενώ οι καταγραφές με την κωδική ονομασία 14-M5TSL και 14-M5TNL προέρχονται από την κορυφή του δεξιού πυλώνα. Η βελτιστοποίηση επιτυγχάνεται εδώ χρησιμοποιώντας τη μέθοδο υβριδικού γενετικού αλγορίθμου και οι αναγνωρισμένες δυναμικές ιδιότητες της κατασκευής παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.3. Βασίζόμενοι στις βέλτιστες εκτιμήσεις των ιδιομορφικών παραμέτρων, υπολογίσθηκαν οι χρονοσειρές των επιταχύνσεων και ο μετασχηματισμός τους κατά Fourier και συγκρίθηκαν με τις υπάρχουσες καταγραφές. Οι συγκρίσεις, που παρουσιάζονται στα σχήματα 6.4 και 6.5, παρουσιάζουν μια πολύ καλή ταύτιση των προβλέψεων του ιδιομορφικού μοντέλου με τις πειραματικές μετρήσεις σε όλη την περιοχή συχνοτήτων.

Πίνακας 6.1. Προσδιορισμός των παραμέτρων συστήματος με βάση δύο αποκρίσεις στη διεύθυνση X και με τη χρήση της μεθόδου QUASI NEWTON

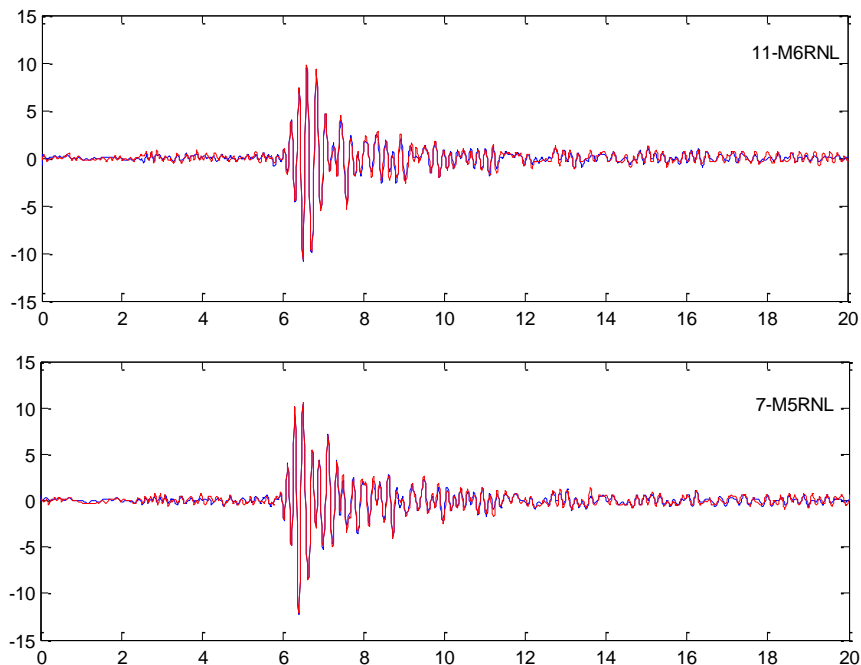
<i>Αλγόριθμος QUASI NEWTON 7-M5RNL & 11-M5RNL</i>		
<i>Ιδιομορφή</i>	<i>Συχνότητα (Hz)</i>	<i>συντελεστής απόσβεσης (%)</i>
1	3.4215	0.7151
2	4.7427	2.6941
3	5.2806	0.6642
4	5.6928	0.9914
5	7.0464	2.6434

Πίνακας 6.2. Προσδιορισμός των παραμέτρων συστήματος με βάση τις δύο αποκρίσεις στη διεύθυνση X και με τη χρήση της μεθόδου του υβριδικού γενετικού αλγορίθμου

<i>ΥΒΡΙΔΙΚΟΣ ΓΕΝΕΤΙΚΟΣ ΑΛΓΟΡΙΘΜΟΣ 7-M5RNL & 11-M5RNL</i>			
<i>Ιδιομορφή</i>	<i>Συχνότητα (Hz)</i>	<i>Συντελεστής απόσβεσης (%)</i>	<i>Συνάρτηση λάθους $E(\theta)$ (%)</i>
1	0.8815	0.9556	60.3355
2	3.4202	0.8194	41.1572
3	4.7299	1.9659	28.0064
4	5.2349	0.7439	15.8182
5	5.6989	0.8410	12.5967
6	6.6500	4.8280	3.4764



Σχήμα 6.2. Σύγκριση των μετασχηματισμών Fourier των καταγεγραμμένων επιταχύνσεων και των προβλέψεων του ιδιομορφικού μοντέλου για τις θέσεις 7-M5RNL & 11-M6RNL με τη χρήση της μεθόδου του υβριδικού γενετικού αλγορίθμου (δεξιά στήλη).



Σχήμα 6.3. Σύγκριση των χρονοσειρών της επιτάχυνσης των καταγραφών και των προβλέψεων του ιδιομορφικού μοντέλου για τις θέσεις 11-M6RNL και 7-M5RNL με τη χρήση της μεθόδου του υβριδικού γενετικού αλγορίθμου.

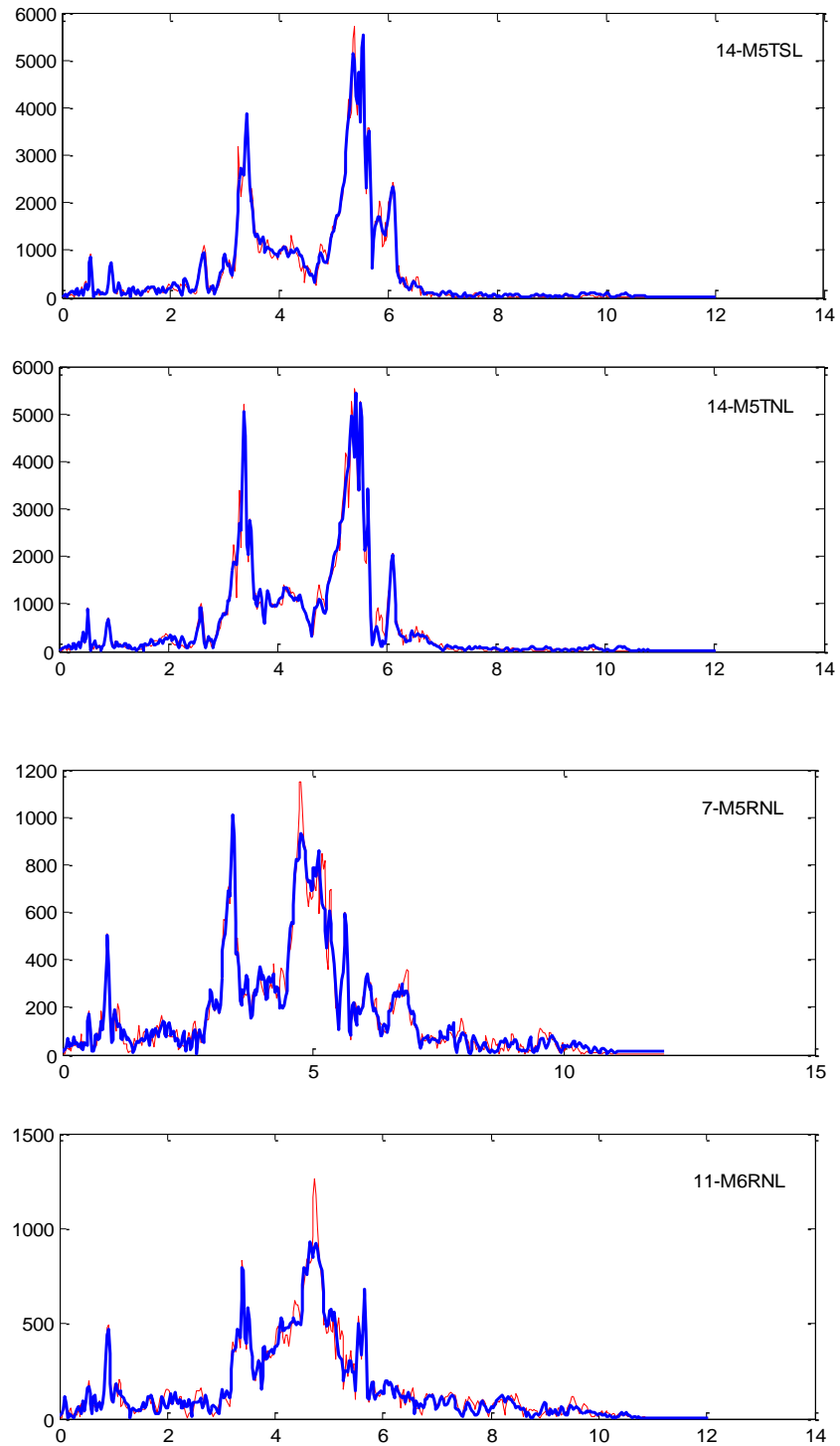
Πίνακας 6.3 Προσδιορισμός των παραμέτρων συστήματος με βάση τις τέσσερις αποκρίσεις στη διεύθυνση X και χρήση της μεθόδου του υβριδικού γενετικού αλγορίθμου.

ΥΒΡΙΔΙΚΟΣ ΓΕΝΕΤΙΚΟΣ ΑΛΓΟΡΙΘΜΟΣ

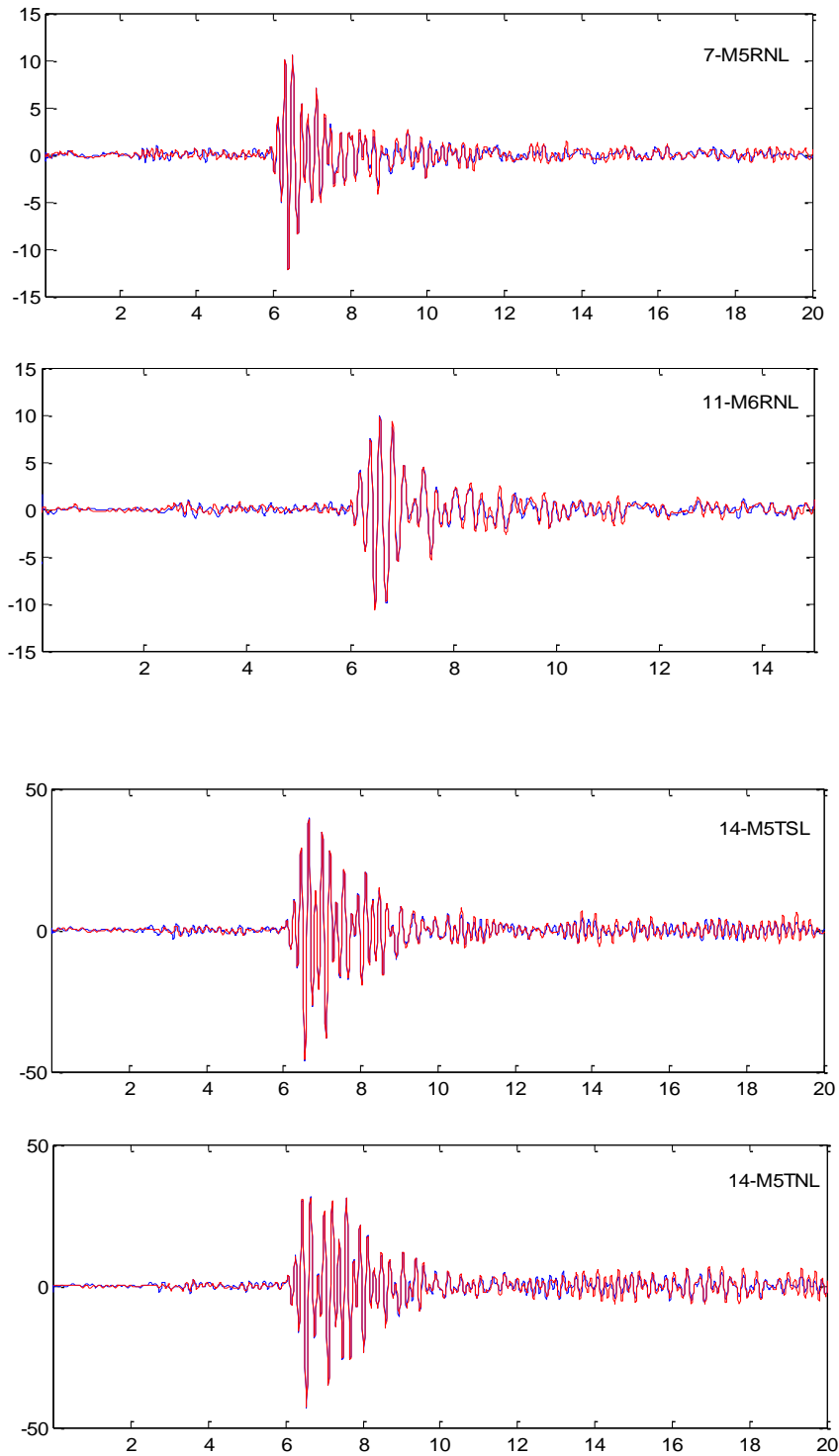
12 input & 4 output

<i>Ιδιομορφή</i>	<i>Συχνότητα (Hz)</i>	<i>Συντελεστής απόσβεσης (%)</i>	<i>Συνάρτηση λάθους $E(\theta)$ (%)</i>
1	2.7637	1.6149	152.0108
2	0.8588	1.5015	122.5789
3	3.4234	0.8960	91.9919
4	5.5214	1.1464	32.7865
5	5.6752	0.3351	14.9872
6	6.1019	0.9798	9.5502

Από τους πίνακες 6.2 και 6.3 προκύπτει προφανώς το συμπέρασμα ότι οι ιδιομορφές 1, 2, 5 που είχαν αναγνωρισθεί στην πρώτη περίπτωση αναγνωρίστηκαν επίσης και στην δεύτερη περίπτωση ως ιδιομορφές 1, 3, 5. Οι αποκρίσεις από επιπλέον θέσεις της γέφυρας που χρησιμοποιήθηκαν στην δεύτερη περίπτωση περιέχουν πληροφορίες για διαφορετικές ενεργοποιημένες ιδιομορφές της κατασκευής, με αποτέλεσμα να αναγνωρισθούν και οι ιδιομορφές 2, 4, 6. Στην πρώτη περίπτωση στάθηκε αδύνατη η αναγνώριση των επιπλέον ιδιομορφών καθώς η πληροφορία γι' αυτές ήταν περιορισμένη στις δύο καταγεγραμμένες αποκρίσεις. Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα από τους παραπάνω πίνακες είναι φανερό ότι η ακρίβεια των κοινών ιδιομορφών που αναγνωρίστηκαν είναι ικανοποιητική ενώ οι τιμές των προσδιορισμένων συντελεστών απόσβεσης εμφανίζουν μεγαλύτερη διασπορά σε σύγκριση με αυτές των προσδιορισμένων συχνοτήτων.



