



ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

Σεισμικός Σχεδιασμός Μη Κανονικών Γεφυρών

Τελική Έκθεση Ερευνητικού Έργου

Εισηγητικός Υπεύθυνος: Β. Κόλιας

Αθήνα 2003

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. Εισαγωγή	I
2. Κεφάλαιο 1: Παραμορφωσιακή ικανότητα βάθρων Οπλισμένου Σκυροδέματος	1.1
3. Κεφάλαιο 2: Σεισμική δράση	2.1
4. Κεφάλαιο 3: Περιγραφή γεφυρών και σεισμικού σχεδιασμού τους	3.1
5. Κεφάλαιο 4: Αποτίμηση απόκρισης μη-κανονικών γεφυρών	4.1
6. Κεφάλαιο 5: Αποτελέσματα – Συμπεράσματα	5.1
7. Κεφάλαιο 6: Συμμόρφωση προς τις συμβατικές υποχρεώσεις	6.1
8. Βιβλιογραφία	7.1
9. Παράρτημα I: Δημοσιεύσεις	I.1
10. Παράρτημα 2: Τεύχος Υπολογισμών	(Ανεξάρτητο τεύχος)

Το Πρόβλημα

Τόσο ο Ευρωκώδικας 8 Μέρος 2 – Σεισμικός Σχεδιασμός Γεφυρών [Eurocode 8-2, ENV 1998-2, “Design provisions for earthquake resistance of structures, Part 2-Bridges”], και οι ισχύουσες «Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών» του Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε.[ΥΠΕΧΩΔΕ: “Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών”, Εγκύκλιος Ε39/99 Δεκέμβριος 1999], όσο και οι άλλοι σύγχρονοι Κανονισμοί για τον σχεδιασμό γεφυρών σε περιοχές σεισμικής δραστηριότητας (ΗΠΑ και ιδιαίτερα Καλιφόρνια, Ν.Ζηλανδία, Ιαπωνία κλπ.), προδιαγράφουν ένα ελάχιστο επίπεδο σεισμικών φορτίων σχεδιασμού που ορίζεται από φάσματα απόκρισης επιτάχυνσης. Η μετελαστική απόκριση της κατασκευής αποτιμάται με τον συντελεστή συμπεριφοράς q , που ορίζεται ως ένας γενικός μειωτικός συντελεστής όλων των εσωτερικών δυνάμεων που προκύπτουν από ελαστική ανάλυση υπό την επίδραση των παραπάνω φορτίων (δυνάμεων). Οι έλεγχοι διατομών συνδυάζονται με ειδικούς κανόνες όπλισης, όπως η περίσφιγξη, και με διαδικασία ικανοτικού σχεδιασμού με στόχο την επίτευξη επαρκούς τοπικής πλαστιμότητας. Για τις μετακινήσεις χρησιμοποιείται εν γένει ο κανόνας ίσων μετακινήσεων ελαστικών και ανελαστικών συστημάτων στην περιοχή των σχετικά υψηλών περιόδων.

Η παραπάνω μεθοδολογία σχεδιασμού, που βασίζεται σε φόρτιση με σεισμικά φορτία (δυνάμεις), είναι σχετικά απλή και οδηγεί σε λογικά και εν γένει συντηρητικά αποτελέσματα σε περιπτώσεις κανονικών γεφυρών, δηλαδή γεφυρών στις οποίες η διαστασιολόγηση και ο οπλισμός των βάθρων που φέρουν τις σεισμικές δυνάμεις καθορίζεται ουσιαστικά από την σεισμική φόρτιση. Αυτό οφείλεται στο ότι οι απαιτήσεις τοπικής πλαστιμότητας που προκύπτουν δεν διαφέρουν σημαντικά από βάθρο σε βάθρο.

Στην περίπτωση μη-κανονικών γεφυρών οι διαστάσεις ή ο οπλισμός κάποιων βάθρων, που προορίζονται να φέρουν σεισμικές δυνάμεις, υπερβαίνει σημαντικά τις σεισμικές απαιτήσεις που προκύπτουν από την μελέτη. Τότε ή παραπάνω προσέγγιση της ισοκατανομής των απαιτήσεων τοπικής πλαστιμότητας παύει να ισχύει. Στην περίπτωση αυτή οι απαιτήσεις πλαστιμότητας συγκεντρώνονται σε μεμονωμένα βάρη ενώ τα υπόλοιπα μπορεί ακόμα και να παραμένουν ελαστικά. Αυτό ενδέχεται να οδηγήσει σε κάποιες περιπτώσεις σε υπερβολικές απαιτήσεις πλαστιμότητας, που δεν καλύπτονται από τις διατάξεις μόρφωσης και περίσφιγξης που προβλέπουν οι κανονισμοί. Ενδέχεται ακόμη να οδηγήσει και σε σημαντικές αποκλίσεις από την κατανομή των σεισμικών δράσεων που έχει προκύψει από την κλασσική σεισμική ανάλυση.

Οι ισχύοντες κανονισμοί δεν δίνουν πρακτικές λύσεις για το πρόβλημα αυτό, αρκούμενοι στον συντηρητικό καθορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q , με συνέπεια να είναι ενδεχόμενο να οδηγήσουν, σε περιπτώσεις μη-κανονικών γεφυρών, είτε σε ιδιαίτερα συντηρητικά είτε και σε ανασφαλή αποτελέσματα, τόσο από άποψη ανοχών όσο και μετακινήσεων.

Ανασκόπηση Γνωστικού Πεδίου

Μετά το σεισμό του Kobe το 1995 οι πρώτες απόπειρες σχεδιασμού γεφυρών με βάση τις μετακινήσεις έγιναν στην Ιαπωνία με την προσθήκη σχετικών διατάξεων στους αντίστοιχους αντισεισμικούς κανονισμούς (Kawashima et al. 1997). Στην California, ο σεισμικός σχεδιασμός σημαντικών γεφυρών ήδη έχει υιοθετήσει μια πολυεπίπεδη μεθοδολογία σχεδιασμού κατά την οποία γίνονται έλεγχοι για το σεισμό αποφυγής κατάρρευσης (Safety Evaluation Earthquake - SEE) και για το σεισμό λειτουργίας (Function Evaluation Earthquake - FEE) με το έλεγχο της σεισμικής απόκρισης μέσω των μετακινήσεων στο επιθυμητό επίπεδο σχεδιασμού. Στα πλαίσια αυτά και υπό την χορηγία του National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) οργανώθηκε ένα ερευνητικό πρόγραμμα (NCHRP Project 12-49) σε συνεργασία του Applied Technology Council (ATC) με το Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER) στόχος του οποίου ήταν η αναθεώρηση διατάξεων του AASHTO - LRFD Bridge Design Specifications. Στα πλαίσια του προγράμματος αυτού γίνεται αναφορά σε φιλοσοφίες σχεδιασμού που βασίζονται σε σχεδιασμό με βάση τις δυνάμεις και σε σχεδιασμό με βάση τις παραμορφώσεις, σε διαμόρφωση ανελαστικών φασμάτων απόκρισης, στη χρήση ισοδύναμης στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (push-over) κλπ.

Όλες οι παραπάνω προσπάθειες απαιτούν οριοθέτηση της αστοχίας των μελών (βάθρα φορέας κλπ) με βάση το επίπεδο των παραμορφώσεων. Το γεγονός αυτό ώθησε στο να πραγματοποιηθεί σημαντική ερευνητική πρόοδος στον τομέα αυτόν. Ενδεικτικά αναφέρονται οι βάσεις πειραματικών αποτελεσμάτων των πανεπιστημίων: 1) University of California, San Diego, "The UCSD/PEER Performance Library for Concrete Bridge Components, Sub-Assemblages, and Systems under Simulated Seismic Loads", 2) University of Washington, "The UW-PEER Reinforced Concrete Column Test Database", 3) Πανεπιστήμιο Πατρών, "Βάση πειραματικών αποτελεσμάτων μελών οπλισμένου σκυροδέματος σε μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση".

Ο προσδιορισμός των απαιτούμενων μετακινήσεων κατά τη σεισμική απόκριση αποτελεί έναν από τα πιο βασικά προβλήματα τα οποία καλείται να λύσει η μέθοδος σχεδιασμού με βάση τις μετακινήσεις. Η επικρατούσα σήμερα μεθοδολογία για φορείς με σχετικά υψηλή ιδιοπερίοδο ($T > 0.6s$) όπως είναι κατά κανόνα σε γέφυρες, χρησιμοποιεί τον κανόνα ίσων μετακινήσεων μεταξύ απεριορίστα ελαστικού και μη-γραμμικού συστήματος. Η ισότητα αυτή δίνει επαρκώς ακριβή αποτελέσματα όταν η αρχική (ελαστική) δυσκαμψία του μη-γραμμικού συστήματος έχει αποτιμηθεί σωστά και ισούται με εκείνη του απεριορίστου ελαστικού συστήματος. Ο κανόνας χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με την μη-γραμμική στατική ανάλυση (push-over) για τον ρεαλιστικό προσδιορισμό των μετακινήσεων κατά την μετελαστική απόκριση.

Στόχοι και μεθοδολογία της παρούσας εργασίας

Η εργασία αυτή στοχεύει στο να συμβάλει στην διεθνή προσπάθεια που αναπτύσσεται πρόσφατα για την πρακτική αντιμετώπιση του προβλήματος.

Για την επίτευξη αυτού του στόχου εφαρμόστηκε η ακόλουθη μεθοδολογία:

1. Ανασκόπηση της σχετικής βιβλιογραφίας.
2. Επιλογή 4 τύπων γεφυρών, από πραγματικές εφαρμογές στην Ελλάδα, που χρησιμοποιήθηκαν σαν βασικά μοντέλα για παραμετρική ανάλυση.
3. Διαστασιολόγηση για σεισμική φόρτιση σύμφωνα με του ισχύοντες κανονισμούς των γεφυρών αυτών.
4. Παραμετρική ανάλυση για τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων των κρίσιμων διατομών των βάρων με στόχο τον αριθμητικό προσδιορισμό των καμπυλοτήτων «διαρροής» και «αστοχίας». Αναλυτικό προσδιορισμός έντασης και παραμόρφωσης στην διαρροή και την αστοχία. Ανάπτυξη διαδικασίας προσδιορισμού στροφής χορδής στην αστοχία και επαλήθευση με πειραματικά αποτελέσματα.
5. Μη-γραμμική δυναμική ανάλυση με ολοκλήρωση στο χρόνο, για τον προσδιορισμό των απαιτούμενων μέγιστων μετακινήσεων.
6. Εφαρμογή της μεθόδου στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover) που προτείνεται από τον EC8-2 για την απόμηση της μη-γραμμικής δυναμικής συμπεριφοράς μη-κανονικών γεφυρών.
7. Σύγκριση των αποτελεσμάτων των προαναφερομένων αναλύσεων και διατύπωση γενικότερων συμπερασμάτων.

Η έκθεση χωρίζεται σε έξι κεφάλαια.

- Το πρώτο κεφάλαιο είναι αφιερωμένο στην παραμορφωσιμότητα βάρων από σπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα παρουσιάζεται μια προσέγγιση για την οριοθέτηση τόσο της διαρροής όσο και της αστοχίας βάρων σπλισμένου σκυροδέματος, ώστε να χρησιμοποιηθούν κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό και την αποτίμηση της τρωτότητας βάρων γεφυρών σε σεισμό. Η προσέγγιση αυτή τεκμηριώνεται με συγκρίσεις με πειραματικά αποτελέσματα και παραμετρικές αναλύσεις σε βάρια γεφυρών.
- Το δεύτερο κεφάλαιο περιγράφει την σεισμική δράση που χρησιμοποιείται για την παραμετρική ανάλυση. Ειδικότερα αναπτύσσεται η σύνθεση την ημι-συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων που είναι συμβατά με το φάσμα σχεδιασμού καθώς και η επιβεβαίωση ότι ικανοποιούν τον κανόνα ίσων μετακινήσεων όπως προέκυψε από αναλύσεις ευρέως φάσματος μονοβάθμιων συστημάτων.
- Στο τρίτο κεφάλαιο της έκθεσης γίνεται συνοπτική περιγραφή των επιλεγμένων γεφυρών που αναλύονται και δίνονται στοιχεία από τη διαστασιολόγηση τους υπό σεισμική φόρτιση.
- Το τέταρτο κεφάλαιο αφορά την αποτίμηση της απόκρισης μη κανονικών γεφυρών με στατικές (push-over) και δυναμικές μη-γραμμικές αναλύσεις απόκρισης, και
- Στο πέμπτο συνοψίζονται τα αποτελέσματα και τα συμπεράσματα της έρευνας.
- Στο έκτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις συμβατικές υποχρεώσεις και την εκπλήρωσή τους.