Σχήμα 6.4. Σύγκριση μεταξύ των καταγραφών και των προβλέψεων του ιδιομορφικού μοντέλου για τέσσερις θέσεις. (μετασχηματισμοί Fourier των επιταχύνσεων)



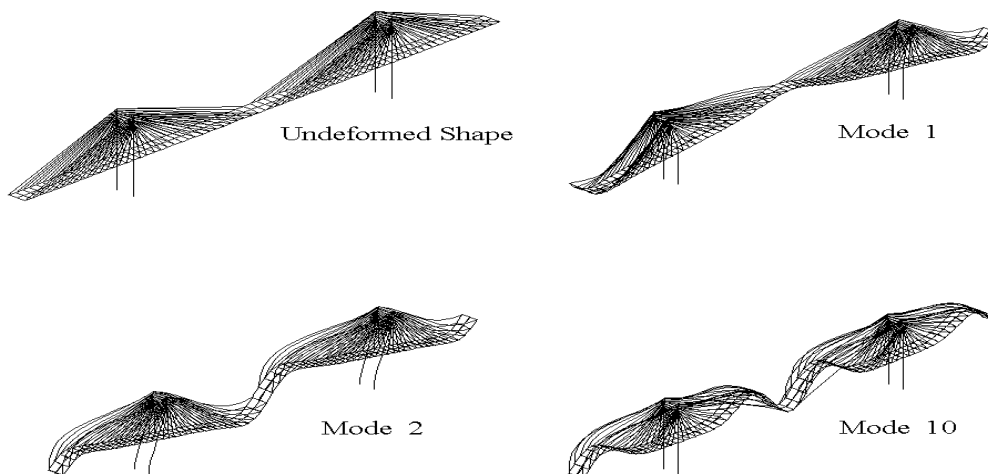
Σχήμα 6.5. Σύγκριση μεταξύ των καταγραφών και των προβλέψεων του ιδιομορφικού μοντέλου για τέσσερις (4) θέσεις. (χρονοσειρές των επιταχύνσεων)

7. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΣΕ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΟΥΣ ΣΕΙΣΜΟΥΣ

7.1 Αναλυτικά προσομοιώματα της γέφυρας

Ένας από τους στόχους του προγράμματος είναι η διερεύνηση της δυναμικής απόκρισης της γέφυρας σε πραγματικά σεισμικά συμβάντα. Για τον λόγο αυτό, μετά τον πειραματικό προσδιορισμό των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών του φορέα (κεφάλαιο 4), έγινε κατάλληλη επιλογή χαρακτηριστικών σεισμικών διεγέρσεων από την ευρύτερη περιοχή του φορέα, καθώς και ενός καταστρεπτικού σεισμού του Ελληνικού χώρου, με στόχο τον αναλυτικό υπολογισμό της δυναμικής απόκρισης της γέφυρας.

Τα αποτελέσματα των αναλυτικών διερευνήσεων συγκρίνονται με τις υφιστάμενες πραγματικές καταγραφές της απόκρισης με στόχο τη βελτιστοποίηση των μοντέλων πεπερασμένων στοιχείων της γέφυρας που αναπτύχθηκαν από το Ινστιτούτο και την πιο αξιόπιστη πρόβλεψη της δυναμικής απόκρισης της κατασκευής εξαιτίας ενός ισχυρού σεισμού. Επίσης τα βελτιωμένα μοντέλα, σε συνδυασμό με τις πραγματικές καταγραφές θα επιτρέψουν τη μελέτη της επιρροής πρόσκαιρων αλλαγών στη δυσκαμψία των πρωτεύοντων και δευτερευόντων δομικών στοιχείων στη δυναμική απόκριση της γέφυρας



Σχήμα 7.1 Τρισδιάστατο μοντέλο της γέφυρας και χαρακτηριστικές ιδιομορφές

Το τρισδιάστατο μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία φαίνεται στο Σχήμα 7.1. Η ιδιομορφική ανάλυση του φορέα με το πρόγραμμα SAP2000, έδωσε για τις 10 πρώτες ιδιοτιμές τα αποτελέσματα που φαίνονται στον Πίνακα 7.1. Στο Σχήμα 7.1 παρουσιάζονται επίσης ορισμένες χαρακτηριστικές ιδιομορφές. Σημειώνεται ότι τα αναλυτικά αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης ευρίσκονται σε καλή συμφωνία με τα αντίστοιχα που προέκυψαν από τις καταγραφές του ειδικού δικτύου (βλέπε κεφάλαιο 6 και Lekidis και άλλοι 1998).

Πίνακας 7.1 Ιδιοτιμές και συντελεστές ιδιομορφικής συμμετοχής

Ιδιοτιμή	Περίοδος (sec)	UX	UY	UZ
1	2.763790	-0.027249	4.53E-05	-22.688358
2	2.600826	72.302830	0.000239	-0.006605
3	2.282575	-2.51E-06	-89.182061	2.53E-05
4	1.811659	-83.045079	6.11E-05	0.003249
5	1.556144	8.83E-05	7.826857	-0.000183
6	1.420366	1.11E-05	-0.443822	0.001196
7	1.306252	0.006232	-0.000695	24.748342
8	1.242427	0.000100	25.815171	0.001081
9	1.117267	6.592468	0.001409	7.35E-05
10	1.065136	5.40E-05	0.000643	57.695471

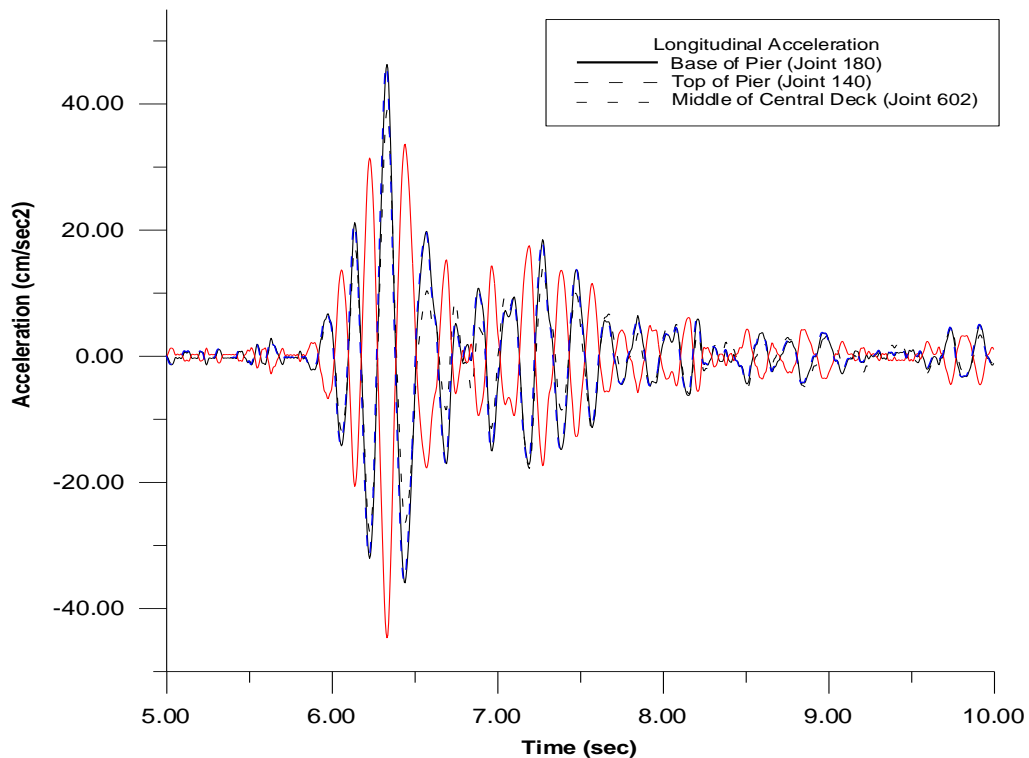
7.3. Διερεύνηση της απόκρισης της γέφυρας σε σεισμό μέσης απόστασης

Αρχικά πραγματοποιήθηκε μία ανάλυση χρησιμοποιώντας ως διέγερση την διαμήκη συνιστώσα ενός μικρού μεγέθους σεισμού που έλαβε χώρα σε απόσταση 23.2 km από την γέφυρα. Ο σεισμός είχε μέγεθος $M_w=4.3$ και καταγράφηκε στις 22/5/1998. Στο Σχήμα 7.2 παρουσιάζονται η διέγερση καθώς και οι αποκρίσεις χαρακτηριστικών σημείων της γέφυρας και συγκεκριμένα της κορυφής του πυλώνα και του μέσου του καταστρώματος.

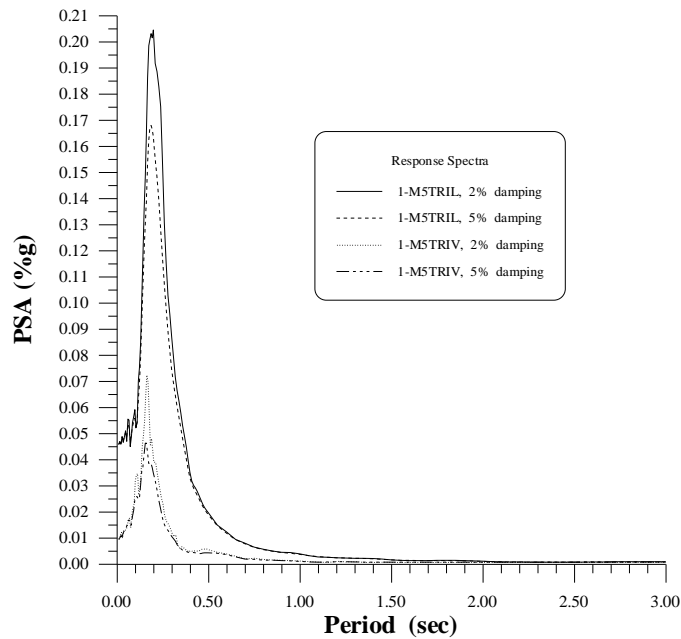
Όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.2, η μέγιστη τιμή της διαμήκουσ διέγερσης είναι 44.65 cm/sec^2 στην βάση του πυλώνα ενώ η μέγιστη τιμή της απόκρισης της κορυφής του πυλώνα είναι 43.9 cm/sec^2 . Η διάρκεια της ταλάντωσης ($>0,008\text{g}$) είναι περίπου 3.0

sec τόσο για την διέγερση όσο και για την απόκριση στην κορυφή του πυλώνα. Στο μέσον του καταστρώματος η μέγιστη τιμή της οριζόντιας απόκρισης είναι 46.28 cm/sec².

Στο Σχήμα 7.3 παρουσιάζεται το φάσμα απόκρισης της διέγερσης, το οποίο παρουσιάζει μέγιστη τιμή στα 0.20 sec. Όπως φαίνεται από το φάσμα, στο εύρος των περιόδων που αντιστοιχούν στις πρώτες ιδιομορφές της γέφυρας, οι τιμές της ψευδοεπιτάχυνσης είναι σημαντικά χαμηλότερες από τη μέγιστη εδαφική τιμή. Επιβεβαιώνεται έτσι το γνωστό γεγονός (Newmark & Hall, 1987) ότι η σεισμική επιπόνηση κατασκευών με μεγάλη (> 1sec) θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, δεν μπορεί να προβλεφθεί με ακρίβεια από το φάσμα απόκρισης της διέγερσης. Για τον λόγο αυτό, και κατά τον καθορισμό φασμάτων σχεδιασμού, έχουν προταθεί τροποποιήσεις στην περιοχή υψηλών περιόδων, λόγω αβεβαιοτήτων που πηγάζουν από το συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων και επειδή οι φασματικές τιμές δεν είναι επαρκώς συντηρητικές για τις χαμηλότερες ιδιομορφές. Έτσι έχει προταθεί η κατά 50% αύξηση των ψευδοεπιταχύνσεων για ιδιοπερίοδο 2.0 sec (ATC-3-06 1984, Newmark & Hall, 1987).



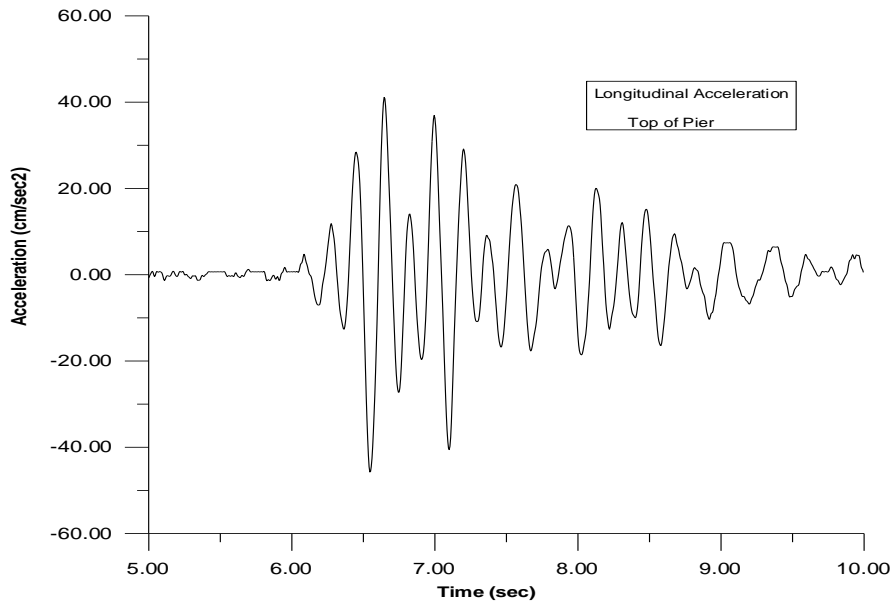
Σχήμα 7.2 Διαμήκης διέγερση και υπολογισθείσα απόκριση κορυφής πυλώνα και μέσου καταστρώματος



Σχήμα 7.3 Φάσμα απόκρισης της σεισμικής διέγερσης της 22/5/98

Προκειμένου να ελεγχθεί η αξιοπιστία της ανάλυσης, πρέπει τα αναλυτικά αποτελέσματα να συγκριθούν με τις αντίστοιχες πραγματικές καταγραφές του δικτύου των επιταχυνσιογράφων της γέφυρας. Στο Σχ. 7.4 φαίνεται η καταγραφείσα απόκριση της κορυφής του πυλώνα για την ίδια διέγερση. Παρατηρούμε ότι υπάρχει ικανοποιητική προσέγγιση, με την πειραματική απόκριση να είναι παρόμοια με την αναλυτική όσον αφορά την μέγιστη τιμή και τη διάρκεια της απόκρισης. Στο σημείο αυτό πρέπει επίσης να επισημανθεί ότι η καταγραφείσα απόκριση οφείλεται στην τρισδιάστατη (και όχι μόνο διαμήκη) διέγερση του φορέα.

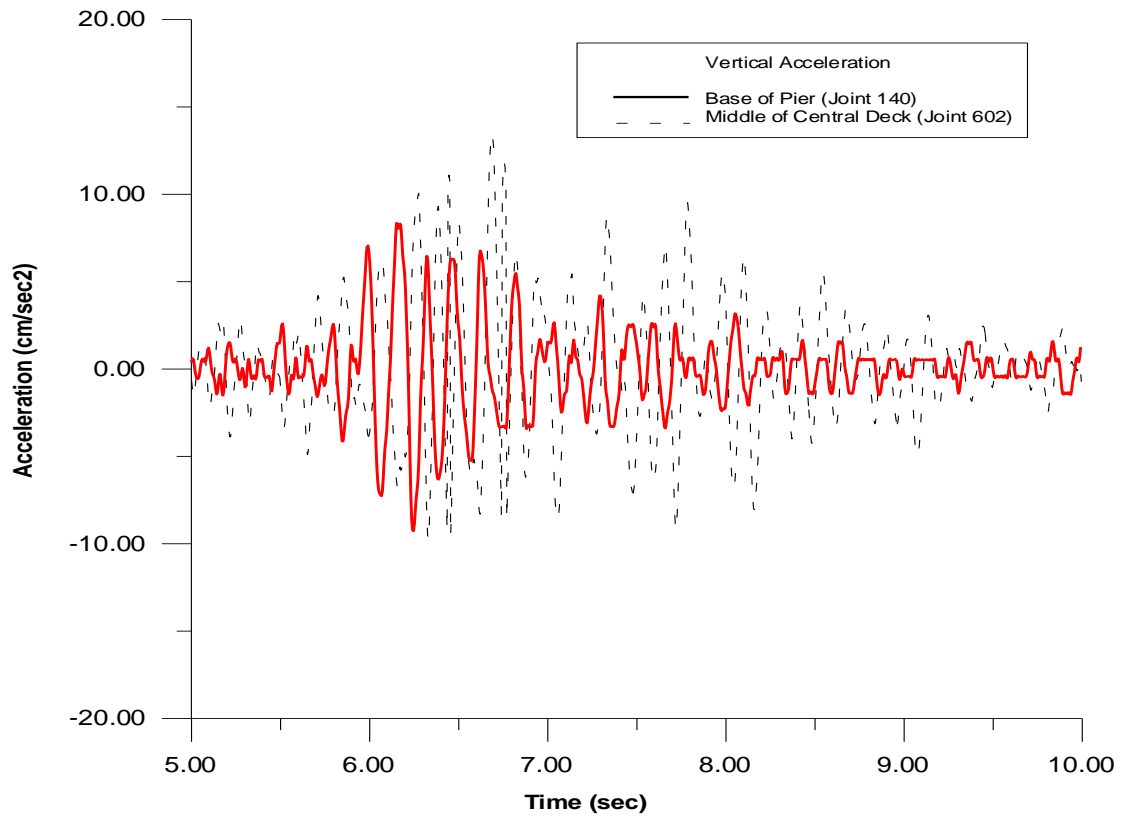
Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε ανάλογη ανάλυση της κατασκευής, αλλά για την κατακόρυφη συνιστώσα της ίδιας σεισμικής διέγερσης. Στο Σχήμα 7.5 απεικονίζονται η κατακόρυφη διέγερση και η αντίστοιχη απόκριση του μέσου του καταστρώματος. Παρατηρείται σημαντική ενίσχυση της απόκρισης για την κατακόρυφη διεύθυνση, σε αντίθεση με ό,τι παρατηρήθηκε για την απόκριση κατά την οριζόντια διεύθυνση.



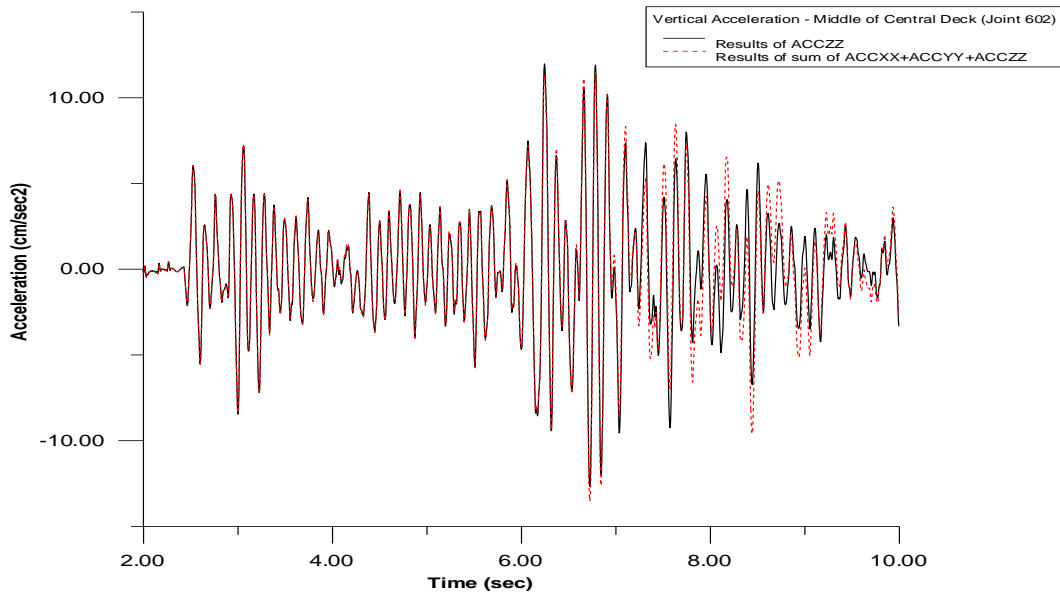
Σχήμα 7.4 Σεισμός 22/5/1998: Καταγραφείσα διαμήκης απόκριση της κορυφής του πυλώνα

Είναι γνωστό ότι οι πειραματικές μετρήσεις στην ανωδομή προκύπτουν από την τρισδιάστατη διέγερση των πυλώνων της γέφυρας. Για τον σκοπό αυτό έγινε επαλληλία για τις τρεις συνιστώσες του σεισμού στη βάση του πυλώνα για να προκύψει η επιρροή των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού στην κατακόρυφη απόκριση του μέσου του καταστρώματος (Σχήμα 7.6). Παρατηρούμε ότι οι οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού ελάχιστα έως καθόλου μεταβάλλουν την τελική τιμή της κατακόρυφης επιτάχυνσης.

Τόσο οι αναλύσεις που διεξήχθησαν, όσο και οι καταγραφές της απόκρισης της γέφυρας κατέδειξαν ότι η σεισμική διέγερση της 22/5/98 δεν επηρέασε σημαντικά τον φορέα. Αυτό οφείλεται κατά κύριο λόγο στο υψηλό (>3 Hz) συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης, τυπικό χαρακτηριστικό των περισσότερων σεισμών από μέσες αποστάσεις ($20 \text{ km} < d < 50 \text{ km}$). Αντιθέτως, ένας μικρής έντασης σεισμός, που καταγράφηκε παλαιότερα από απόσταση 50 km, επηρέασε περισσότερο τις πρώτες ιδιομορφές της γέφυρας και οι συντελεστές ενίσχυσης της απόκρισης της κατασκευής ήταν σημαντικά υψηλότεροι.



Σχήμα 7.5 Κατακόρυφη διέγερση και υπολογισθείσα απόκριση του μέσου του καταστρώματος

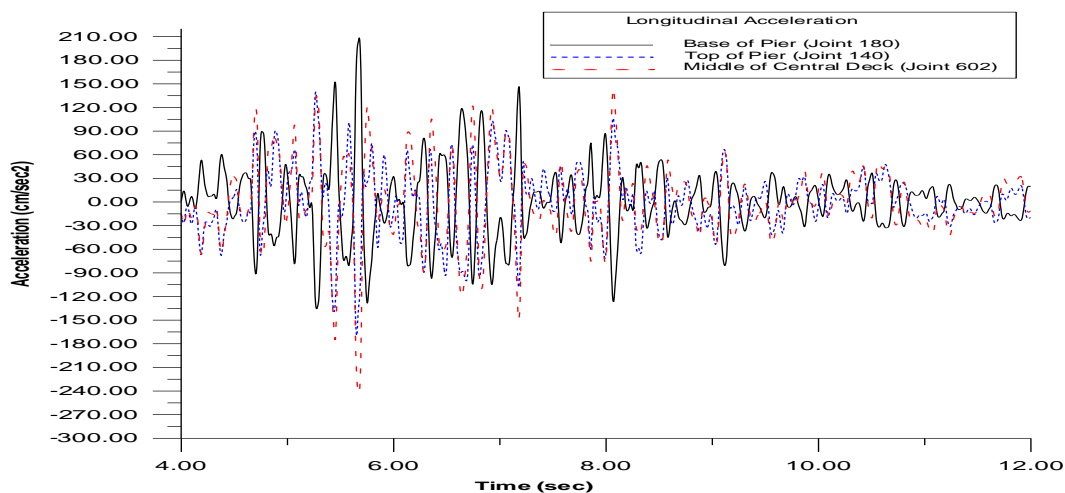


Σχήμα 7.6 Υπολογισθείσα κατακόρυφη διέγερση μέσου καταστρώματος με και χωρίς την επιρροή των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού

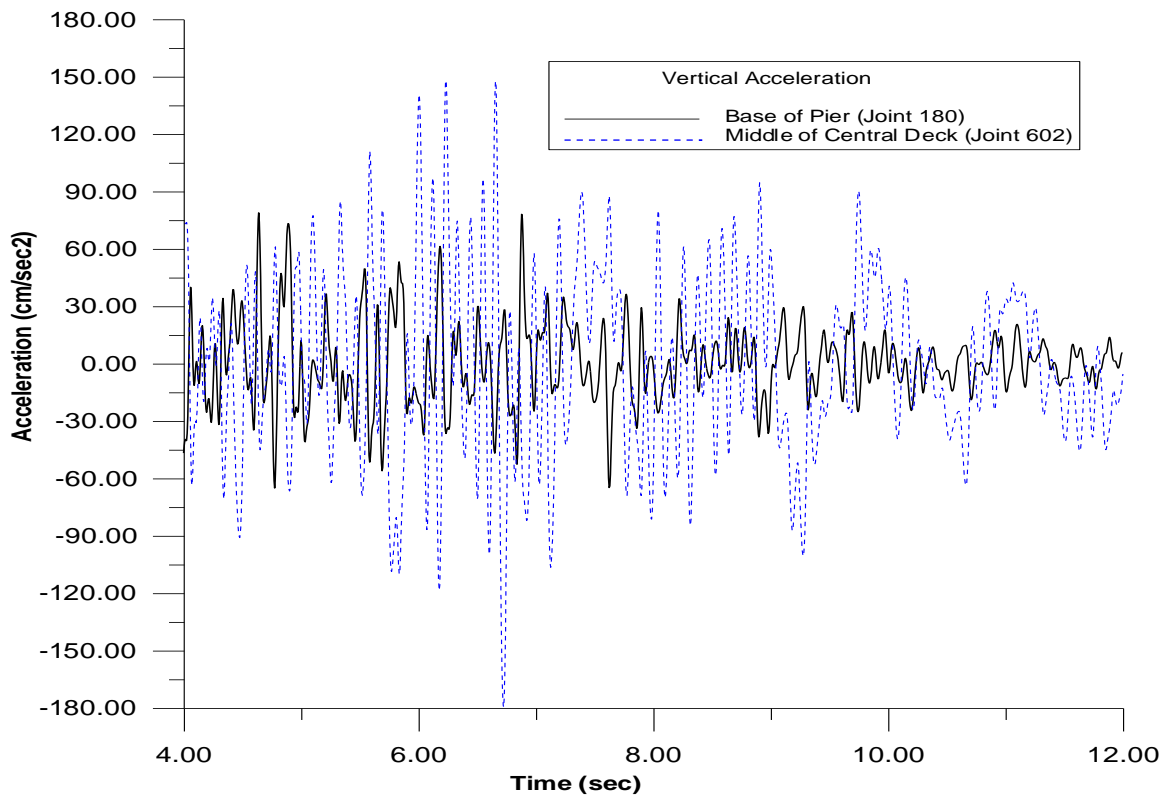
7.3. Διερεύνηση της απόκρισης της γέφυρας σε ισχυρό σεισμό

Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή, κατά τη διάρκεια της λειτουργίας του το δίκτυο των επιταχυνσιογράφων δεν κατέγραψε κάποια ιδιαίτερα ισχυρή σεισμική διέγερση. Προκειμένου να ερευνηθεί περαιτέρω η δυναμική συμπεριφορά της γέφυρας έγινε η υπόθεση ότι το σεισμικό ρήγμα της Αταλάντης (ρήγμα μήκους 55 km σε απόσταση 30 km ΒΔ της γέφυρας) μπορεί να δώσει ανάλογο σεισμό με αυτόν της Κοζάνης (που προκλήθηκε από το ρήγμα του Ρυμνίου μήκους 30 km), καθόσον το σεισμοτεκτονικό περιβάλλον είναι παρόμοιο και στις δύο περιπτώσεις. Ο σεισμός αυτός έλαβε χώρα στη Δυτική Μακεδονία στις 13/5/1995 και προκάλεσε σημαντικές ζημιές σε πόλεις και χωριά σε ακτίνα 30-40 km από το επίκεντρο. Στο Σχήμα 7.7 παρουσιάζονται η διαμήκης συνιστώσα του σεισμού καθώς επίσης και οι υπολογισθείσες αποκρίσεις της κορυφής του πυλώνα και του μέσου του καταστρώματος.

Στο Σχήμα 7.8 παρουσιάζονται αντίστοιχα η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού και η υπολογισθείσα απόκριση του μέσου του καταστρώματος. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης δείχνουν ότι η συμπεριφορά της γέφυρας, όσον αφορά τη δυναμική της απόκριση, είναι ανάλογη με αυτή που καταγράφηκε αλλά και υπολογίστηκε για τον σεισμό της 22/5/1998.



Σχήμα 7.7 Διαμήκης διέγερση και υπολογισθείσα απόκριση κορυφής πυλώνα και μέσου καταστρώματος



Σχήμα 7.8 Κατακόρυφη διέγερση και υπολογισθείσα απόκριση του μέσου του καταστρώματος

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ- ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων, που προκύπτουν από τις αναλυτικές μεθόδους και των καταγραφών, είναι δυνατή η βελτίωση των αναλυτικών προσομοιωμάτων της Γέφυρας με αποτέλεσμα μία πιο ρεαλιστική μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς της. Ακόμη με την σύγκριση μεταξύ αναλυτικών και πειραματικών δυναμικών χαρακτηριστικών είναι δυνατόν να προκύψει μία πιο ακριβής και αξιόπιστη πρόβλεψη της συμπεριφοράς της γέφυρας σε περίπτωση σεισμού.

Στην παρούσα 3^η και Τελική Έκθεση παρουσιάζονται τα μέχρι σήμερα αποτελέσματα της αναλυτικής και πειραματικής μελέτης της δυναμικής συμπεριφοράς της Υψηλής Γέφυρας του Ευρίπου.

Παρουσιάζονται καταρχάς τα σεισμολογικά δεδομένα από σειρά σεισμικών συμβάντων που καταγράφηκαν κατά την διάρκεια του προγράμματος, και που θα χρησιμοποιηθεί για την περαιτέρω διερεύνηση της απόκρισης της γέφυρας.