Αξιοποίηση των αποτελεσμάτων

Δημοσιεύσεις

Στα πλαίσια της έρευνας που πραγματοποιήθηκε, τα πρώτα αποτελέσματά της μετά από κρίση δημοσιεύθηκαν σε ένα ελληνικό (2ο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής, Θεσσαλονίκη, 2001) και ένα διεθνές (FIB Symposium – Concrete Structures in Seismic Regions, Athens, 2003) συνέδριο. Για λόγους πληρότητας οι δημοσιεύσεις αυτές παρουσιάζονται στο Παράρτημα 1.

Βελτίωση κανονιστικών διατάξεων

Η παρούσα έρευνα απετέλεσε ουσιώδες στοιχείο επιστημονικής υποστήριξης αρκετών από τις νέες διατάξεις του EC8-2 κατά την μετατροπή του από ENV σε EN, και συγκεκριμένα:

- του κριτηρίου μη-κανονικής σεισμικής συμπεριφοράς γεφυρών
- των προσεγγιστικών σχέσεων για την εκτίμηση της δυσκαμψίας πλάστιμων στοιχείων
- της μεθοδολογίας που προδιαγράφεται για την δυναμική μη-γραμμική ανάλυση γεφυρών με χρονοϊστορία
- της μεθοδολογίας που προτείνεται για την στατική μη-γραμμική ανάλυση μη-κανονικών γεφυρών
- των κανόνων προσδιορισμού του ελάχιστου οπλισμού περίσφιγξης διατομών βάρων
- επαληθεύσης των μέγιστων τιμών του συντελεστή συμπεριφοράς για κάποιους τύπους γεφυρών με πλάστιμη συμπεριφορά

1. Παραμορφωσιακή Ικανότητα Βάθρων Οπλισμένου Σκυροδέματος

1.1 Εισαγωγή

Μέλη οπλισμένου σκυροδέματος που ακολουθούν τους συνήθεις κατασκευαστικούς κανόνες για αντισεισμικότητα, διαθέτουν ικανή "πλαστικότητα" ώστε το σύνολο σχεδόν της βλάβης τους κατά την ανακυκλιζόμενη ένταση να οφείλεται στη μέγιστη παραμόρφωση και όχι στην ανακύκλιση της έντασης. Η μελέτη των Park et al. (1987) για το δείκτη βλάβης μπορεί να οδηγήσει στο συμπέρασμα ότι ένας πλήρης κύκλος αποφόρτισης-επαναφόρτισης αυξάνει τη βλάβη λόγω της πρώτης φόρτισης στη μέγιστη παραμόρφωση περίπου κατά 2% έως 3%. Επιπλέον, σεισμοί συνήθους διάρκειας προκαλούν πολύ λίγους κύκλους απόκρισης με μεγάλο εύρος, με αποτέλεσμα καθοριστική της αστοχίας ή όχι ενός μέλους οπλισμένου σκυροδέματος να είναι η διαφορά της μέγιστης απαιτούμενης παραμόρφωσής του από την αντίστοιχη διαθέσιμη τιμή υπό μονοτονική φόρτιση, δηλ. από την ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης ή την παραμορφωσιμότητα του μέλους.

Η παραμορφωσιακή ικανότητα βάθρων οπλισμένου σκυροδέματος είναι καθοριστική για την απόκριση των ιδίων αλλά και του συνόλου των γεφυρών σε σεισμό. Ο προσδιορισμός της παραμόρφωσης αυτής ως συνάρτηση των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των μελών προσελκύει τα τελευταία χρόνια όλο και περισσότερο το ενδιαφέρον της ερευνητικής κοινότητας λόγω της εμφάνισης μεθόδων σχεδιασμού γεφυρών με βάση τις παραμορφώσεις. Για το σκοπό αυτό έχουν αναπτυχθεί βάσεις πειραματικών δεδομένων οι κυριότερες των οποίων είναι: 1) University of California, San Diego, "The UCSD/PEER Performance Library for Concrete Bridge Components, Sub-Assemblages, and Systems under Simulated Seismic Loads", 2) University of Washington, "The UW-PEER Reinforced Concrete Column Test Database", 3) Πανεπιστήμιο Πατρών, "Βάση πειραματικών αποτελεσμάτων μελών οπλισμένου σκυροδέματος σε μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση".

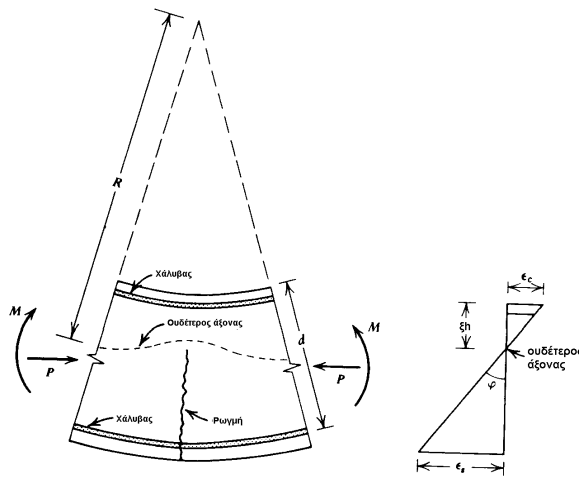
Αυτές οι βάσεις πειραματικών δεδομένων, αποσκοπούν στην ανάπτυξη ρεαλιστικών διαδικασιών για τον υπολογισμό της ενεργούς δυσκαμψίας και της παραμορφωσιακής ικανότητας μελών Ο/Σ. Η απλούστερη διαδικασία υπολογισμού της τέμνουσας δυσκαμψίας στη διαρροή και της διαθέσιμης παραμορφωσιακής ικανότητας μελών Ο/Σ καθορίζονται συνήθως υποθέτοντας καμπτική συμπεριφορά, μέσω των σχέσεων ροπών - καμπυλοτήτων και την ολοκλήρωσή τους κατά μήκος του μέλους.

Η διερεύνηση της παραμορφωσιμότητας μελών Ο/Σ απαιτεί τον καθορισμό του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων, το οποίο χαρακτηρίζει την καμπτική παραμόρφωση όπως το διάγραμμα

τάσεων-μηκύνσεων χαρακτηρίζει την αξονική παραμόρφωση. Η καμπυλότητα ορίζεται ως η στροφή ανά μονάδα μήκους μέλους. Με την υπόθεση ότι οι διατομές παραμένουν επίπεδες κατά την παραμόρφωση (υπόθεση Navier-Bernoulli) καθώς και ότι η σχετική ολίσθηση χάλυβα-σκυροδέματος είναι μηδενική, η καμπυλότητα ποσοτικοποιείται σύμφωνα με το Σχήμα 1.1 ως:

$$\varphi = \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{\xi d} = \frac{\varepsilon_s}{(1-\xi)d} \quad (1.1)$$

όπου R η ακτίνα καμπυλότητας, ε_c η παραμόρφωση (βράχυνση) της ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος, ε_s η παραμόρφωση (μήκυνση) του εφελκυσμένου χάλυβα, d το στατικό ύψος και $\xi \cdot d$ το ύψος της θλιβόμενης ζώνης.



Σχήμα 1.1: Ορισμός καμπυλότητας διατομής.

Το μήκος του τμήματος ενός μέλους μεταξύ του σημείου όπου η ροπή, M, είναι μέγιστη και του σημείου καμπής όπου η ροπή είναι μηδέν, ορίζεται ως μήκος διάτμησης, L_s . Για βάρη γεφυρών χωρίς ενδιάμεση εγκάρσια φόρτιση, το διάγραμμα ροπών κάμψης είναι τριγωνικό μέσα στο μήκος διάτμησης, όπως δηλαδή σ' έναν πρόβολο που φορτίζεται μ' ένα φορτίο μόνο στο άκρο του. Στο Σχήμα 1.2 παρουσιάζεται ένας τέτοιος πρόβολος με συγκεντρωμένο φορτίο στο ελεύθερο άκρο του. Η στροφή μεταξύ των επαπτόμενων στον άξονα του μέλους στις θέσεις δυο οποιωνδήποτε σημείων A και B, θ_{AB} , καθώς και η σχετική μετακίνηση, δ_{AB} , του σημείου B ως προς την επαπτομένη στο A ορίζονται ως:

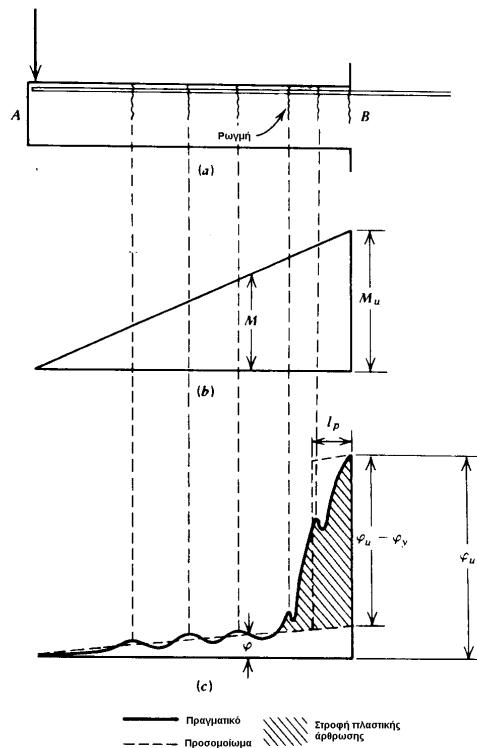
$$\theta_{AB} = \int_A^B \varphi dx, \quad \delta_{AB} = \int_A^B x \varphi dx \quad (1.2)$$

Αν τα σημεία A και B είναι τα άκρα, η “στροφή χορδής” κάθε άκρου ορίζεται ως η γωνία μεταξύ

της εφαπτομένης στο άκρο του μέλους και της χορδής που ενώνει τα άκρα του μέλους στην παραμορφωμένη κατάσταση του, ισούται δε με:

$$\theta_A = \int_A^B \varphi \left(\frac{x_B - x}{x_B - x_A} \right) dx, \quad \theta_B = \int_A^B \varphi \left(\frac{x_A - x}{x_B - x_A} \right) dx \quad (1.3)$$

Η εξ. (1.1) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό των παραμορφώσεων ενός μέλους, όταν είναι γνωστές οι σχέσεις ροπών-καμπυλοτήτων και η κατανομή των καμπτικών ροπών κατά μήκος του μέλους. Θα πρέπει να επισημανθεί ότι η σχέση αυτή αγνοεί της αύξηση της δυσκαμψίας του μέλους εξαιτίας της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών. Συγχρόνως, η εξ. (1.1) αγνοεί πρόσθετες παραμορφώσεις που οφείλονται στις λοξές ρωγμές εξαιτίας διάτμησης και στην ολίσθηση του οπλισμού λόγω συνάφειας.



Σχήμα 1.2: Κατανομή καμπυλοτήτων κατά μήκος μέλους Ο/Σ.

Η κατανομή των καμπυλοτήτων για τον πρόβολο του Σχήματος 1.2 είναι προφανής. Η περιοχή των ανελαστικών καμπυλοτήτων απλώνεται σ' ένα μήκος ίσο με το διάστημα εκείνο στο οποίο η καμπτική ροπή υπερβαίνει τη ροπή διαρροής. Επίσης είναι φανερό ότι η καμπυλότητα δεν μεταβάλλεται γραμμικά κατά μήκος του μέλους, λόγω της συμβολής του σκυροδέματος στην ανάληψη εφελκυστικών τάσεων μεταξύ των ρωγμών. Κάθε τοπικό μέγιστο του διαγράμματος των καμπυλοτήτων αντιστοιχεί και σε μια ρωγμή στο μέλος.