Κατόπιν γίνεται πειραματικός υπολογισμός των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών του φορέα με βάση την καταγραφή της απόκρισης του σε πραγματικό σεισμικό συμβάν, κάνοντας χρήση ειδικής μεθοδολογίας αναγνώρισης συστήματος.

Τέλος διερευνήθηκε αναλυτικά η συμπεριφορά της γέφυρας σε πραγματικούς σεισμούς. Έγινε ανάλυση της χρονικής απόκρισης του φορέα για μικρής έντασης σεισμική διέγερση από μέση απόσταση, και τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν με τις καταγραφείσες τιμές σε διάφορα σημεία της γέφυρας. Υπάρχει ικανοποιητική συμφωνία των δύο προσεγγίσεων, όσον αφορά τη διάρκεια και τις μέγιστες τιμές της απόκρισης. Μελετήθηκε επίσης και η συμπεριφορά της γέφυρας για έναν πραγματικό ισχυρό σεισμό, με χαρακτηριστικά ανάλογα αυτών που αναμένονται στη θέση του έργου.

Από τις μέχρι σήμερα διερευνήσεις, η γέφυρα του Ευρίπου δεν φαίνεται να είναι ιδιαίτερα τρωτή από σεισμικές διεγέρσεις μέσης απόστασης, καθόσον στις περισσότερες περιπτώσεις το συχνотικό τους περιεχόμενο είναι υψηλό, μακριά από τις πρώτες ιδιομορφές της γέφυρας. Το συμπέρασμα αυτό αποκτά ιδιαίτερη σημασία

για το έργο, λόγω της γειννίαςσης του με το γνωστό ρήγμα της Αταλάντης, πιθανή πηγή ισχυρών σεισμών.

Η επιρροή της τοπικής γεωλογίας στη σεισμική κίνηση αφορά κυρίως το βάρθο M5 όπου παρατηρούνται οι μεγαλύτερες ενισχύσεις για μεγαλύτερο εύρος περιόδων, γεγονός που σχετίζεται ποιοτικά και με τις υπάρχουσες γεωλογικές και γεωτεχνικές πληροφορίες για την περιοχή

Η επιρροή της τοπικής γεωλογίας στη σεισμική κίνηση δεν φαίνεται να επηρεάζει τα χαρακτηριστικά της σεισμικής απόκρισης της γέφυρας και αντιστρόφως διότι η όποια ενίσχυση της σεισμικής κίνησης παρατηρείται σε συχνότητες μεγαλύτερες από εκείνες των 10 πρώτων ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής. Για την τεκμηρίωση των προκαταρκτικών αυτών συμπερασμάτων θα πρέπει στα πλαίσια της μελλοντικής έρευνας να χρησιμοποιηθούν και αναλυτικές μέθοδοι προσομοίωσης της επιρροής της τοπικής γεωλογίας στη σεισμική κίνηση.

Ακόμη είναι πολύ χρήσιμο ότι εντοπίστηκε ικανός αριθμός σεισμών από κοντινά ρήγματα, πράγμα το οποίο καθιστά απαραίτητη την εγκατάσταση πρόσθετου εδαφικού δικτύου καταγραφής υψηλής ανάλυσης.

Τόσο οι διεξαχθείσες αναλύσεις, όσο και οι καταγραφές της χρονικής απόκρισης του φορέα, καταδεικνύουν ότι δεν είναι δυνατή η ακριβής περιγραφή της σεισμικής επιπόνησης για κατασκευές μεγάλης (> 1 sec) περιόδου, κάνοντας χρήση μόνο φασμάτων απόκρισης της σεισμικής διέγερσης. Για τον λόγο αυτό απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή κατά τη μελέτη-ανάλυση ευκάμπτων κατασκευών, όταν αυτή γίνεται μόνο με χρήση της μεθόδου της φασματικής απόκρισης. Θα ήταν επιθυμητή, καθώς συσσωρεύεται συνεχώς νέα γνώση και ιδιαίτερα για τον σχεδιασμό ειδικών έργων, η ανάπτυξη φασμάτων σχεδιασμού κατασκευών αντιπροσωπευτικών των σεισμικών διεγέρσεων από κοντινά πεδία (near field), καθώς και από μέσες και μακρινές αποστάσεις.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Οι συγγραφείς θα ήθελαν να ευχαριστήσουν τον ΟΑΣΠ, με τη χρηματοδότηση του οποίου υλοποιείται το παρόν ερευνητικό πρόγραμμα, και το Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ. για την γενικότερη οικονομική του βοήθεια για την αγορά/εγκατάσταση και συντήρηση του ειδικού δικτύου της γέφυρας του Ευρίπου. Η συνεισφορά του τεχνικού προσωπικού του ΙΤΣΑΚ στην αποτελεσματική και αδιάλειπτη συντήρηση του δικτύου πρέπει επίσης να σημειωθεί. Τέλος, ευχαριστίες οφείλονται και προς τον μελετητή της γέφυρας, κ. Σ. Σταθόπουλο, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό, για την παροχή δεδομένων σχετικών με τα δομικά στοιχεία της γέφυρας και άλλων χρήσιμων πληροφοριών.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ATC-3-06 (1984)
Tentative Provisions for the development of seismic regulations for buildings, Applied Technological Council (second printing)
- Beck, J.L (1978)
Determining models of structures from earthquake records, Report No. EELRL 78-01, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, CA.
- Broquet, B. & Bruhwiler, E. (1999)
In situ and model tests and numerical analysis of a curved cable-stayed bridge, Int. Journal of Structural Engineering, 1, pp 57-62.
- Ewins, D.J. (1995)
Modal Testing: Theory and Practice, Research Studies Press Ltd, England.
- Ewins, D.J. & Griffin, J. (1981)
A State-of-the-art assessment of mobility measurement techniques- results for the mid-range structures, J. of Sound and Vibration 78 (2), 197-222.
- Gates, J. & Smith, M. (1984)
Results of ambient vibration testing of bridges, Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, IV, 873-880.
- Haibach, E. (1986)
Measurement and interpretation of dynamic loads on bridges, Technical Steel Research, Synthesis Report to C.E.C.
- Hong, K.S. & Yun, C.B. (1993)
Improved method for frequency domain identifications of structures, J. of Engineering Structures 15(3), 179-188.
- Imai, H., Yun, C.B., Maruyama, O. & Shinozuka, M. (1989)
Fundamentals of system identification in structural dynamics, Technical Report NCEER -89-0008.
- Johanson, R. (1993)
System modeling and identification, Prentice-Hall.
- Kiouis, P. & Karabinis, A. (1994)
Dynamic characteristics of bridges. Proc.of the 11th Greek Concrete Conference, Corfu, Greece, Tech. Chamber of Greece (in Greek).

- Lee, C.G. & Yun, C.B. (1991)
Parameter identification of linear structural dynamic systems, *Computers and Structures* 40(6), 1475-1487.
- Lekidis, V. A., Karakostas, C.Z. & Talaslidis, D.G. (1998)
Dynamic Characteristics of the Cable-Stayed Bridge on Evripos Channel, Greece, *Proceedings 11th European Conference on Earthquake Engineering*, CNIT, Paris, France, September 6-11 1998 (in CD-ROM)
- McVerry, G.H. (1980)
Structural Identification in the Frequency Domain from Earthquake Records, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1980; 8: 161-80.
- Newmark, N. M. & Hall W. J. (1987)
Earthquake spectra and design, Dpt. of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Earthquake Engineering Research Institute.
- Paultre, P., Chaallal, O. & Proulx, J. (1992)
Dynamics and dynamic amplification factors- A review of analytical and experimental findings, *Canadian Journal of Civil Engineering* 19(2), 260-278.
- Paultre, P., Proulx, J. & Talbot, M. (1995)
Dynamic testing procedures for highway bridges using traffic loads, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers (ASCE) 121(2), 362-376.
- Werner, S.D., Beck, J.L., Levine, M.B. (1987)
Seismic Response Evaluations of Meloland Road Overpass Using 1979 Imperial Valley Earthquake Records, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1987; 15: 249-74.
- Yun, C.B. & Shinozuka, M. (1990)
Program LINEARID for identification of linear structural dynamic systems, Technical Report NCEER-90-0011.
- Δρακόπουλος, Ι., Κ. Μακρόπουλος και Γ. Σταυρακάκης (1985). Υψηλή Γέφυρα και Παράκαμψη Χαλκίδας – Μικροσεισμική Μελέτη. *ΥΠΕΧΩΔΕ, ΓΓΔΕ/Δνση Β.Μ.Ι, Αρ. Τευχους Ορ.-Τ1 211-Ε1*.
- Μάργαρης Β., Β. Παπαζάχος, Χ. Παπαϊωάννου, Ν. Θεοδουλίδης, Ι. Καλογεράς και Α. Σκαρλατούδης (2001). Εμπειρικές σχέσεις απόσβεσης της οριζόντιας ισχυρής κίνησης των επιφανειακών σεισμών του Ελληνικού χώρου, *Πρακτ. 2^ο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας*, Θεσσαλονίκη 28-30 Νοεμβρίου 2001, **A**, 27-36.

Margaris, B.N., C. Papazachos, Ch. Papaioannou, N. Theodulidis, I. Kalogeras and A. Skarlatoudis (2002). Ground motion attenuation relations for shallow earthquakes in Greece. Proc. 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, September 2002, Paper Ref.. 385.

Μαρίνος, Π., Ν. Φυτρολάκης και Δ. Βαϊναλής (1994). Η συμβολή της Τεχνικής Γεωλογίας στην κατασκευή της υψηλής καλωδιωτής γέφυρας της Χαλκίδας. *Δελτ. Ελλ. Γεωλ. Ετ.*, **30**, 351-360.

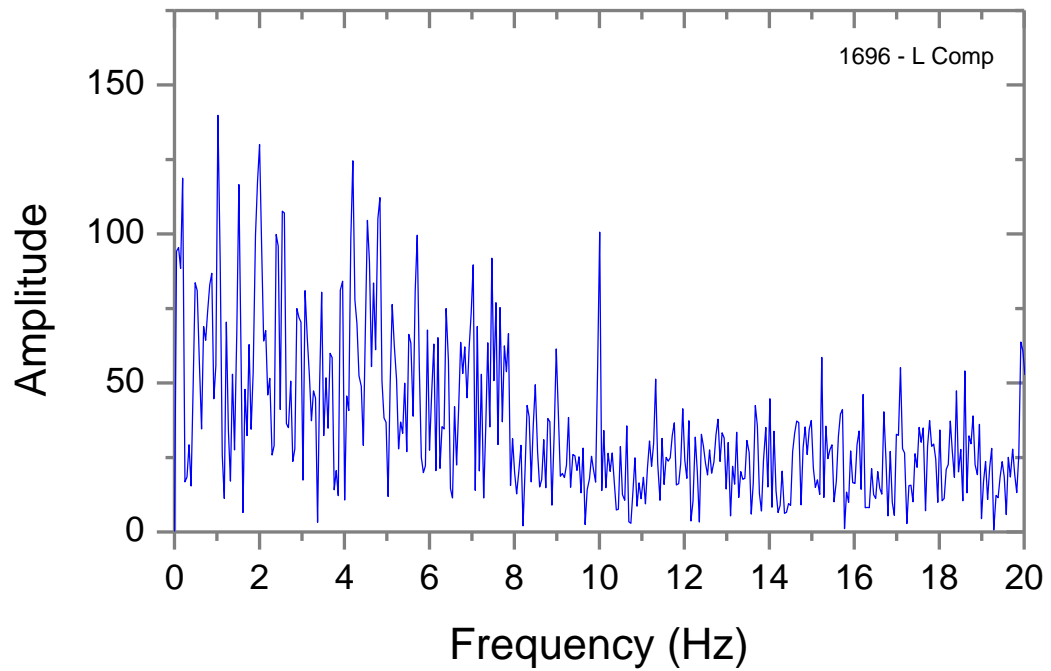
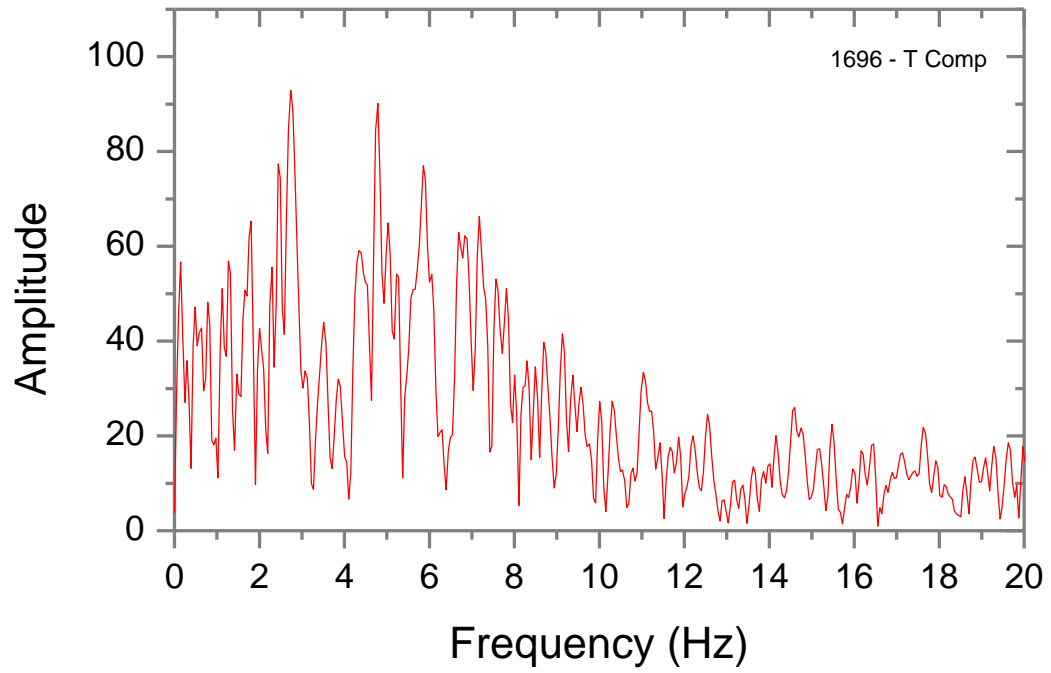
UBC (1997). Uniform Building Code, *Intern. Conf. Building Officials, USA*, **II**, 489pp.



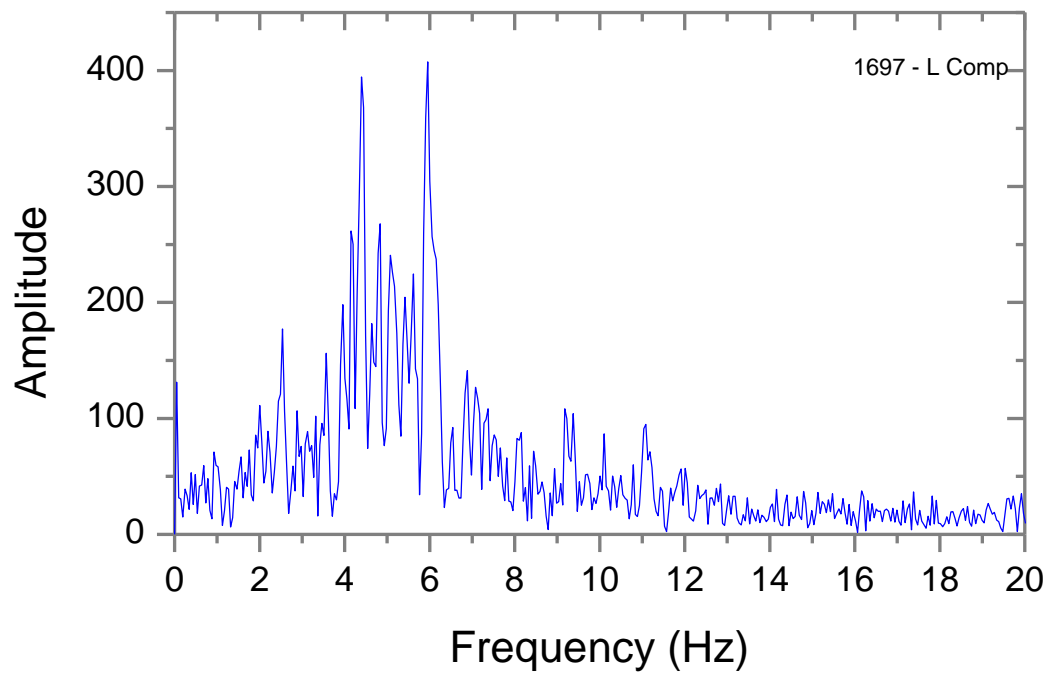
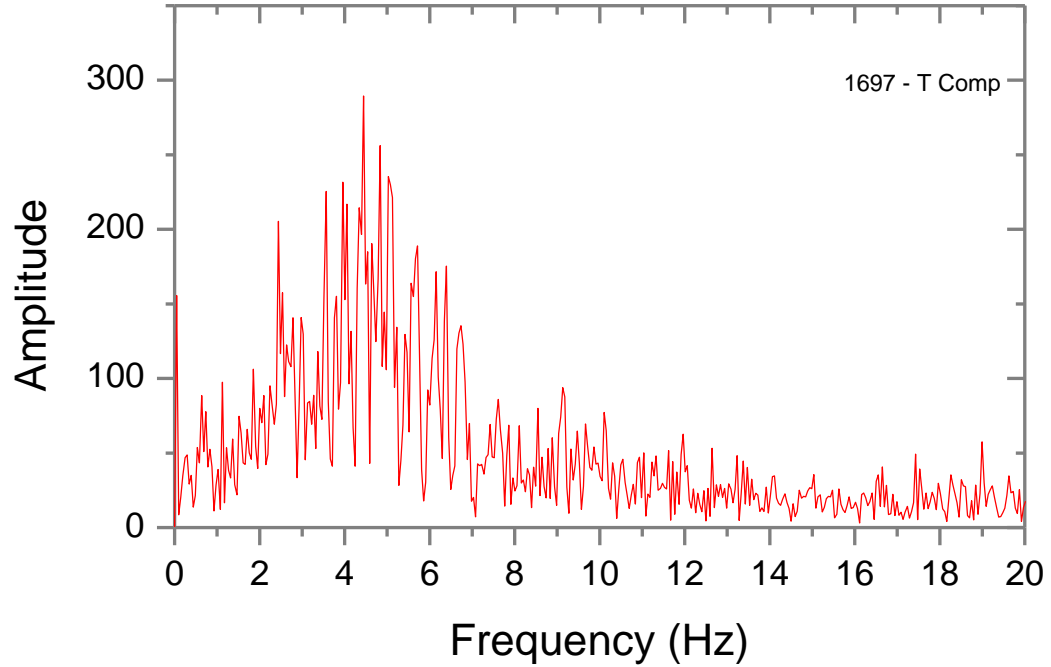
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ (Α)

ΦΑΣΜΑΤΑ ΠΛΑΤΩΝ FOURIER ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ ΕΛΕΥΘΕΡΟΥ ΠΕΔΙΟΥ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

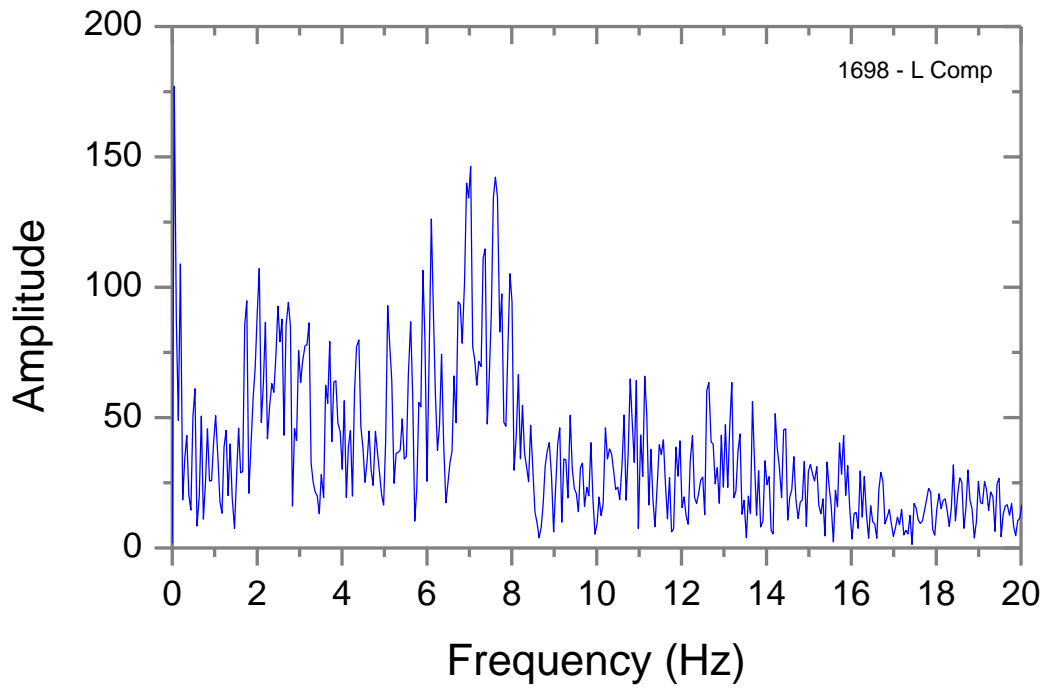
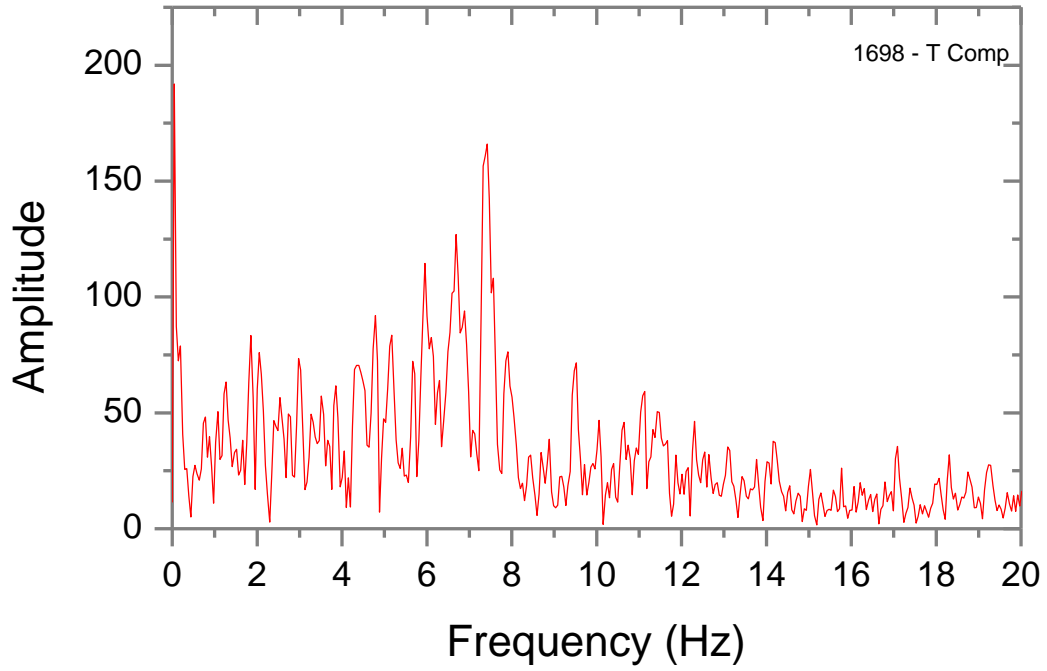
Σεισμός 21 Μαρτίου 1997
Ακρόβαθρο - Βοιωτική



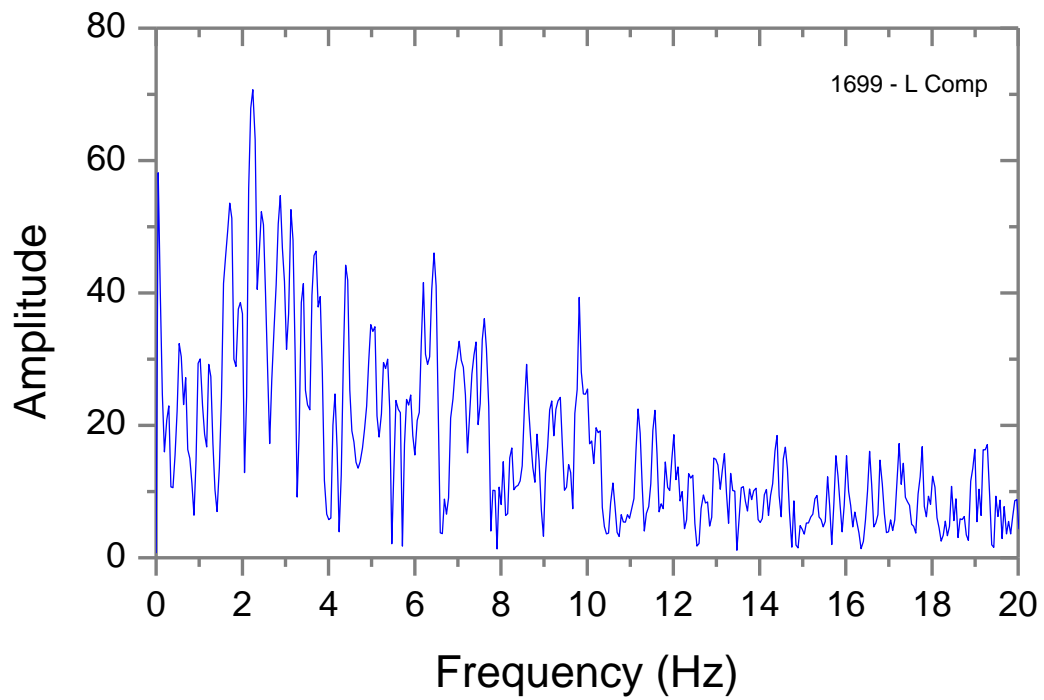
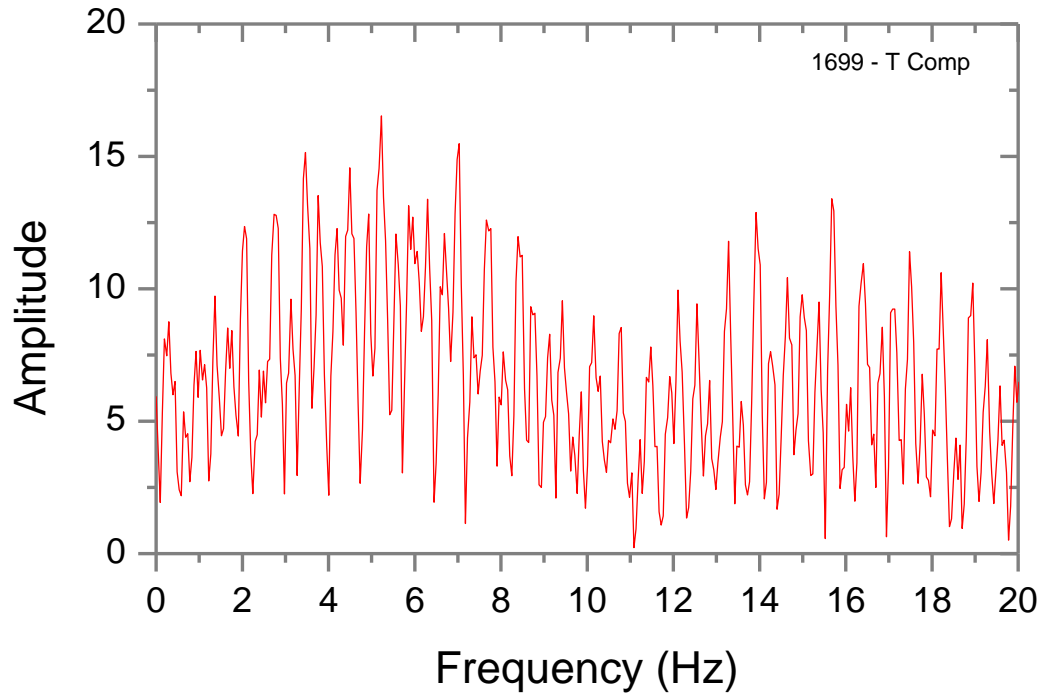
Σεισμός 21 Μαρτίου 1997
Βάθρο Πυλώνα - Βοιωτική