Η πραγματική κατανομή των καμπυλοτήτων μπορεί να προσομοιωθεί απλοποιητικά μέσω ελαστικών και ανελαστικών περιοχών. Η συνεισφορά των ελαστικών περιοχών μπορεί να γίνει θεωρώντας τη γνωστή από τη Τεχνική Θεωρία της Κάμψης εξίσωση:

$$\varphi = \frac{M}{EI} \quad (1.4)$$

με EI την ελαστική δυσκαμψία πριν τη διαρροή. Αντίστοιχα η στροφή θ_{AB} μπορεί να προσδιορισθεί από την εξίσωση:

$$\theta_{AB} = \int_A^B \frac{M}{EI} dx \quad (1.5)$$

Η συνεισφορά της πλαστικής περιοχής μπορεί να γίνει μέσω της παραδοχής ότι στην περιοχή αυτή η κατανομή της καμπυλότητας προσομοιώνεται μ' ένα ισοδύναμο παραλληλόγραμμο ύψους $\varphi_{\max} - \varphi_y$ και μήκους L_p (το μήκος "πλαστικής άρθρωσης"), όπου φ_{\max} η καμπυλότητα στην κρίσιμη διατομή και φ_y η καμπυλότητα στην διαρροή. Το παραλληλόγραμμο αυτό έχει το ίδιο εμβαδόν με το εμβαδόν του πραγματικού διαγράμματος πλαστικών καμπυλοτήτων. Με άλλα λόγια όλες οι μετελαστικές παραμορφώσεις θεωρούνται ότι προκαλούνται από τη συνολική πλαστική γωνία στροφής $\theta_{\text{πλ}}$ που αναπτύσσεται στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης. Η προσέγγιση αυτή ισχύει και στην αστοχία, όπου $\varphi_{\max} = \varphi_u$. Έτσι η πλαστική στροφή στην αστοχία ισούται με:

$$\theta_{p,u} = (\varphi_u - \varphi_y)L_p \quad (1.6)$$

Θα πρέπει να επισημανθεί ότι το μήκος πλαστικής άρθρωσης είναι μικρότερο από το μήκος πλαστικοποίησης του μέλους. Για τον πρόβολο του Σχήματος 1.1 αποδεικνύεται εύκολα ότι η γωνία στροφής χορδής στην αστοχία είναι, με βάση την παραπάνω προσομοίωση:

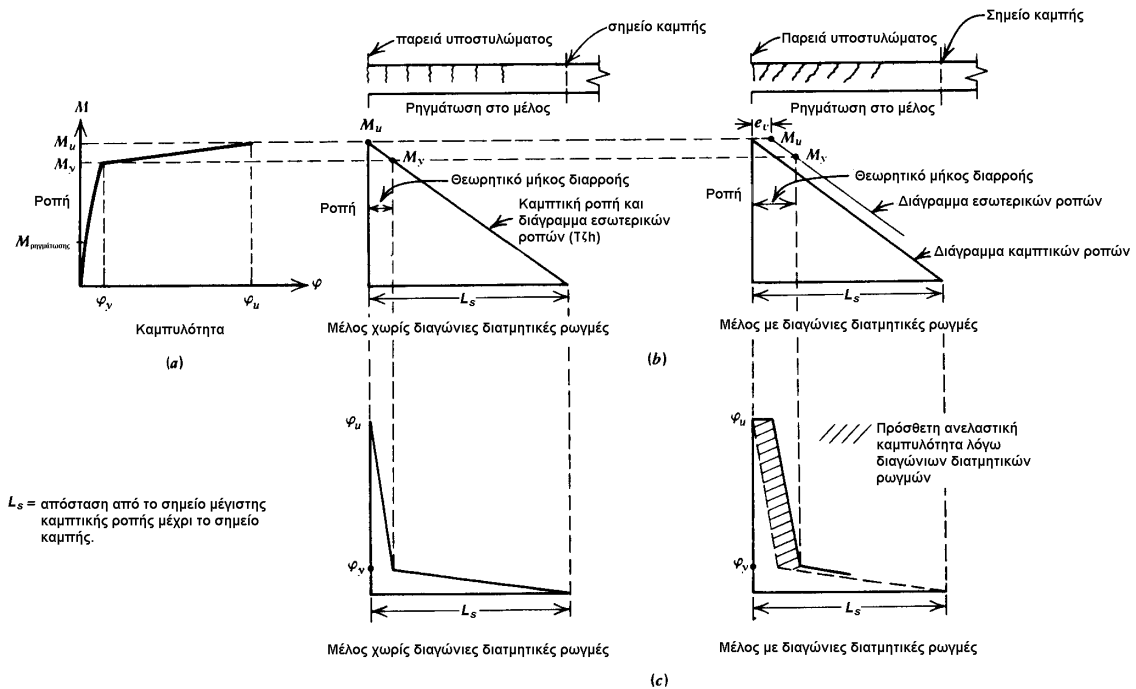
$$\theta_u = \varphi_y \frac{L_s}{3} + (\varphi_u - \varphi_y)L_p \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L_s}\right) = \theta_y + (\varphi_u - \varphi_y)L_p \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L_s}\right) \quad (1.7)$$

και η μετακίνηση στο ελεύθερο άκρο του είναι:

$$\delta_{AB} = \left(\varphi_y \frac{L_s}{2} \frac{2L_s}{3}\right) + (\varphi_u - \varphi_y)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2}\right) = \varphi_y \frac{L_s^2}{3} + (\varphi_u - \varphi_y)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2}\right) \quad (1.8)$$

Ο προσδιορισμός της πλαστικής στροφής, θ_p από τις μετελαστικές μηκύνσεις/καμπυλότητες

μέχρι την αστοχία, καθώς και οι αντίστοιχες εμπειρικές σχέσεις για το μήκος πλαστικής άρθρωσης, L_p , δίνουν επαρκώς ακριβή αποτελέσματα όταν δεν εμφανίζεται ουσιώδης αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης (μόνο καμπτικών ρωγμών), όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.3. Όμως στη περίπτωση της καμψοδιατμητικής αστοχίας (εμφάνιση καμπτικών και διατμητικών ρωγμών), όπως φαίνεται επίσης στο Σχήμα 1.3, τα ανωτέρω ισχύουν μόνο κατά προσέγγιση διότι το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων αντιστοιχεί προσεγγιστικά στο διάγραμμα εσωτερικών ροπών ($T \cdot \zeta \cdot h$)-καμπυλοτήτων της διατομής.



Σχήμα 1.3: Επιρροή των καμπτικών και διατμητικών ρωγμών στην κατανομή των καμπυλοτήτων.

Με ένα τέτοιο υπολογισμό όμως αγνοείται η συνεισφορά της ύπαρξης διατμητικών ρωγμών, της τυχόν ολίσθησης οπλισμού, ο λυγισμός ράβδων και η ανακύκλιση της φόρτισης. Κατά καιρούς έχουν προταθεί για την πλαστική ικανότητα στροφής χορδής υπό μονοτονική φόρτιση, και προχωρημένα προσομοιώματα, τα οποία ενσωματώνουν τη συνεισφορά των παραπάνω φαινομένων (CEB 1998, CEB 1993). Παρά την συνεχή βελτίωση των μοντέλων αυτών τελικά δεν προσομοιώνουν με επιτυχία την πειραματική συμπεριφορά στην αστοχία.

Γενικά προκύπτει ότι η εξ. 1.7 είναι συντηρητική προσέγγιση της στροφής χορδής στην αστοχία βάθρων O/Σ . Τα πειραματικά αποτελέσματα αποτελούν βέβαια το τελικό κριτήριο για την ανάπτυξη κανόνων, ιδιαίτερα για τη εκτίμηση παραμορφώσεων στην αστοχία υπό μονοτονική ή ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Η έλλειψη όμως επαρκούς αριθμού πειραματικών δεδομένων κυρίως για κιβωτοειδή βάθρα καθώς και η δυσκολία συνδυασμού τους με τις αντίστοιχες συνθήκες πρακτικής εφαρμογής καθιστούν την διαδικασία του προσδιορισμού στροφών χορδών απευθείας από πειραματικά αποτελέσματα, πρακτικά ανέφικτη. Για το σκοπό αυτό στην εργασία αυτή υιοθετήθηκε

διαδικασία προσδιορισμού της στροφής χορδής στην αστοχία βάσει επαναληπτικής διαδικασίας σύμφωνη με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 μέρος 2 και σύγκριση των αποτελεσμάτων με αντίστοιχα πειραματικά ώστε να εκτιμηθεί το ποσοστό λάθους της προσέγγισης. Ο λόγος για τον οποίο υιοθετήθηκε μια τέτοια προσέγγιση είναι η απλότητά της και η δυνατότητα υλοποίησής της σε προγράμματα Η/Υ.

1.2 Διαδικασία προσδιορισμού στροφής χορδής στην αστοχία.

Ο υπολογισμός της στροφής χορδής στην αστοχία γίνεται βάση της εξ. 1.7 ο προσδιορισμός των παραμέτρων της οποίας παρουσιάζεται στις επόμενες παραγράφους.

1.2.1. Προσδιορισμός διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων.

Η καμπυλότητα, ϕ , αποτελεί την φυσική παράμετρο μέτρησης καμπτικών παραμορφώσεων και μπορεί εύκολα να ποσοτικοποιηθεί σε συνάρτηση με τα γεωμετρικά και μηχανικά ποσοστά της διατομής με δεδομένη την θεώρηση της επιπεδότητας διατομών. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για το προσδιορισμό του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων (Σχήμα 1.3) είναι επαναληπτική, παρόλο που για τη περίπτωση ορθογωνικών διατομών υπάρχουν αναλυτικές σχέσεις προσδιορισμού της οι οποίες αναπτύσσονται στη παράγραφο 1.5 του παρόντος, ώστε να καλύπτει όλες τις δυνατές περιπτώσεις διατομής βάρων (ορθογωνικά, κυκλικά, κιβωτοειδή κλπ).

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για το προσδιορισμό του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων – γνωστή και ως προσομοίωμα ινών (fiber model) - περιλαμβάνει τα ακόλουθα στάδια:

1. Η διατομή διακριτοποιείται σε περιοχές στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος και χάλυβα.
2. Επιλέγονται κατάλληλοι νόμοι για το μη-περισφιγμένο και το περισφιγμένο σκυρόδεμα καθώς και το χάλυβα οπλισμού.
3. Για διάφορα επίπεδα ροπών υπολογίζεται με επαναληπτική διαδικασία η θέση του ουδέτερου άξονα και της καμπυλότητας της διατομής ώστε να ισχύει η ισορροπία εσωτερικών – εξωτερικών δυνάμεων στη διατομή.

Η παραπάνω διαδικασία είναι ήδη υλοποιημένη σε διάφορα προγράμματα Η/Υ όπως το UCFYBER/XTRACT το οποίο χρησιμοποιήθηκε και στη παρούσα έρευνα. Στη συνέχεια παρατίθενται αναλυτικά οι νόμοι υλικών που υιοθετήθηκαν.

1.2.1.1 Μη περισφιγμένο σκυρόδεμα.

Για την περιοχή του μη περισφιγμένου σκυροδέματος έχει υιοθετηθεί το προσομοίωμα των Mander & Priestley (Mander, J.B., Priestley, M. J. N., "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, August 1988, pp. 1827-1849), σύμφωνα με το οποίο το διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων προσδιορίζεται ως ακολούθως:

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{sp} : f_{cm} = f_{cu} + \left(f_{cp} - f_{cu} \right) \frac{\varepsilon - \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sp} - \varepsilon_{cu}} \quad (1.9)$$

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{cu} : f_{cm} = \frac{(r - 1 + x^r) f_c}{xr}$$

όπου:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (1.10)$$

$$r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}} \quad (1.11)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cmc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (1.12)$$

ε_{cu} η μέγιστη παραμόρφωση του σκυροδέματος (0.0035 για $f_{ck} < 55$), ε_{cc} η παραμόρφωση στην αποφλοιώση, ε_{cc} η παραμόρφωση στη μέγιστη τάση (0.002),

1.2.1.2 Περισφιγμένο σκυρόδεμα.