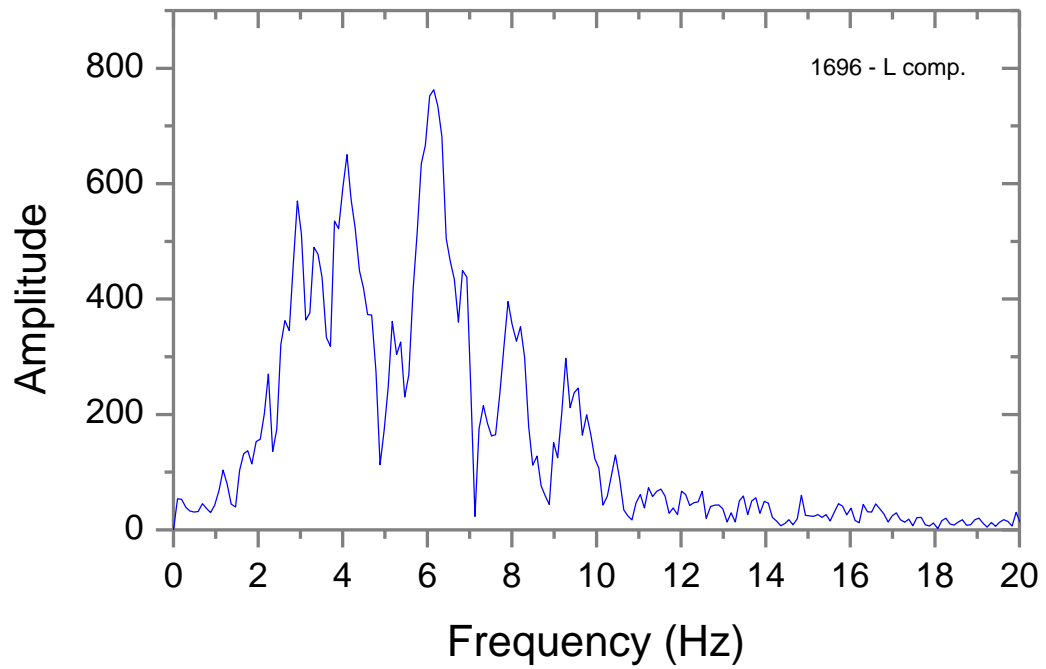
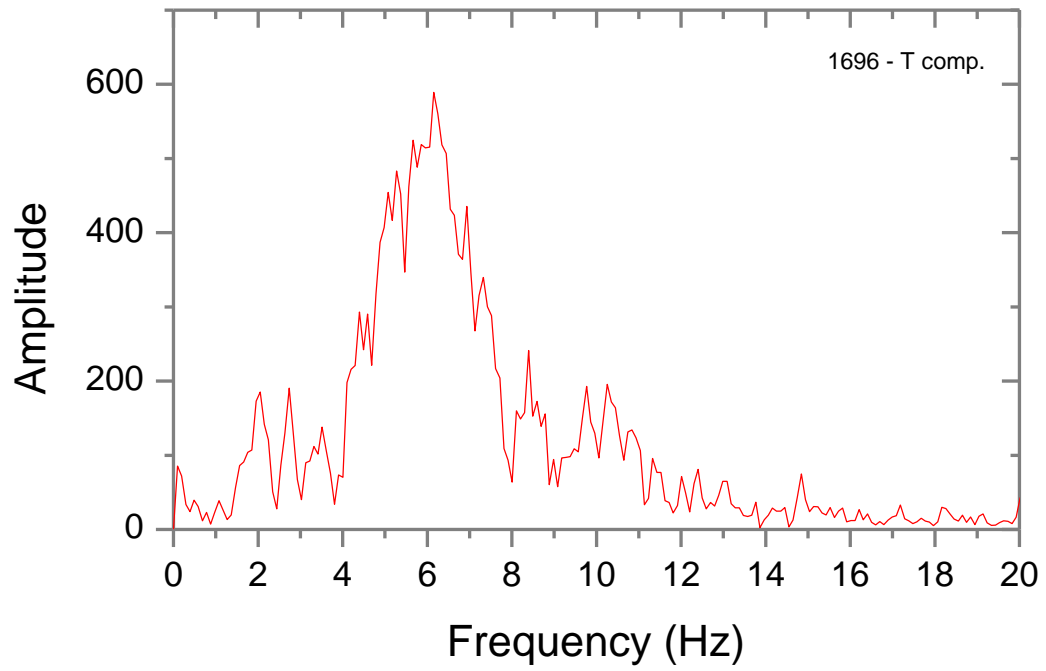
Σεισμός 21 Μαρτίου 1997
Βάθρο Πυλώνα - Ευβοϊκή



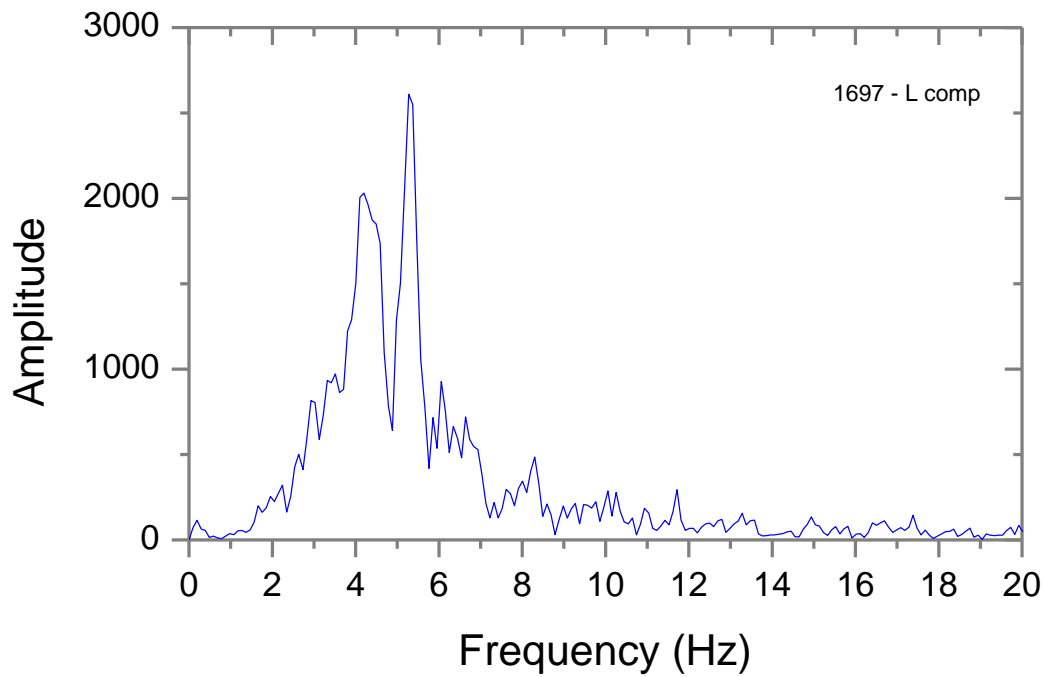
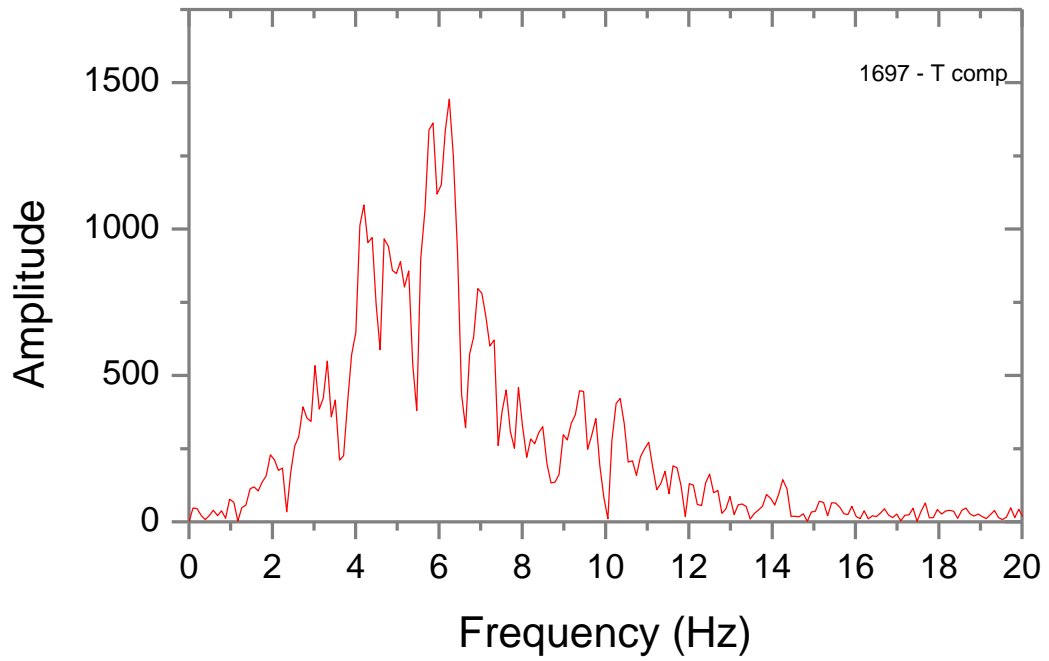
Σεισμός 21 Μαρτίου 1997
Ακρόβαθρο Ευβοϊκή



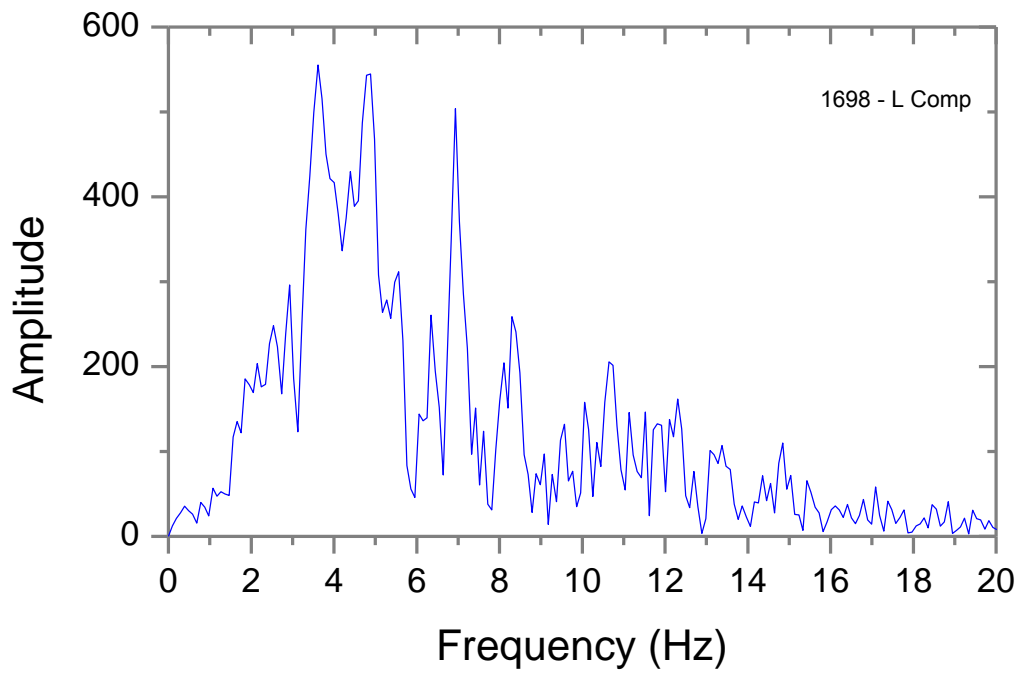
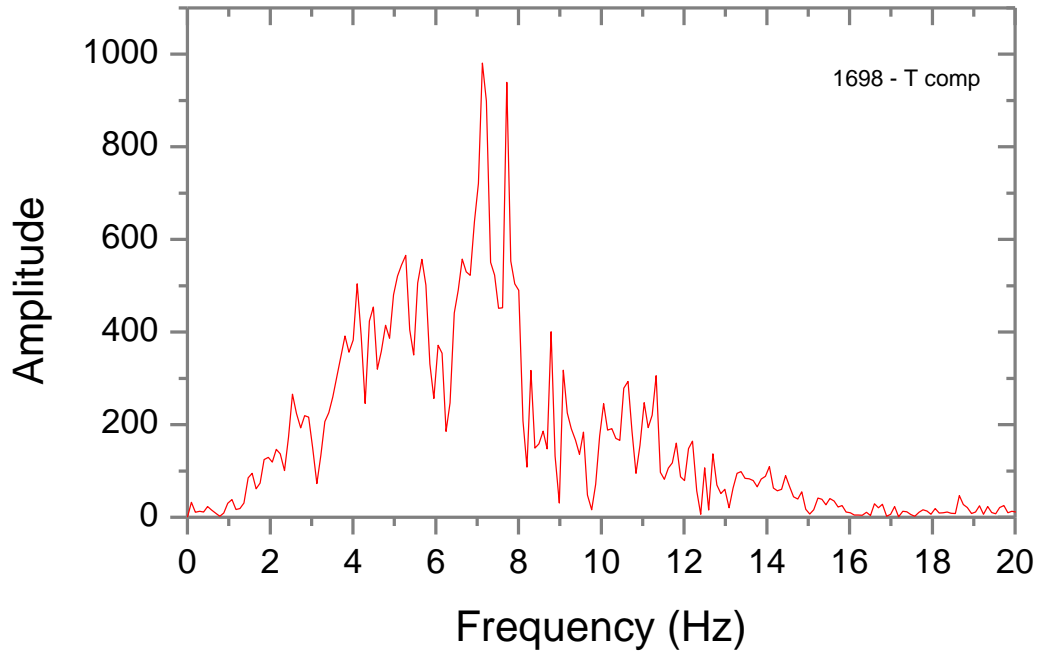
Σεισμός 22 Μαΐου 1998
Ακρόβαθρο -Βοιωτία



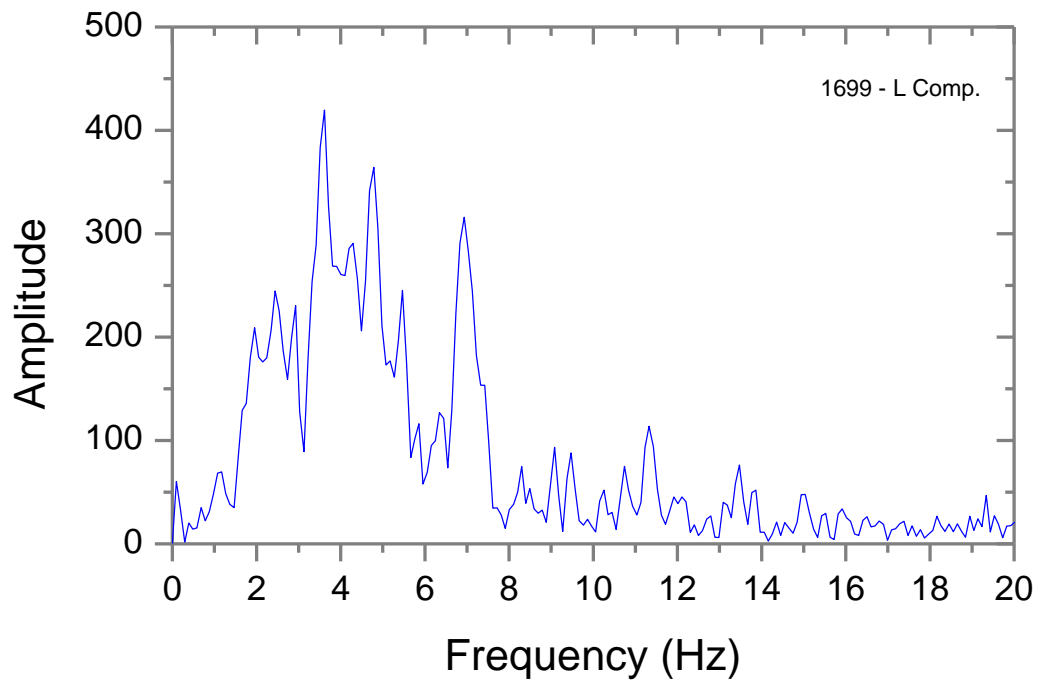
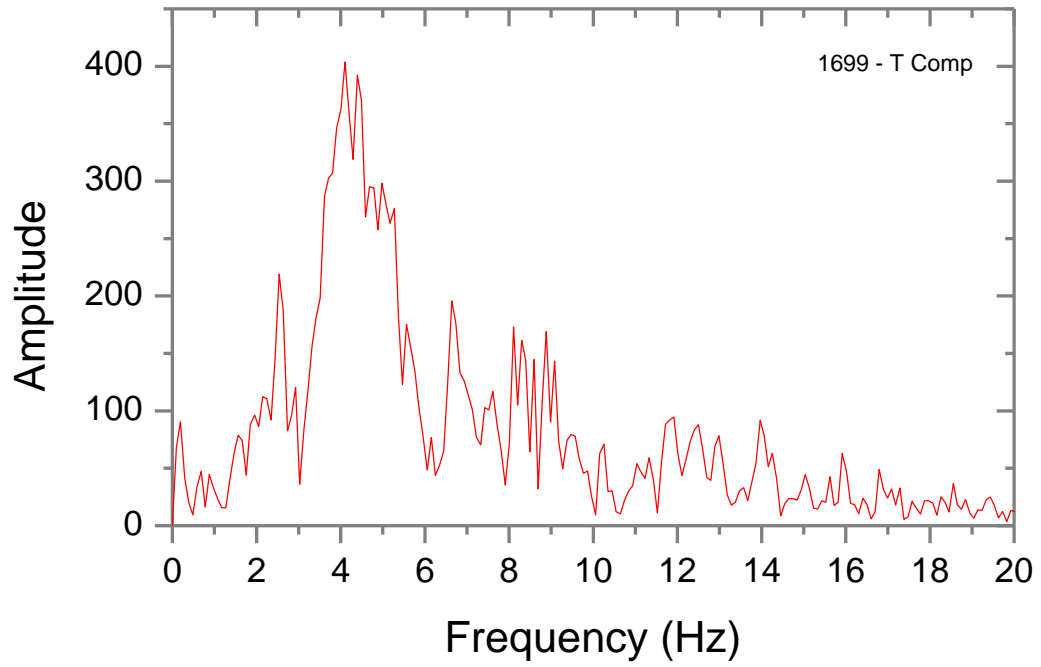
Σεισμός 22 Μαΐου 1998
Βάθρο Πυλώνα - Βοιωτική



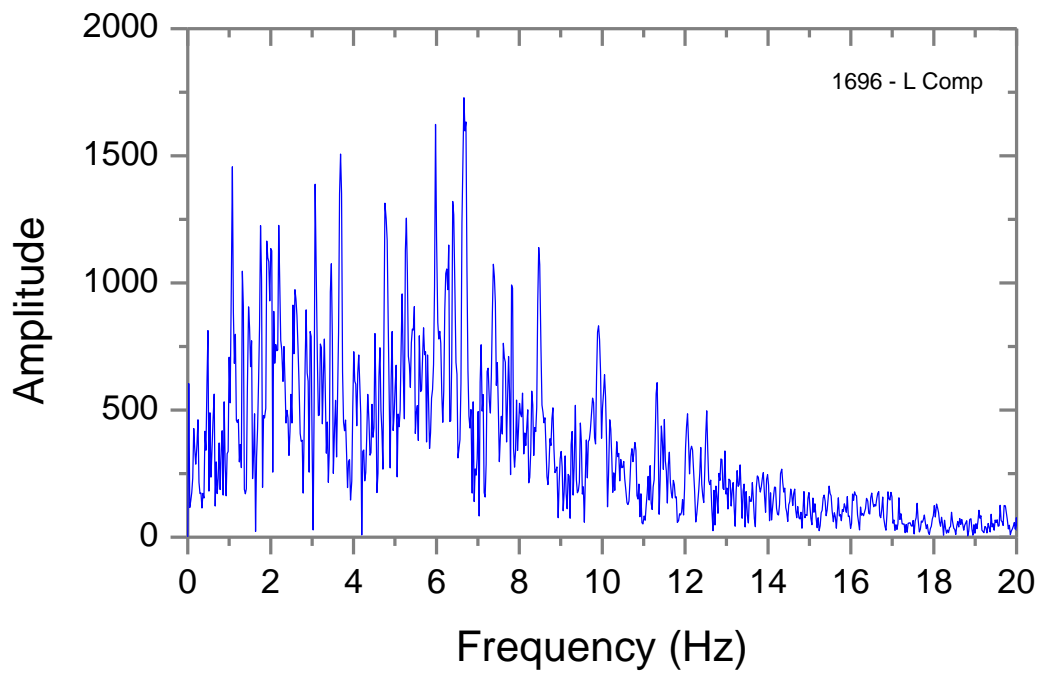
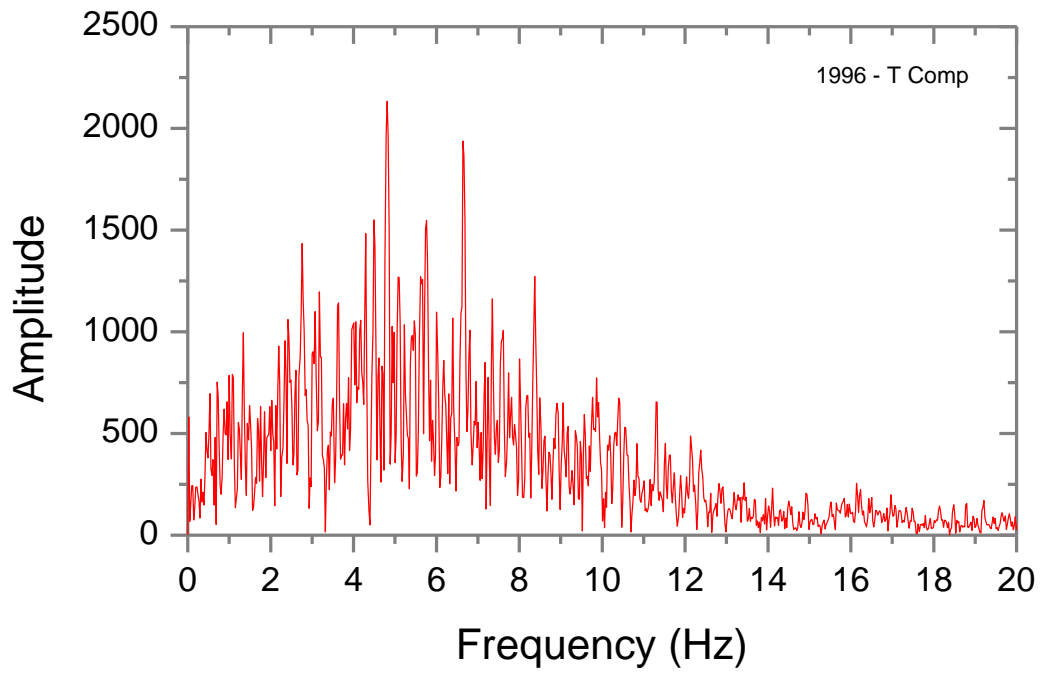
Σεισμός 22 Μαΐου 1998
Βάθρο Πυλώνα - Ευβοϊκή



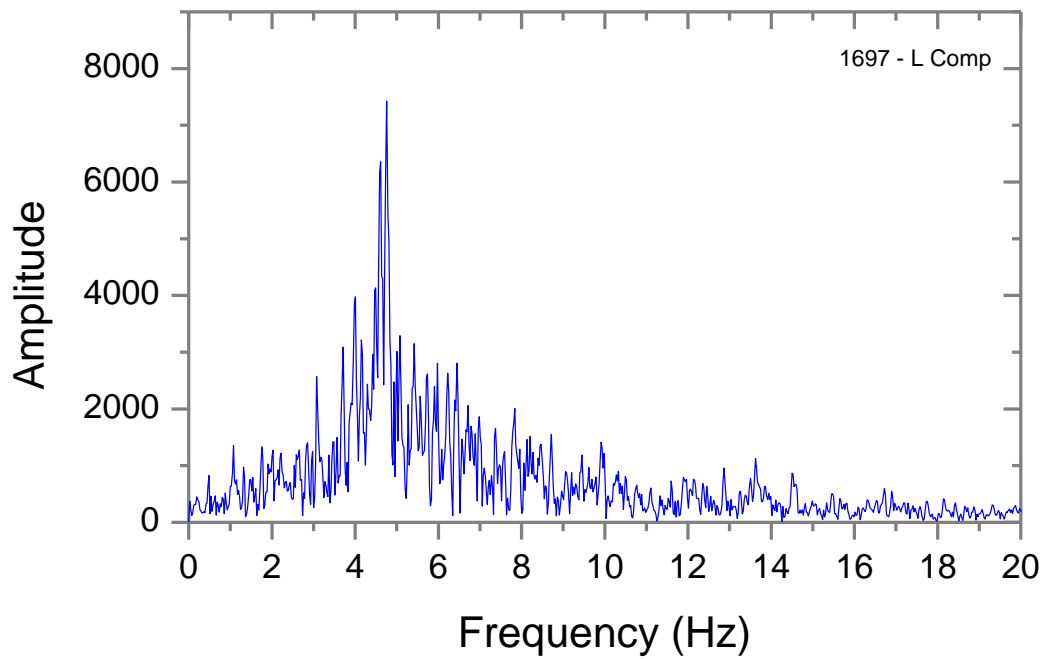
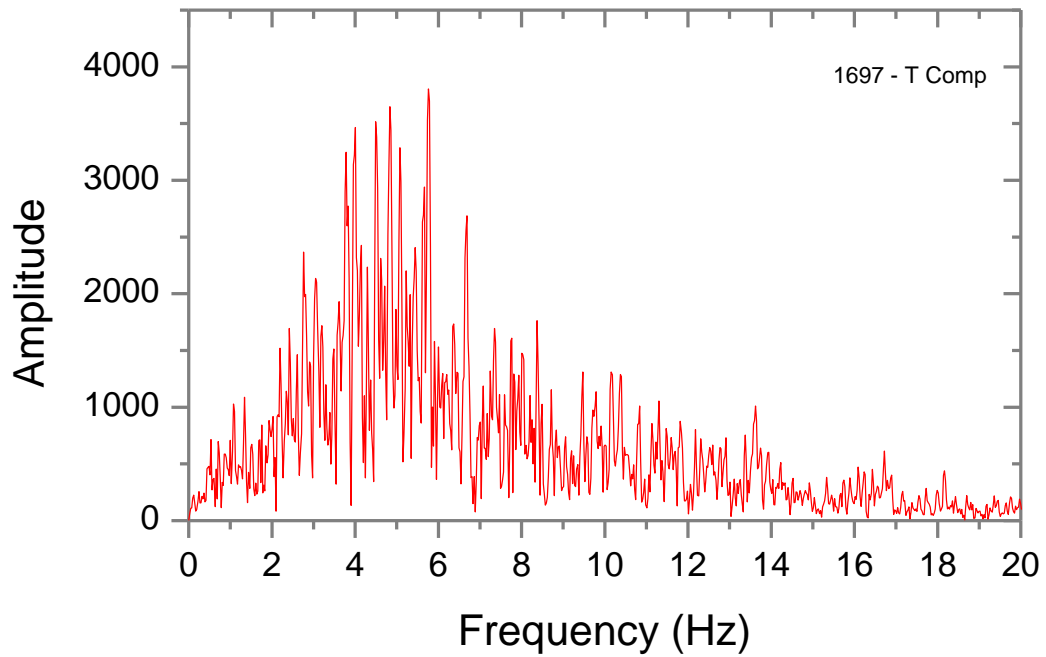
Σεισμός 22 Μαΐου 1998
Ακρόβαθρο - Ευβοϊκή



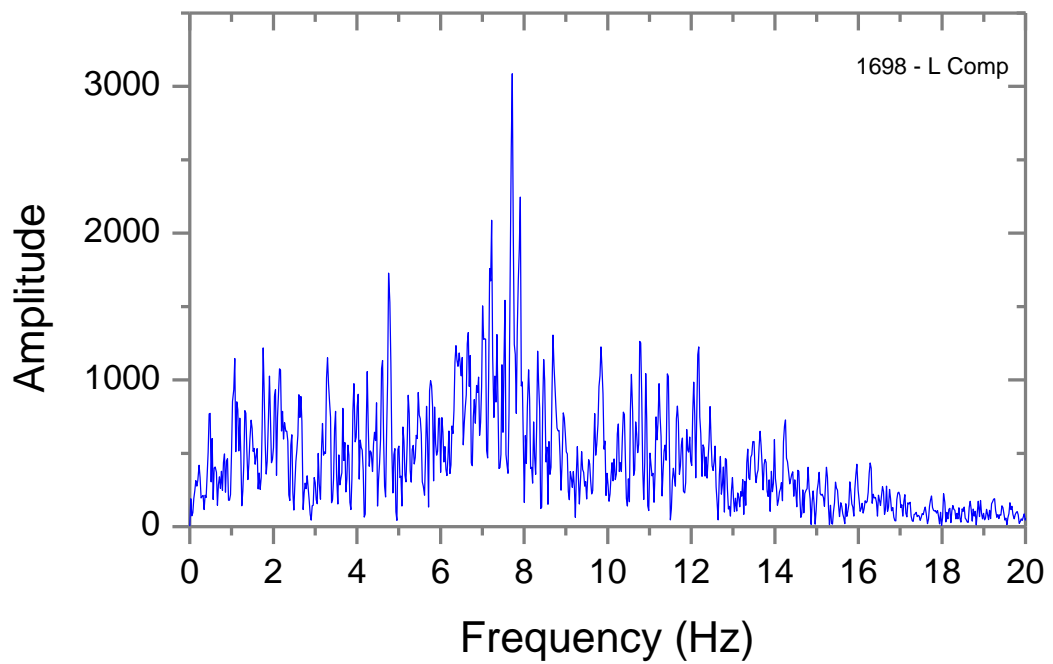
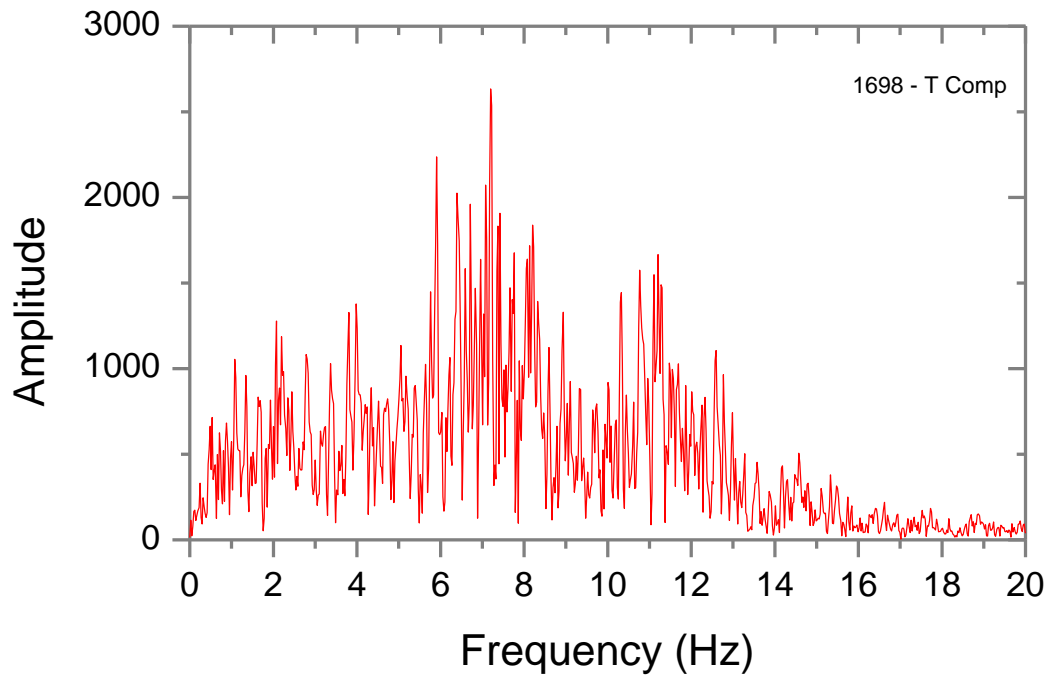
Σεισμός 7 Σεπτεμβρίου 1999
Ακρόβαθρο - Βοιωτική