Για την περιοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος έχει υιοθετηθεί το προσομοίωμα των Mander & Priestley (Mander, J.B., Priestley, M. J. N., "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, August 1988, pp. 1827-1849), σύμφωνα με το οποίο το διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων προσδιορίζεται ως ακολούθως:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cmc}} = \frac{x^r}{r - 1 + x^r} \quad (1.13)$$

όπου:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (1.14)$$

$$r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}} \quad (1.15)$$

$$\text{Η εφαπτομενική δυσκαμψία στη διαρροή είναι: } E_{sec} = \frac{f_{cmc}}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (1.16)$$

$$\text{Η αύξηση της τάσης λόγω περισφιγξης είναι: } f_{cm,c} = f_{cm} \lambda_c \quad (1.17)$$

όπου:

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}}} - 1,254 \quad (1.18)$$

Η παραμόρφωση του σκυροδέματος στην μέγιστη τάση προσδιορίζεται ως:

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad (1.19)$$

Η αποδοτικότητα της περίσφιγξης λαμβάνεται μέσω της τάσης σ_e ως ακολούθως:

Για κυκλικούς συνδετήρες:

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \alpha \rho_w f_{ym} \quad (1.20)$$

Για ορθογωνικούς συνδετήρες:

$$\sigma_e = \alpha \rho_w f_{ym} \quad (1.21)$$

όπου α είναι συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιγξης (βλ. 5.4.3.2.2 του EN 1998-1) ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0 για την περίπτωση βάρων με $b_{min} \cong 1.0m$

Η παραμόρφωση του σκυροδέματος στην αστοχία προσδιορίζεται μέσω της αστοχία των συνδετήρων και προκύπτει ως:

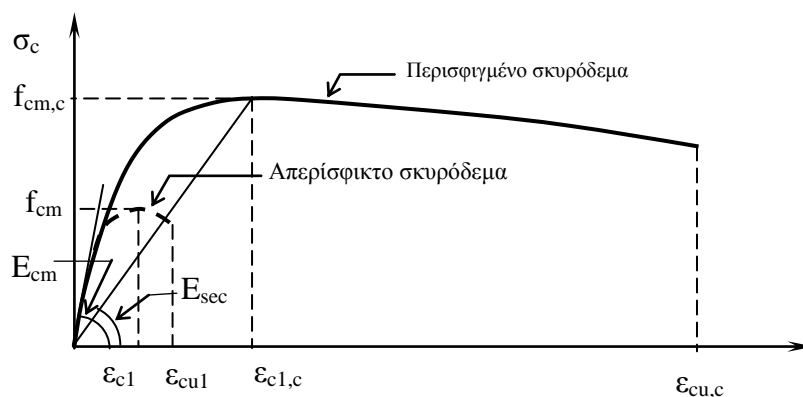
$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_s f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad (1.22)$$

όπου :

$\rho_s = \rho_w$ για κυκλικούς συνδετήρες:

$\rho_s = 2\rho_w$ για ορθογωνικούς συνδετήρες:

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{um}$ η παραμόρφωση του χάλυβα στη μέγιστη τάση (βλ 3.2.2.2 του EN 1992-1)



Σχήμα 1.4
Διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων σκυροδέματος

1.2.1.3 Χάλυβας οπλισμού.

Για το χάλυβα υιοθετήθηκε διγραμμικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων ελαστικό μέχρι τη διαρροή και με δυσκαμψία K μέχρι την μέγιστη παραμόρφωση e_{su} ίση με:

$$K = \frac{f_t}{f_{yk}} \quad (1.23)$$

1.2.2 Ορισμός αστοχίας σχεδιασμού υπό σεισμικές δράσεις

Όπως γίνεται και στις καταστάσεις αστοχίας σχεδιασμού με σεισμικές δράσεις, η αστοχία θεωρείται ότι επέρχεται όταν είτε η ανηγμένη μήκυνση του οπλισμού είτε η ανηγμένη βράχυνση του σκυροδέματος φθάσουν την τιμή αστοχίας:

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{uk}$ για τον χάλυβα οπλισμού σύμφωνα με τον Πίνακα C1 του Παραρτήματος C του EN1992-1-1 = 0.075 για χάλυβα κλάσεως C

$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu,k}$ σύμφωνα με την σχέση 1:22 για περισφιγμένο σκυρόδεμα

$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu,1}$ σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 του EN1992-1-1 για απερίσφιγτο σκυρόδεμα

Από τα παραπάνω στοιχεία προσδιορίζεται η οριακή πλαστική γωνία στροφής $\theta_{pl,u}$.

Ο έλεγχος της απαιτούμενης πλαστικής γωνίας στροφής $\theta_{pl,req}$ γίνεται με την συνθήκη

$$\theta_{pl,req} \leq \frac{\theta_{pl,u}}{\gamma_{u,\theta}}$$

με τον συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{u,\theta} = 1.40$. Η τιμή αυτή τεκμηριώνεται στο στοιχείο 1.4.

1.2.3 Μήκος πλαστικής άρθρωσης.

Το μήκος πλαστικής άρθρωσης, L_{pl} , προσδιορίστηκε από σχέση της μορφής:

$$L_{pl} = \alpha L + \beta d_s f_{sy} \quad (1.24)$$

όπου d_s είναι η διάμετρος του διαμήκη οπλισμού της διατομής και f_{sy} η τάση διαρροής του σε Mpa.

Οι συντελεστές α και β προσδιορίστηκαν με μη-γραμμική regression έτσι ώστε να ελαχιστοποιείται η απόκλιση μεταξύ των τιμών της γωνίας στροφής χορδής σε αστοχία, όπως προσδιορίζονται από τις μηκύνσεις/καμπυλότητες αστοχίας και όπως μετρήθηκαν στα πειραματικά αποτελέσματα μιας βάσης δεδομένων 64 δοκιμών σε διατομές βάρων Ο/Σ, όπως περιγράφεται στο στοιχείο 1.4 παρακάτω. Από την διαδικασία αυτή προέκυψαν οι τιμές:

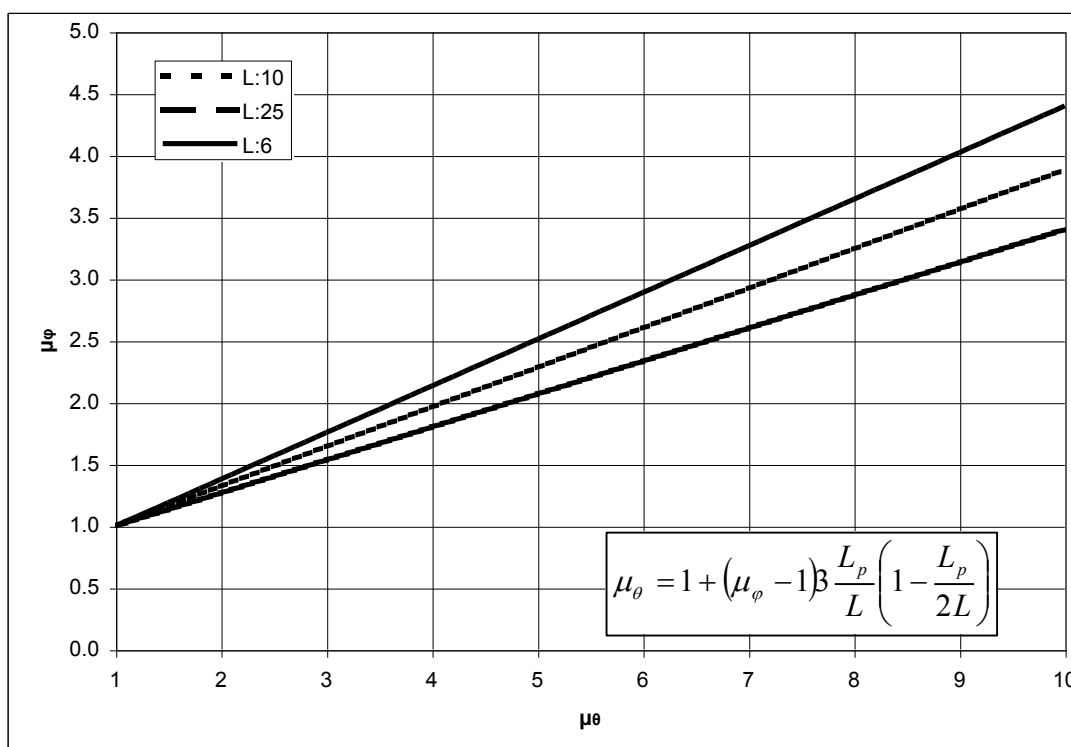
$$\alpha = 0.10$$

$$\beta = 0.015$$

Η εξ. 1.7 μπορεί να μετασχηματιστεί σε όρους πλαστιμοτήτων ως συνάρτηση του μήκους πλαστικής άρθρωσης και του μήκους του μέλους σύμφωνα με την εξ. 2.19

$$\mu_{\theta} = 1 + (\mu_{\varphi} - 1) \beta \frac{L_p}{L} \left(1 - \frac{L_p}{2L} \right) \quad (1.25)$$

Με βάση την εξ. 1.25 μπορεί να γίνει συσχέτιση μεταξύ πλαστιμοτήτων στροφής χορδής και πλαστιμοτήτων καμπυλοτήτων η οποία και παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.5 για την περίπτωση προσδιορισμού του μήκους πλαστικής άρθρωσης από την εξίσωση 1.24 και για μήκη μέλους 6, 10 και 25m.



Σχήμα 1.5 Συσχέτιση πλαστιμοτήτων για L_{pl} από (1.24)

1.3. Παραμετρική ανάλυση διατομών βάθρων

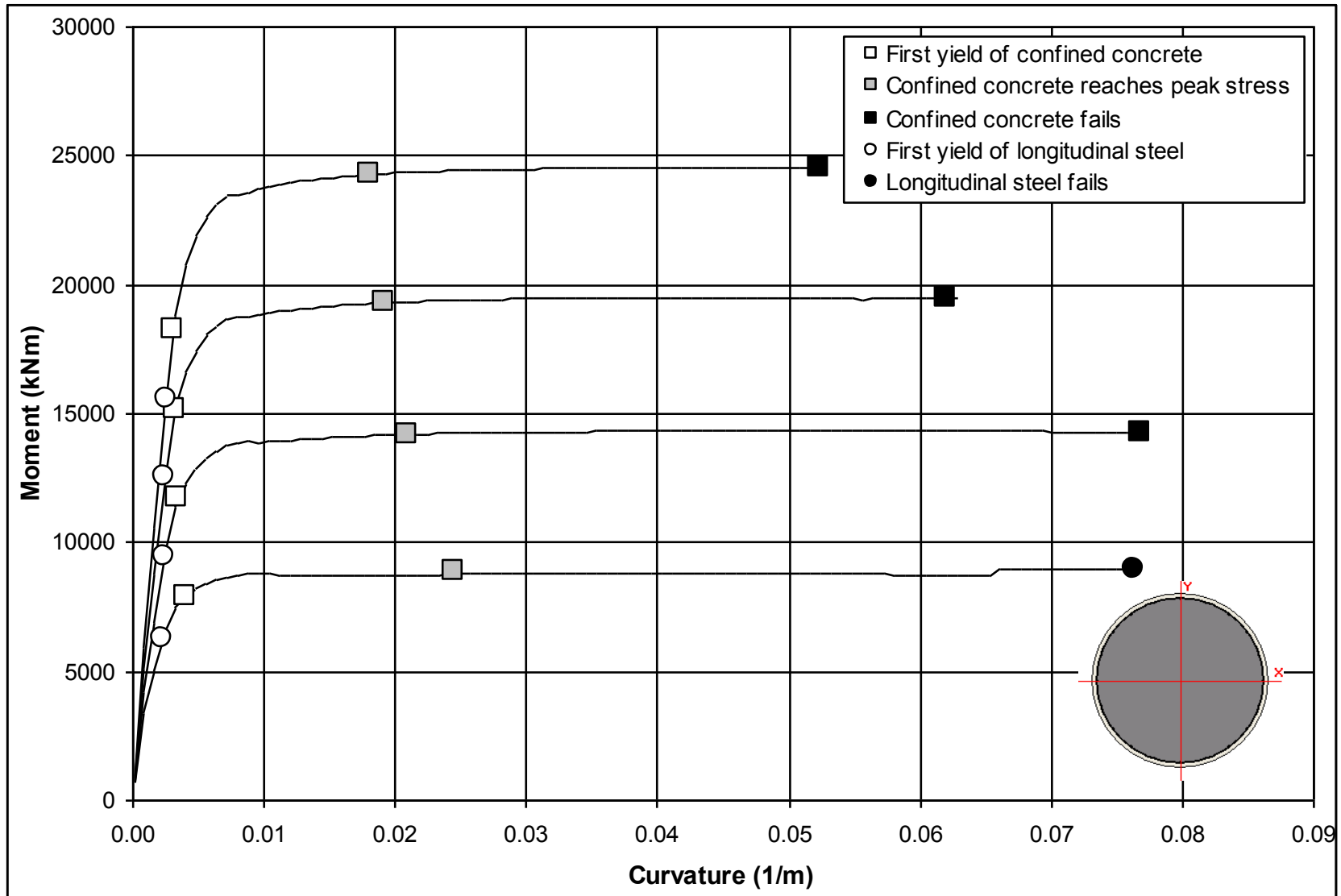
Στόχος της μελέτης ήταν η διερεύνηση συμπεριφοράς ρεαλιστικών περιπτώσεων διατομών. Έτσι εξετάστηκαν οι ακόλουθες περιπτώσεις διατομών:

1. Κυκλικές διατομές διαμέτρου 1.60m με ποσοστό διαμήκους οπλισμού 1%, 2%, 3% και 4% και συνδετήρες σύμφωνα με τις διατάξεις περί ελαχίστου οπλισμού διάτμησης του Ευρωκώδικα 8 μέρος 2 και ανηγμένο αξονικό φορτίο $\nu=0.1$.
2. Κιβωτοειδής διατομές διαστάσεων (πλάτος x ύψος x πάχος) 3.0 x 6.5 x 0.6m με ποσοστό διαμήκους οπλισμού 1%, 2%, 3% και 4% και συνδετήρες σύμφωνα με τις διατάξεις περί

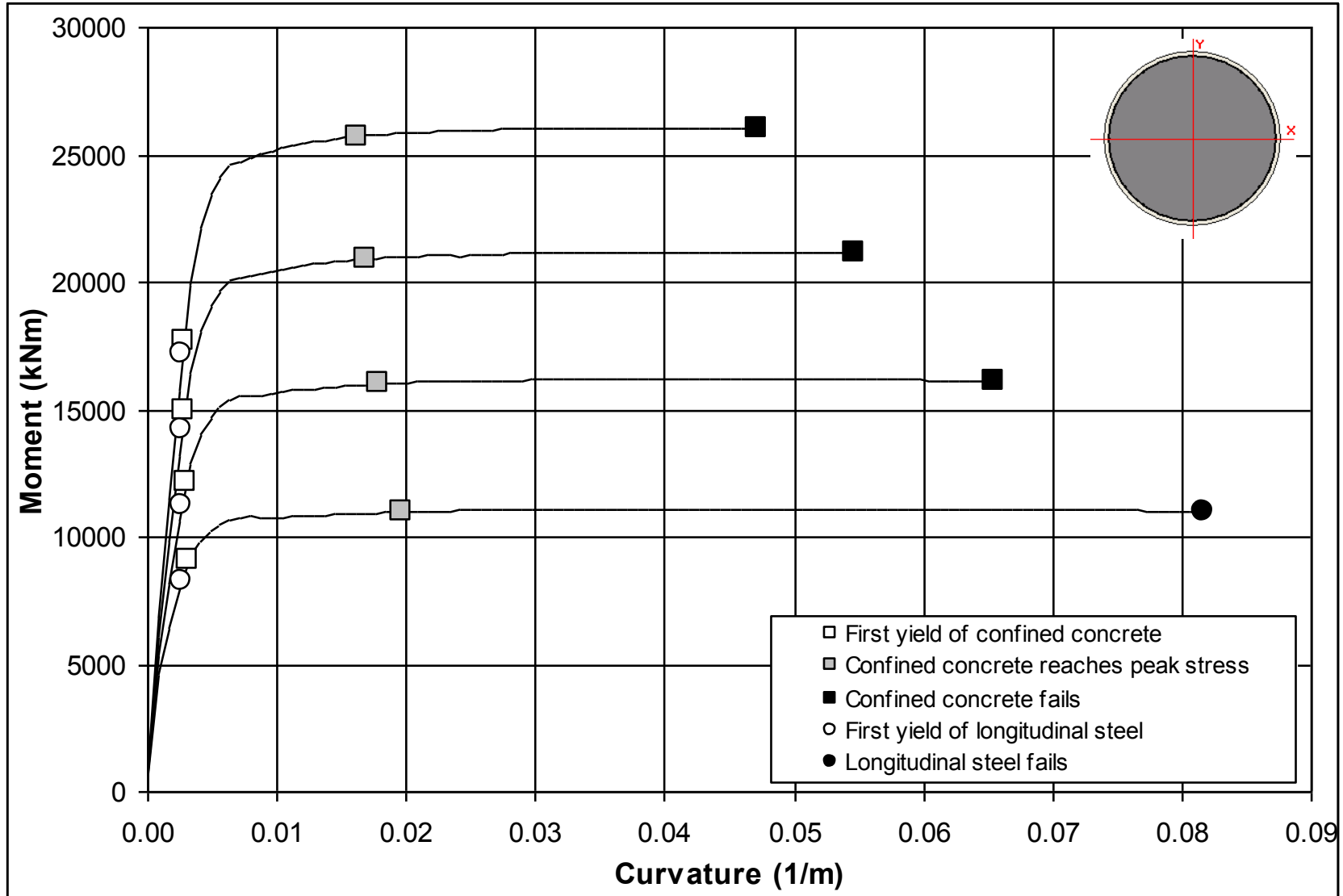
ελαχίστου οπλισμού διάτμησης του Ευρωκώδικα 8 μέρος 2 και ανηγμένο αξονικό φορτίο $\nu=0.1$.

3. Ορθογωνικές διατομές διαστάσεων (πλάτος x ύψος) 1.0 x 3.0m με ποσοστό διαμήκους οπλισμού 1%, 2%, 3% και 4% και συνδετήρες σύμφωνα με τις διατάξεις περί ελαχίστου οπλισμού διάτμησης του Ευρωκώδικα 8 μέρος 2 και ανηγμένο αξονικό φορτίο $\nu=0.1$.

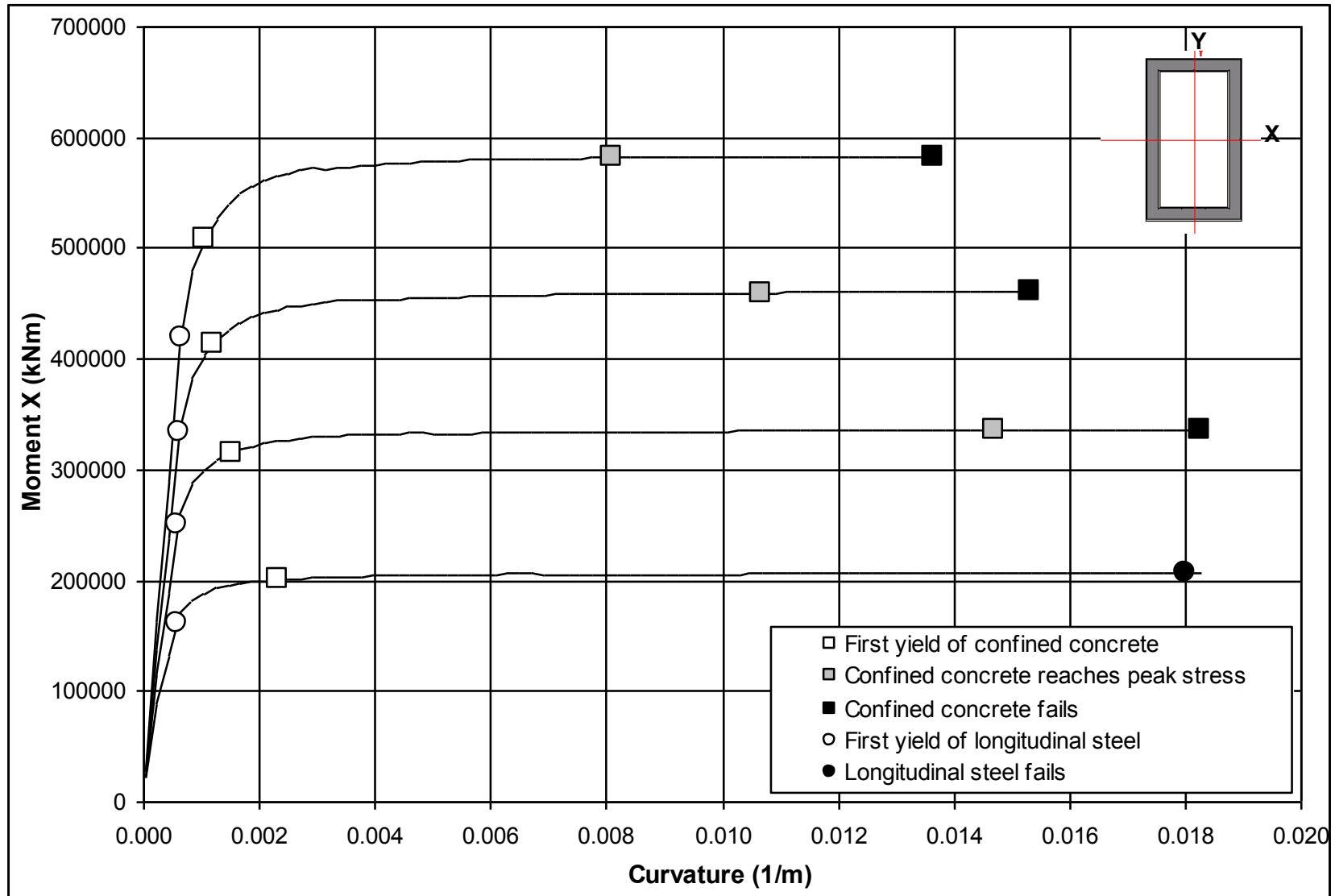
Τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων παρουσιάζονται στα σχήματα 1.6 έως 1.11.