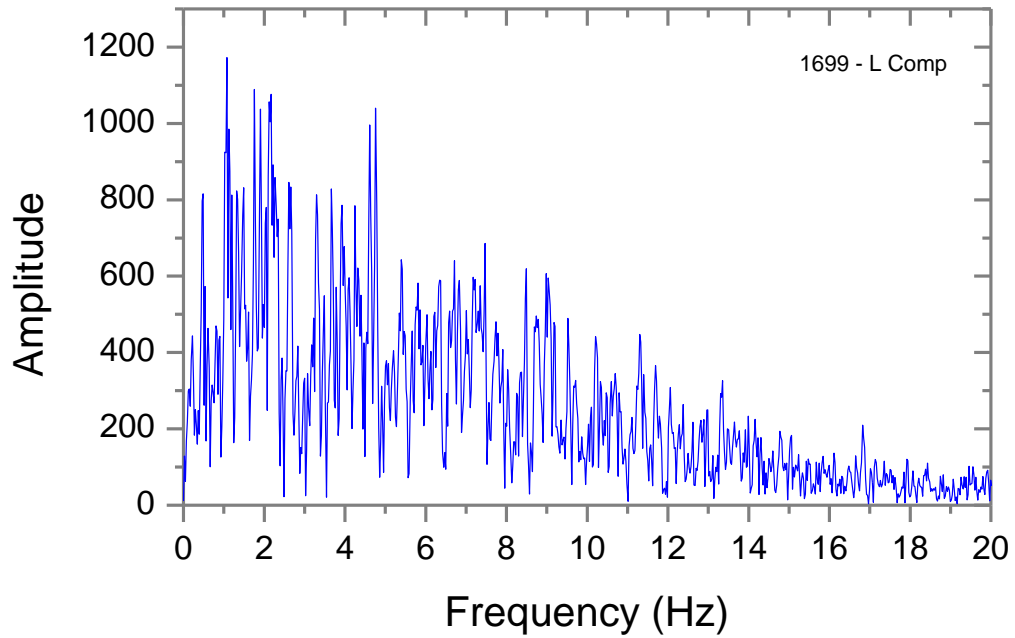
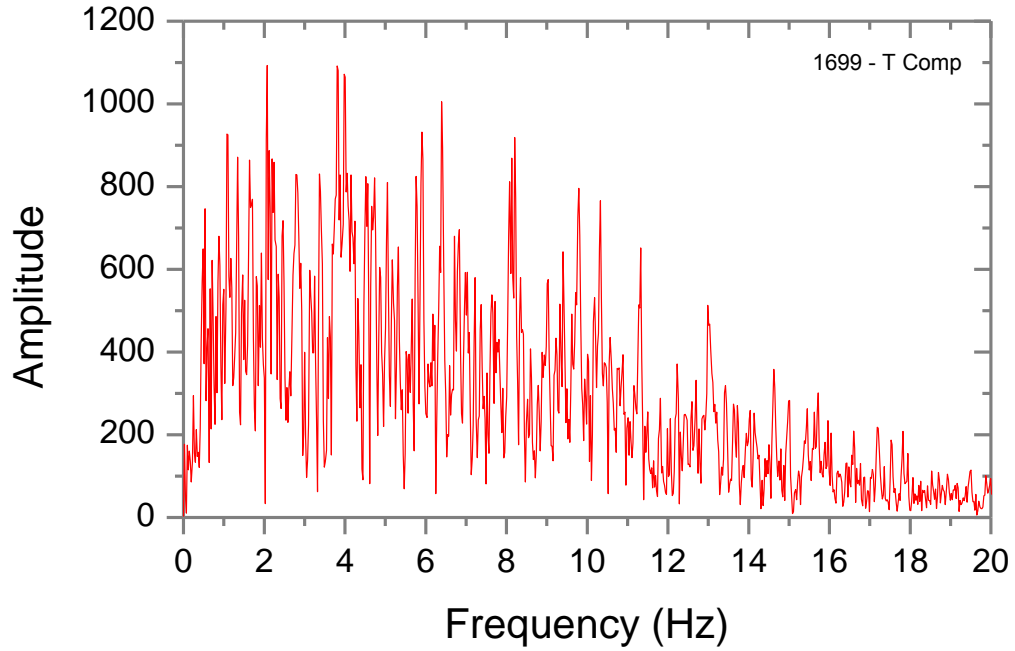
Σεισμός 7 Σεπτεμβρίου 1999
Βάθρο Πυλώνα Βοιωτική



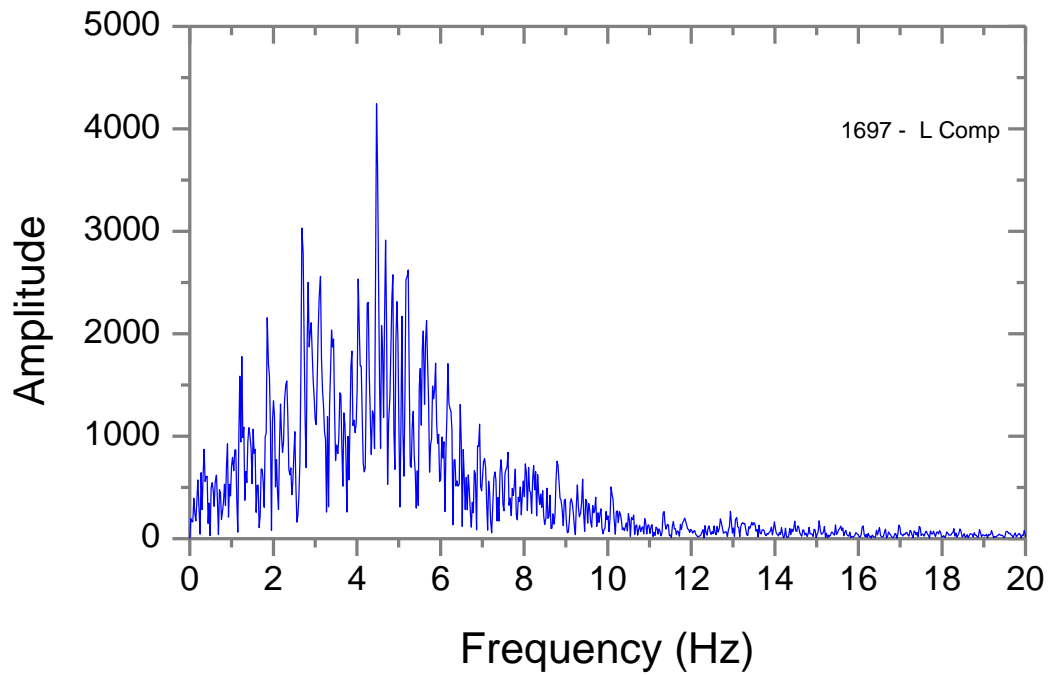
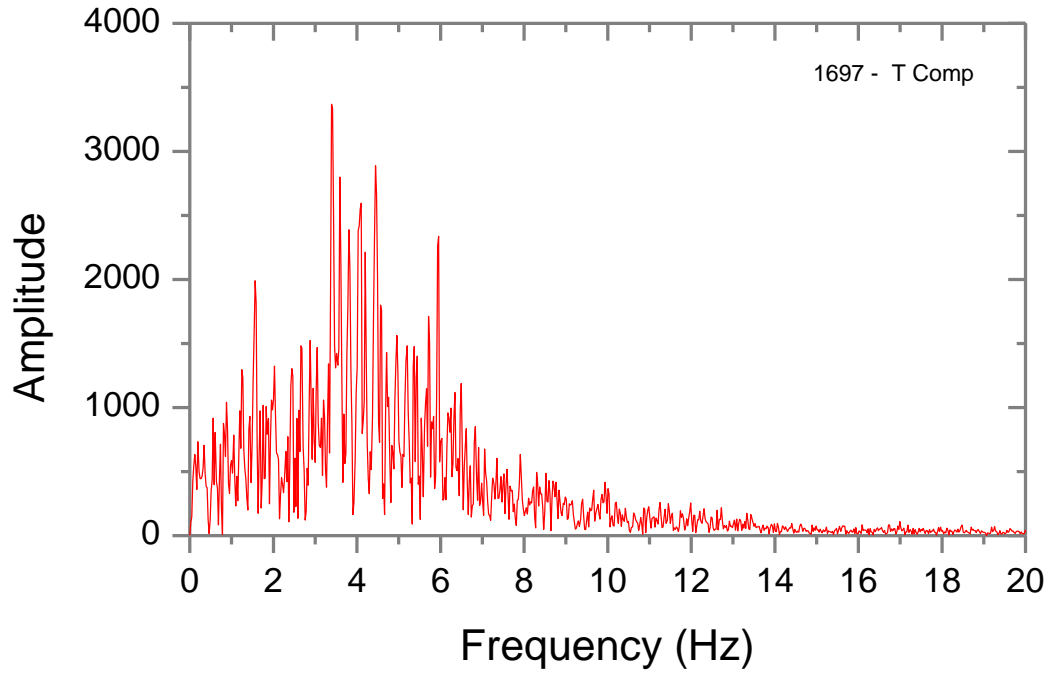
Σεισμός 7 Σεπτεμβρίου 1999
Βάθρο Πυλώνα Ευβοική



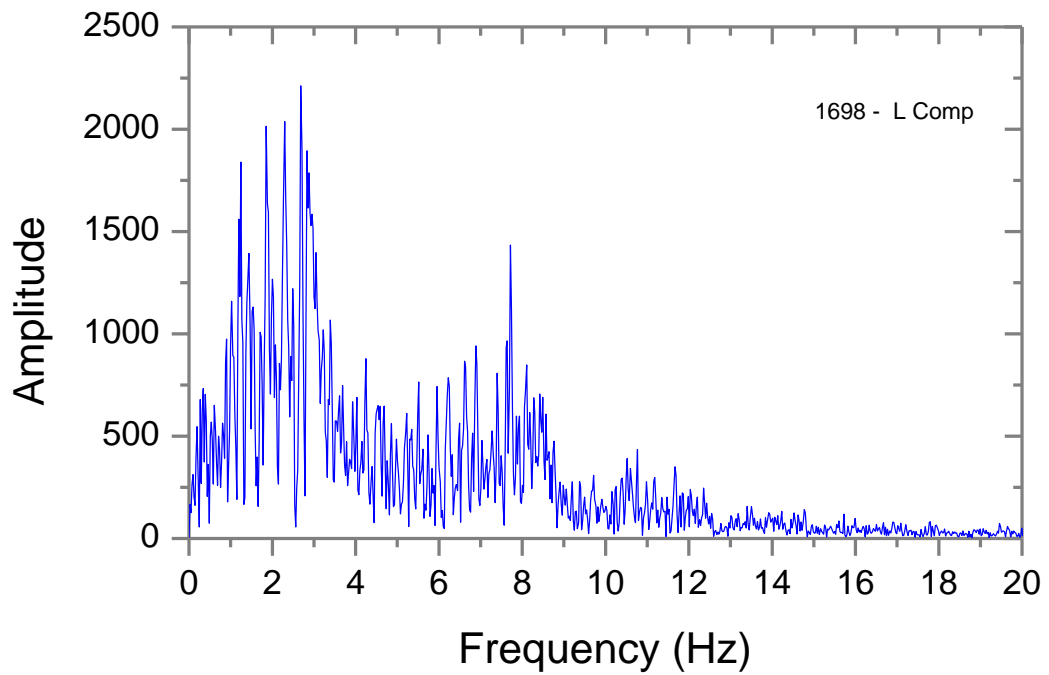
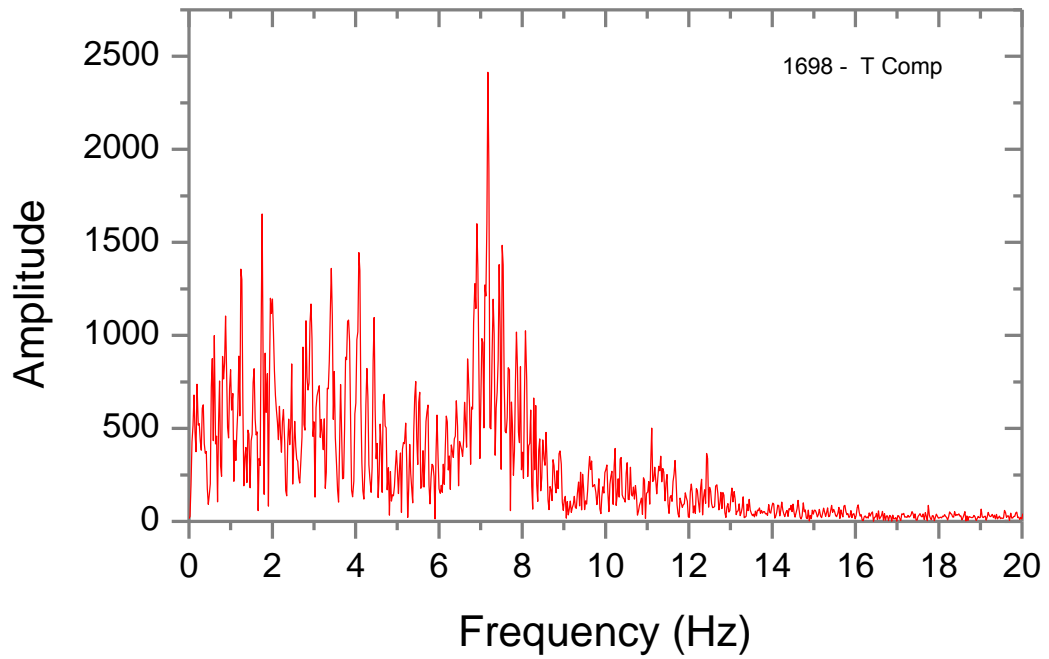
Σεισμός 7 Σεπτεμβρίου 1999
Ακρόβαθρο - Ευβοϊκή



Σεισμός 26 Ιουλίου 2001
Βάθρο Πυλώνα Βοιωτική



Σεισμός 26 Ιουλίου 2001
Βάθρο Πυλώνα Ευβοϊκή



Σεισμός 26 Ιουλίου 2001
Ακρόβαθρο Ευβοϊκή