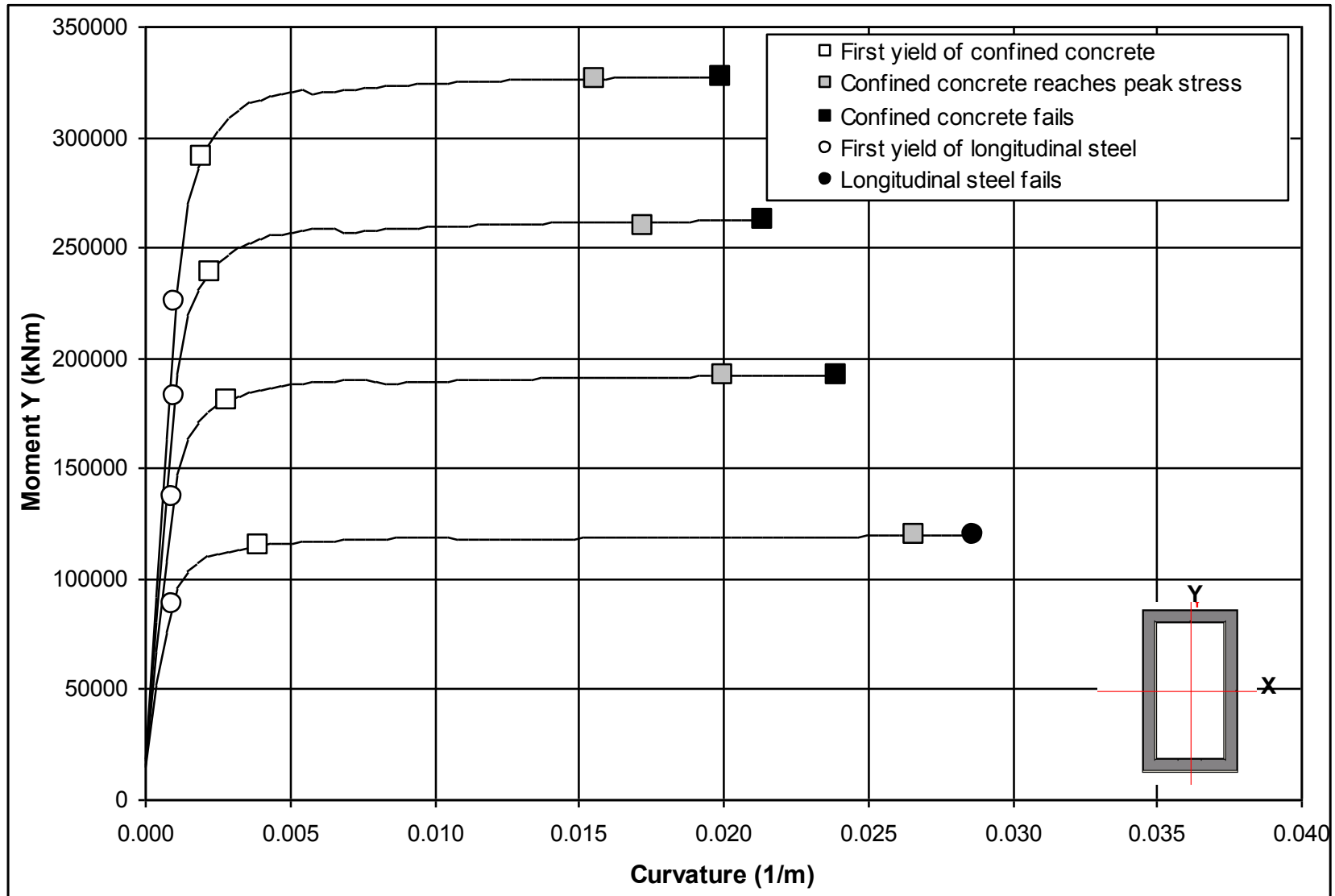
Σχήμα 1.6 Κυκλική διατομή με $D=1.6\text{m}$, $\nu=0.1$ και $\rho=1\%$, 2% , 3% , 4%



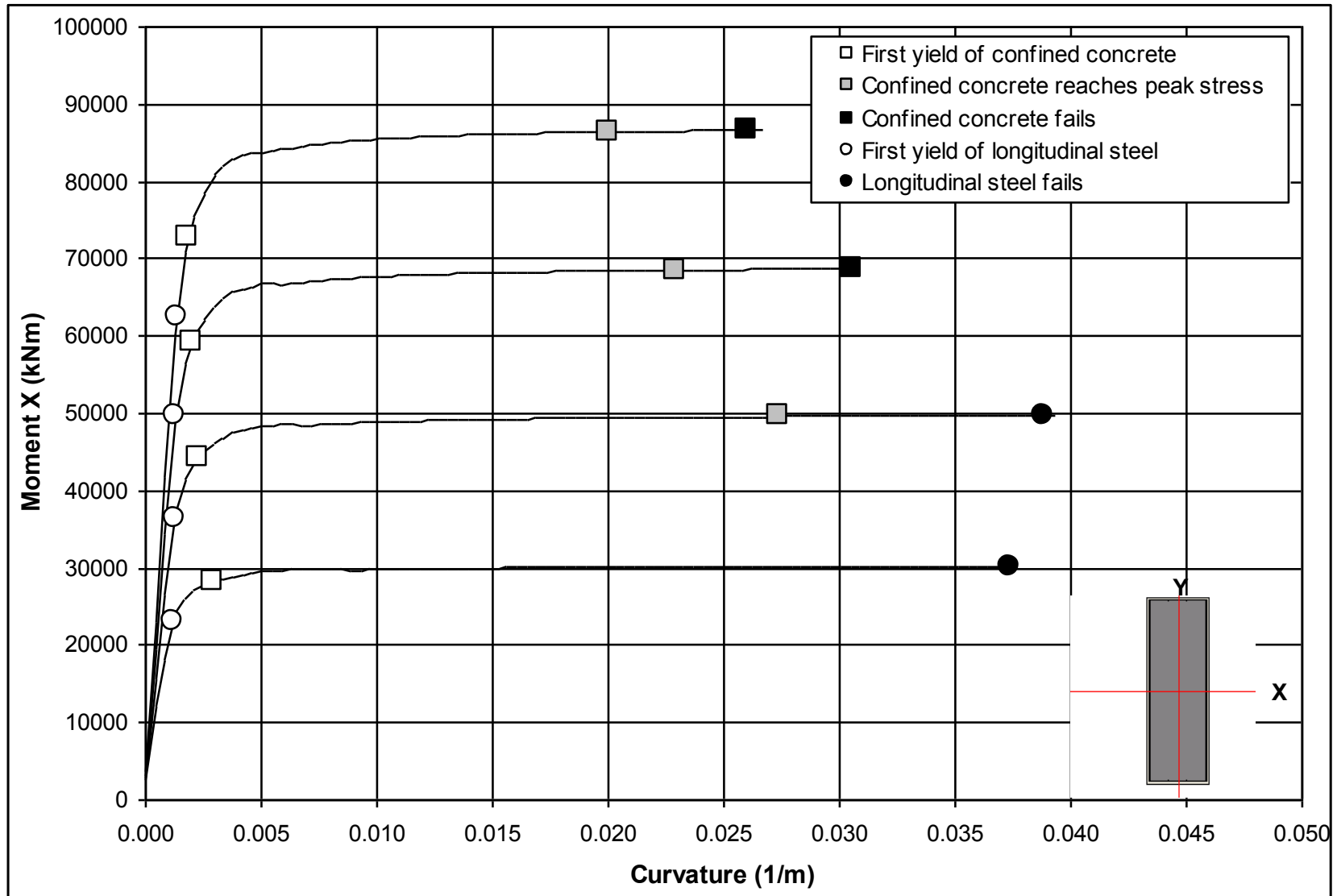
Σχήμα 1.7 Κυκλική διατομή με $D=1.6m$, $\nu=0.2$ και $\rho=1\%$, 2% , 3% , 4%



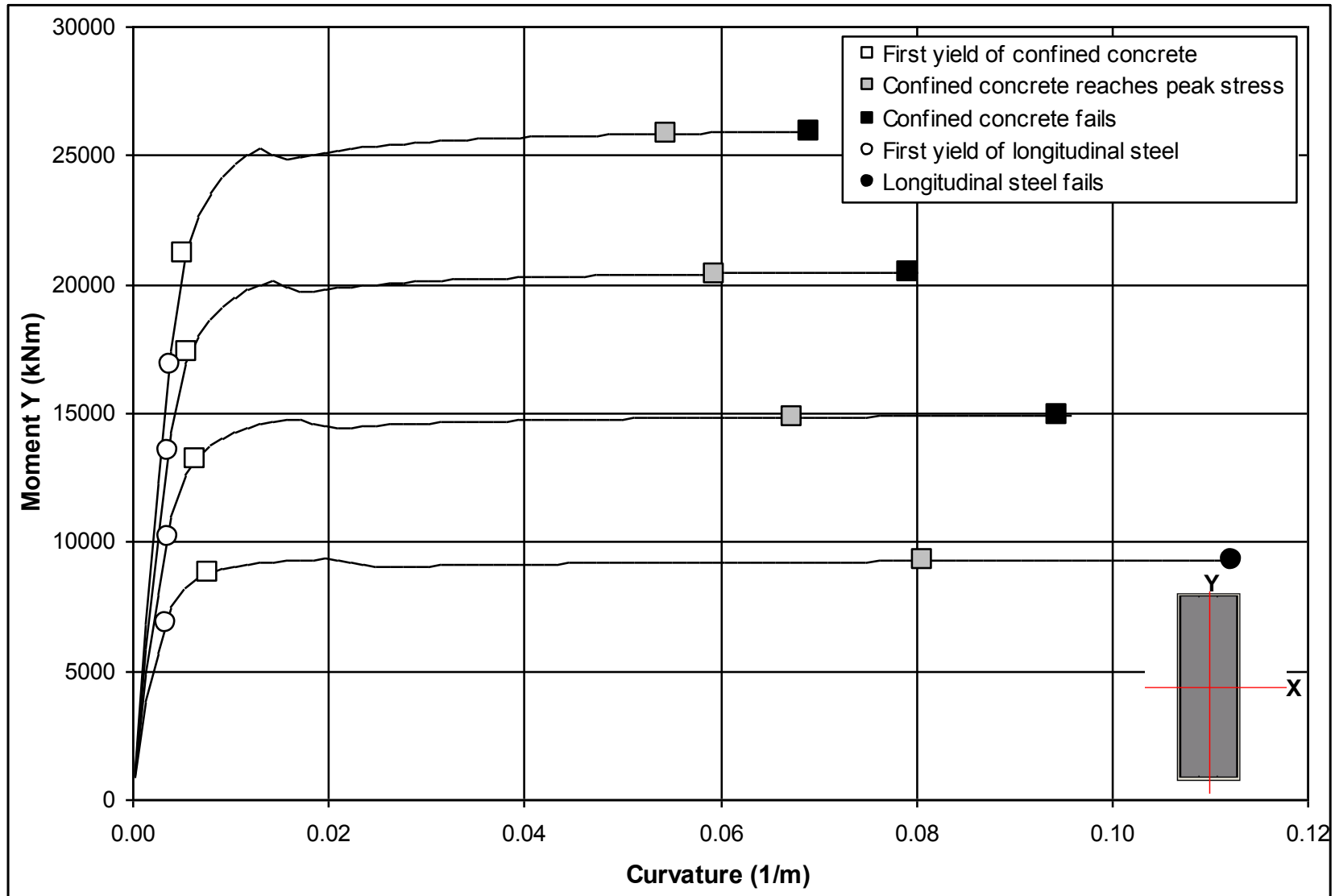
Σχήμα 1.8 Κιβωτοειδής διατομή 3.5x6.0x0.5m με, $\nu=0.1$ και $\rho=1\%, 2\%, 3\%, 4\%$



Σχήμα 1.9 Κιβωτοειδής διατομή 3.5x6.0x0.5m με, $\nu=0.2$ και $\rho=1\%, 2\%, 3\%, 4\%$



Σχήμα 1.10 Ορθογωνική διατομή 3.0x1.0m με $\nu=0.1$ και $\rho=1\%, 2\%, 3\%, 4\%$

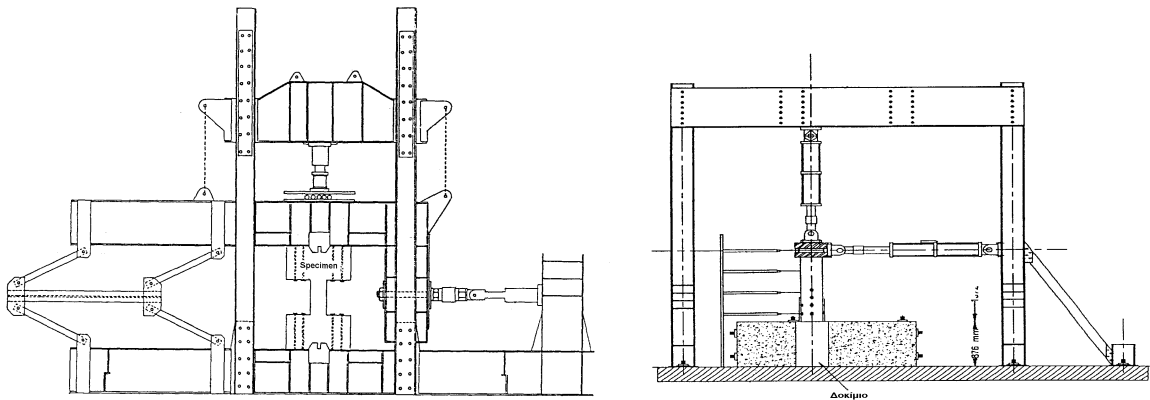


Σχήμα 1.11 Ορθογωνική διατομή 3.0x1.0m με $\nu=0.2$ και $\rho=1\%, 2\%, 3\%, 4\%$

1.4. Σύγκριση με πειραματικά δεδομένα

Προκειμένου να διαπιστωθεί η δυνατότητα της παραπάνω διαδικασίας για τη σωστή πρόβλεψη της στροφής χορδής στην αστοχία εφαρμόστηκε σε μια σειρά διατομών οι οποίες είχαν δοκιμαστεί υπό μονοτονική ή ανακυκλιζόμενη φόρτιση μέχρι την αστοχία.

Η συνηθέστερη πειραματική διάταξη που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα ήταν αυτή του προβόλου, το ένα άκρο του οποίου πακτωνόταν σε κυβόλιθο σκυροδέματος. Στο άλλο, δηλ. το ελεύθερο άκρο, ασκείτο η φόρτιση μέσω επιβεβλημένων μετακινήσεων. Μια άλλη συνηθής διάταξη ήταν αυτή του αμφίπακτου μέλους, στην οποία και τα δυο άκρα ήταν πακτωμένα σε κυβόλιθους που μετατοπίζονταν παράλληλα. Στο Σχήμα 1.12 παρουσιάζονται τυπικές πειραματικές διατάξεις οι οποίες χρησιμοποιούνται από διάφορους ερευνητές.



Σχήμα 1.12: Τυπικές πειραματικές διατάξεις που χρησιμοποιήθηκαν σε πειράματα της βάσης δεδομένων

Η βάση δεδομένων των δοκιμών που χρησιμοποιήθηκαν σε αυτήν την μελέτη περιλαμβάνει 64 δοκίμια βάρων γεφυρών Ο/Σ σε μονοαξονική κάμψη, με αξονική δύναμη. Από αυτά τα δοκίμια 31 έχουν κυκλική διατομή, 8 κιβωτοειδή και 25 ορθογωνική. Σε όλες τις δοκιμές η αστοχία ήταν καμπτική. Τα δοκίμια που περιλήφθηκαν στη βάση δεδομένων επιλέχθηκαν έτσι ώστε να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του EC8-2 σχετικά με τις διαστάσεις, τον οπλισμό και την πλαστιμότητα. Για αυτόν τον λόγο, αν και ένας μεγαλύτερος αριθμός πειραματικών αποτελεσμάτων υπάρχει στη βιβλιογραφία, μόνο 64 έχουν χρησιμοποιηθεί.

Η διαδικασία που περιγράφηκε προηγουμένως ακολουθήθηκε για τον προσδιορισμό της στροφής χορδής στην αστοχία. Στο σχήμα 1.13 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σύγκρισης μεταξύ των τιμών της πλαστικής στροφής χορδής στην αστοχία θ_p όπως προβλέπονται από την παραπάνω διαδικασία και όπως προκύπτουν πειραματικά. Η συμφωνία που επιτυγχάνεται μεταξύ προβλέψεων και πειραματικών αποτελεσμάτων, όπως δείχνει και η χαμηλή τιμή της τυπικής απόκλισης (18%) είναι εντυπωσιακά καλές.

Σύμφωνα με τον EC8-2 η τιμή σχεδιασμού θ_{Pd} για την πλαστική γωνία στροφής θ_p

λαμβάνεται από την τιμή της θ_p που προκύπτει από την καμπυλότητα αστοχίας ύστερα από διαίρεση με συντελεστή ασφάλειας $\gamma_{u,\theta}$. Ο συντελεστής αυτός κάλυπτει εκτός των αβεβαιοτήτων τοπικών ατελειών του στοιχείου, και την διασπορά των πειραματικών αποτελεσμάτων.

Στο σχήμα 1.13 παρουσιάζεται η γραμμή της κάτω χαρακτηριστικής τιμής 5% η οποία αντιστοιχεί σε $\gamma_{u,\theta} = 1,25$, όπως και εκείνη που αντιστοιχεί σε $\gamma_{u,\theta} = 1,40$

1.5. Αναλυτικός προσδιορισμός έντασης και παραμόρφωσης στην διαρροή και στην αστοχία

Για λόγους πληρότητας αναπτύσσεται και αναλυτική διαδικασία για το προσδιορισμό μεγεθών έντασης και παραμόρφωσης για την περίπτωση ορθογωνικών διατομών ή οποία μπορεί να εφαρμοστεί και στην περίπτωση κιβωτοειδών διατομών υπό την προϋπόθεση η θλιβόμενη περιοχή σκυροδέματος να είναι ολόκληρη στο πέλμα της διατομής.

Η καμπυλότητα, ϕ , για την περίπτωση ορθογωνικών διατομών μπορεί εύκολα να ποσοτικοποιηθεί σε συνάρτηση με τα γεωμετρικά και μηχανικά ποσοστά της διατομής με δεδομένη την θεώρηση της επιπεδότητας των διατομών. Έτσι για την περίπτωση που η διαρροή οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού η καμπυλότητα διαρροής προκύπτει από τη σχέση:

$$\phi_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad (1.26)$$

ενώ αν οφείλεται σε σημαντική μη γραμμικότητα του θλιβόμενου σκυροδέματος σε επίπεδα παραμορφώσεων ακραίας θλιβόμενη ίνας πέρα του $\epsilon_c \approx 1.8f_c/E_c$ τότε η καμπυλότητα διαρροής προκύπτει από τη σχέση:

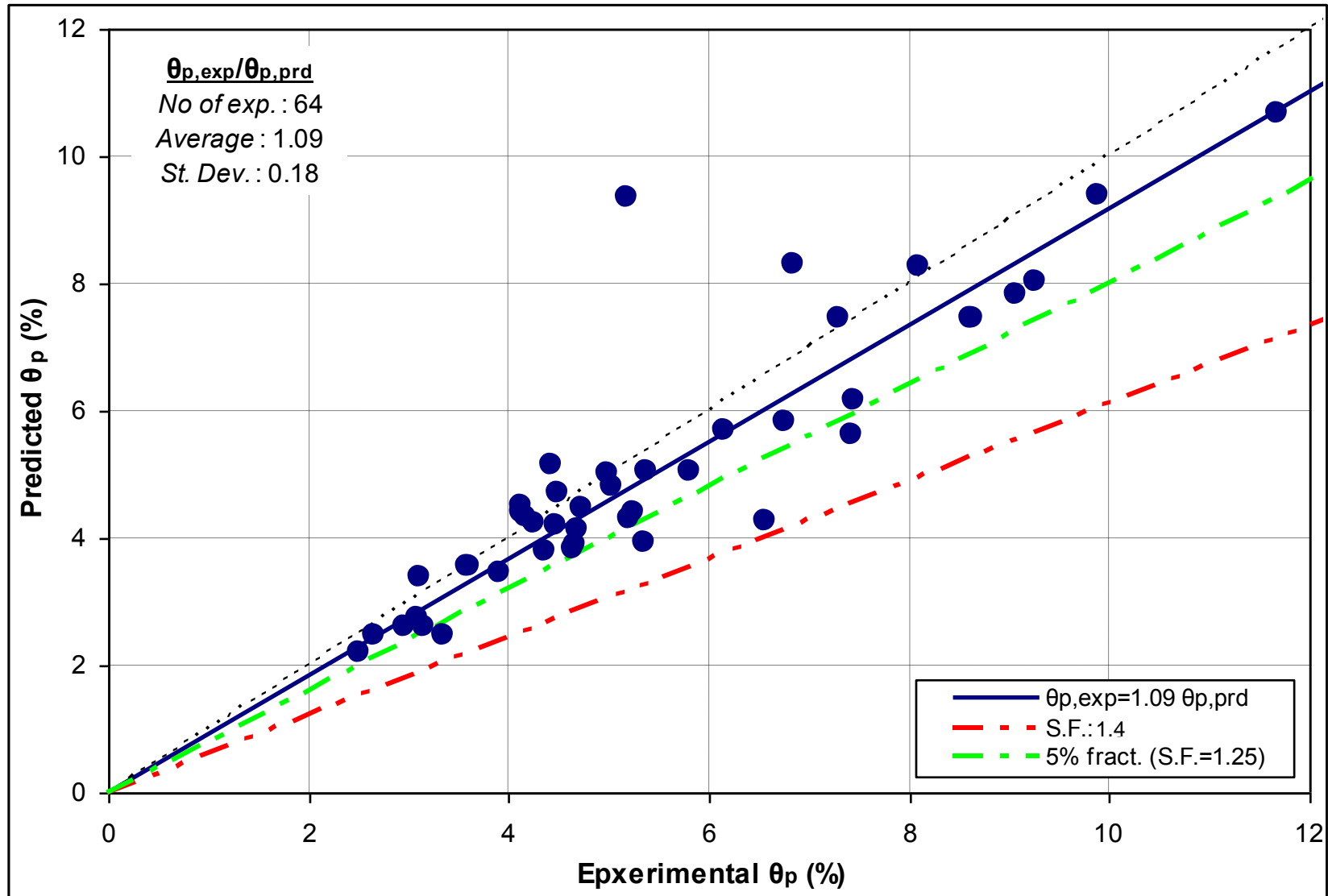
$$\phi_y = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} \quad (1.27)$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή, ξ_y , (κανονικοποιημένο στο d), είναι:

$$\xi_y = \left(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B \right)^{1/2} - \alpha A \quad (1.28)$$

όπου $\alpha = E_s/E_c$ και A, B προσδιορίζονται από τις εξισώσεις 1.29 ή 1.30, εάν η διαρροή ελέγχεται οφείλεται από τον εφελκόμενο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυρόδεμα αντίστοιχα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}, \quad B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y} \quad (1.29)$$



Σχήμα 1.13: Σύγκριση μεταξύ προβλεπόμενη και πειραματική τιμής της πλαστικής παραμόρφωση θ_p .

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8\alpha b d f_c}, \quad B = \rho + \rho' \delta' + 0.5\rho_v (1 + \delta') \quad (1.30)$$

Στις εξισώσεις 1.29 και 1.30 ρ , ρ' και ρ_v είναι τα ποσοστά του εφελκυσμένου, θλιβόμενου και κατανεμημένου οπλισμού (όλα κανονικοποιημένα στο bd), $\delta' = d'/d$, όπου d' η απόσταση από το μέσο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b είναι το πλάτος της θλιβόμενης περιοχής και N το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη).

Η μικρότερη τιμή από τις δύο που προκύπτουν από τις εξισώσεις 1.26 και 1.27 είναι η καμπυλότητα στη διαρροή. Με δεδομένη τη καμπυλότητα στη διαρροή η αντίστοιχη ροπή προκύπτει από τη σχέση:

$$\frac{M_y}{bd^3} = \phi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \frac{E_s}{2} \left[(1 - \xi_y) \rho + (\xi_y - \delta') \rho' + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta') \right] (1 - \delta') \right\} \quad (2.25)$$

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι υπάρχουν και απλούστερες προτάσεις για τη καμπυλότητα στη διαρροή. Για παράδειγμα οι σχέσεις του Priestley (1998):

$$\phi_y = 1.7f_y / E_s h \text{ για δοκούς} \quad (1.31)$$

και

$$\phi_y = 2.12f_y / E_s h \text{ για ορθογωνικά υποστυλώματα} \quad (1.32)$$

Οι οποίες έχει βρεθεί ότι δίνουν αρκετά καλή προσέγγιση με τα πειραματικά αποτελέσματα.

Συχνά ο λόγος M_y / ϕ_y λαμβάνεται ως η ενεργός δυσκαμψία, EI , της ρηγματωμένη διατομής. Όμως αυτός ο λόγος αγνοεί σημαντικές παραμέτρους όπως την ύπαρξη κεκλιμένων ρωγμών διατμητικών παραμορφώσεων κατά μήκος του μέλους κλπ. Αυτές οι παράμετροι αναφέρονται στο μέλος (στο μήκος διάτμησης L_s) και μπορούν να αναπαρασταθούν μέσω της στροφής χορδής. Το τμήμα της στροφής χορδής που οφείλεται σε κάμψη ισούται με $\phi_y L_s / 3$. Οι Panagiotakos and Fardis (2001) πρότειναν μια σχέση για τη στροφή χορδής η οποία λαμβάνει υπόψη της την ολίσθηση του οπλισμού στη στήριξη και διατμητικές παραμορφώσεις και η οποία είναι η :

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s}{3} + 0.0025 + a_{sl} \frac{0.25\epsilon_y d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}} \quad (1.33)$$

Ο δεύτερος όρος της εξίσωσης 1.33 αναπαριστά τις διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος διάτμησης του μέλους και ο τρίτος την ολίσθηση του οπλισμού στη στήριξη όπου η παράμετρος a_{sl} είναι 1 εάν η ολίσθηση του διαμήκη οπλισμού είναι δυνατή, ή 0 εάν είναι αδύνατη; $\epsilon_y = f_y / E_s$ είναι η

παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα, και τέλος η τάση διαρροής του χάλυβα f_y και η τάση αντοχής του σκυροδέματος f_c είναι σε MPa.

Κάτω από συνθήκες ελέγχου παραμορφώσεων η πλαστική άρθρωση μπορεί να αστοχήσει είτε λόγω αστοχίας του εφελκόμενου οπλισμού είτε λόγω αστοχίας του θλιβόμενου σκυροδέματος. Με βάση την περίσφυξη της θλιβόμενης ζώνης σκυροδέματος αυτοί οι τρόποι αστοχίας μπορεί να συμβούν πριν ή μετά την αποφλοίωση της διατομής. Για την περίπτωση της αστοχίας πριν την αποφλοίωση η αστοχία λόγω εφελκόμενου χάλυβα είναι:

$$\phi_{su} = \frac{\varepsilon_{su}}{(1 - \xi_{su})d} \quad (1.34)$$

και λόγω αστοχίας θλιβόμενου σκυροδέματος:

$$\phi_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_{cu}d} \quad (1.35)$$

όπου ξ_{su} και ξ_{cu} στις εξισώσεις 1.34, 1.35 είναι αντίστοιχα, το ύψος της θλιβόμενης ζώνης κατά την αστοχία του χάλυβα και του σκυροδέματος κανονικοποιημένη στο d , ε_{su} στην εξίσωση 1.34 είναι η παραμόρφωση του εφελκόμενου οπλισμού, ε_{cu} στην εξίσωση 1.35 είναι η παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος. Για απερίσφυκτο σκυρόδεμα η παραμόρφωση ε_{cu} είναι περίπου ίση με 0.004. Θεωρώντας ένα νόμο τάσεων – παραμορφώσεων για το απερίσφυκτο σκυρόδεμα το οποίο ανέρχεται παραβολικά μέχρι παραμόρφωση ίση με ε_{co} (≈ 0.002) και παραμένει σταθερή μέχρι την ε_{cu} , η θεώρηση της επιπεδότητας διατομών και με ισορροπία προκύπτει για το ξ_{su} :

$$\xi_{su} = \frac{(1 - \delta') \left(\frac{N}{bdf_c} + \frac{\rho f_t}{f_c} - \omega' + \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{su}} \right) + \left(\frac{1 + \delta'}{2} \right) \frac{\rho_v (f_y + f_t)}{f_c}}{(1 - \delta') \left(1 + \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{su}} \right) + \frac{\rho_v (f_y + f_t)}{f_c}} \quad (1.36)$$

Ο χάλυβας αστοχεί σε παραμόρφωση ε_{su} και πριν την αστοχία της θλιβόμενης ζώνης ελέγχοντας έτσι την καμπυλότητα στη διαρροή, εάν το ξ_{su} από την εξίσωση 1.36 είναι μικρότερο από $\varepsilon_{su}/(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su})$, πράγμα που μεταφράζεται στην ακόλουθη συνθήκη για το ανηγμένο αξονικό φορτίο:

$$\frac{N}{bdf_c} < \frac{\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_{co}}{3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} + \omega' - \frac{\rho f_t}{f_c} - \frac{\rho_v (f_y + f_t)}{f_c} \frac{\varepsilon_{su}(1 + \delta') - \varepsilon_{cu}(1 - \delta')}{(1 - \delta')(\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu})} \quad (1.37)$$

Για τιμές του N/bdf_c μεγαλύτερες από το δεξιό μέλος της εξίσωσης 1.37, θα εμφανιστεί αποφλοιώση και προσωρινή πτώση της καμπτικής ροπής που αναλαμβάνει η διατομή. Αυτό θα λάβει χώρα με διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού εφόσον $\xi < \xi_{cu}/(\epsilon_{cu} + \epsilon_y)$, το οποίο μεταφράζεται σε:

$$\frac{N}{bdf_c} \leq \omega' - \omega - \frac{\delta' \rho_v f_y}{1 - \delta' f_c} + \frac{\left(\epsilon_{cu} - \frac{\epsilon_{co}}{3} \right) + (\epsilon_{cu} - \epsilon_y) \frac{\rho_v f_y}{(1 - \delta') f_c}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \quad (1.38)$$

Εάν η εξίσωση 1.35 ικανοποιείται τότε το ξ_{cu} που θα χρησιμοποιηθεί στην εξίσωση 1.38 είναι:

$$\xi_{cu} = \frac{(1 - \delta') \left(\frac{N}{bdf_c} + \omega - \omega' \right) + (1 + \delta') \frac{\rho_v f_y}{f_c}}{(1 - \delta') \left(1 - \frac{\epsilon_{co}}{3\epsilon_{cu}} \right) + 2 \frac{\rho_v f_y}{f_c}} \quad (1.39)$$

Διαφορετικά το ξ_{cu} είναι η θετική ρίζα της ακόλουθης εξίσωσης:

$$\left[1 - \frac{\epsilon_{co}}{3\epsilon_{cu}} - \frac{\rho_v f_y}{2(1 - \delta') f_c} \frac{(\epsilon_{cu} - \epsilon_y)^2}{\epsilon_{cu} \epsilon_y} \right] \xi^2 + \left[\omega' + \omega \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_y} - \frac{N}{bdf_c} + \frac{\rho_v f_y}{(1 - \delta') f_c} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_y} - \delta' \right) \right] \xi - \left[\omega + \frac{\rho_v f_y}{2(1 - \delta') f_c} \right] \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_y} = 0 \quad (1.40)$$

Εάν η εξίσωση 1.34 ικανοποιείται τότε η αστοχία της διατομής εμφανίζεται όταν $\phi_u = \phi_{su}$ σύμφωνα με τις εξισώσεις 1.34, 1.35. Εάν όχι τότε πρέπει να υπολογιστεί η καμπτική ροπή με βάση την αντοχή, f_{cc} και την παραμόρφωση ϵ_{cc} του περισφιγμένου σκυροδέματος και τις διαστάσεις b_c , d_c , d_c' του περισφιγμένου πυρήνα. Επίσης υπολογίζεται και η καμπτική ροπή της πλήρης και απερίσφυκτης διατομής. Εάν η αντοχή του περισφιγμένου πυρήνα είναι μικρότερη από το 80% αυτής της απερίσφυκτης διατομής τότε η ϕ_u είναι μικρότερη από αυτές που προκύπτουν από τις εξισώσεις 1.34, 1.36 και 1.35, 1.39-1.40 για τον περισφιγμένο πυρήνα.

1.6 Συμπεράσματα

Παρακάτω συνοψίζονται τα κυριότερα συμπεράσματα αυτού του κεφαλαίου που αφορούν την παραμορφωσιακή ικανότητα πλάστιμων βάθρων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

1.6.1 Καμπυλότητα στην διαρροή ϕ_y

Η καμπυλότητα βάθρων κατά την διαρροή ϕ_y , παραμένει σχεδόν σταθερή, μέσα στις συνήθεις περιοχές διακύμανσης ανηγμένης αξονικής δύναμης $\nu = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} A_c} = 0,10$ έως $0,20$, και του ποσοστού διαμήκους οπλισμού από $\rho = 1\%$ έως 4% .

Οι ακόλουθες προσεγγιστικές σχέσεις που προτείνονται από το Παράρτημα C του EC8-2, δίνουν ικανοποιητικά ακριβή προσέγγιση της καμπυλότητας διαρροής, με μέση τιμή του λόγου ακριβής τιμη/προσεγγιστική τιμή ίση με $1,1$ και τυπική απόκλιση 18% .

Ορθογωνικές διατομές

και διατομές κιβωτίου
$$\phi_y = 2,10 \frac{f_y}{E_s h}$$

Κυκλικές διατομές
$$\phi_y = 2,40 \frac{f_y}{E_s D}$$

όπου

f_y και E_s είναι αντίστοιχα η τάση διαρροής και το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα οπλισμού

h η εξωτερική διάσταση της ορθογωνικής διατομής στην εξεταζόμενη κύρια διεύθυνση.

D η διάμετρος της κυκλικής διατομής

1.6.2 Καμπυλότητα στην σεισμική αστοχία ϕ_u

- Όπως φαίνεται καθαρά από τα Σχήματα 1.6 έως 1.11, η καμπυλότητα στην αστοχία εξαρτάται σημαντικά τόσο από την ανηγμένη αξονική δύναμη ν , όσο και από το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού ρ :
- Για χαμηλά ποσοστά οπλισμού ($\rho \cong 1\%$) η αστοχία προέρχεται από αστοχία του διαμήκους οπλισμού ο οποίος φθάνει την μήκυνση θραύσεως. Στην περίπτωση αυτή επιτυγχάνονται υψηλές πλαστιμότητες καμπυλότητας.
- Για υψηλότερα ποσοστά οπλισμού η αστοχία επέρχεται στην (περισφιγμένη) θλιβομένη ζώνη του σκυροδέματος. Εν γένει στην περίπτωση αυτή η καμπυλότητα αστοχίας (και επομένως και η αντίστοιχη πλαστιμότητα) μειώνεται αισθητά με την αύξηση του ποσοστού διαμήκους οπλισμού.
- Γενικά επίσης η καμπυλότητα αστοχίας μειώνεται αισθητά με αύξηση της ανηγμένης αξονικής θλιπτικής δύναμης.

1.6.3 Ελάχιστος οπλισμός περισφίγξης για βάρθρα σκυροδέματος με υψηλή πλαστιμότητα

Συνέπεια των προηγούμενων συμπερασμάτων είναι ότι ο ελάχιστος οπλισμός περισφίγξης πρέπει να αυξάνεται τόσο με αύξηση της ανηγμένης αξονικής δύναμης όσο και με αύξηση του διαμήκους οπλισμού ρ .

1.6.4 Περίσφιγξη σε βάθρα με διατομή κιβωτίου

Όπως φαίνεται και στα σχήματα 1.8 έως 1.9 ο οπλισμός που προδιαγράφει ο EC8-2 για την αποφυγή λυγισμού των ράβδων του θλιβομένου οπλισμού παρέχει εν γένει επαρκή περίσφιγξη.

1.6.5 Προσδιορισμός της μετακίνησης αστοχίας σχεδιασμού

Στο κεφάλαιο αυτό προτείνεται διαδικασία προσδιορισμού της μετακίνησης αστοχίας σχεδιασμού, σε τμήμα βάθρου από την πλαστική άρθρωση ως το σημείο μηδενισμού των ροπών. Ο υπολογισμός βασίζεται στην καμπυλότητα αστοχίας, και γίνεται με ολοκλήρωση των καμπυλοτήτων κατά μήκος του στοιχείου. Στον προσδιορισμό αυτό, η γωνία πλαστικής στροφής σχεδιασμού θ_{pd} λαμβάνεται από την θεωρητική τιμή θ_p όπως προκύπτει από την καμπυλότητα αστοχίας, ύστερα από διαίρεση με συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{u,\theta}=1.40$.

Από σύγκριση των αποτελεσμάτων εφαρμογής αυτής της διαδικασίας με βάση δεδομένων 64 δοκιμών από την βιβλιογραφία, σε δοκίμια βάθρων, η οποία παρουσιάζεται στο 1.4 (Σχήμα 1.13), προκύπτει αξιοσημείωτη συμφωνία πρόβλεψης και μέτρησης. Συγκεκριμένα η τυπική απόκλιση για την μέση τιμή της θ_p είναι 18%, ενώ η κάτω χαρακτηριστική τιμή (5%) αντιστοιχεί σε τιμή του συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{u,\theta} = 1.25$. Αυτό σημαίνει ότι η τιμή $\gamma_{u,\theta} = 1.40$ που προτείνεται διαθέτει περιθώριο (περίπου 1.12) για κάλυψη τοπικών ατελειών.

2. Σεισμική Δράση

2.1 Φάσμα σχεδιασμού

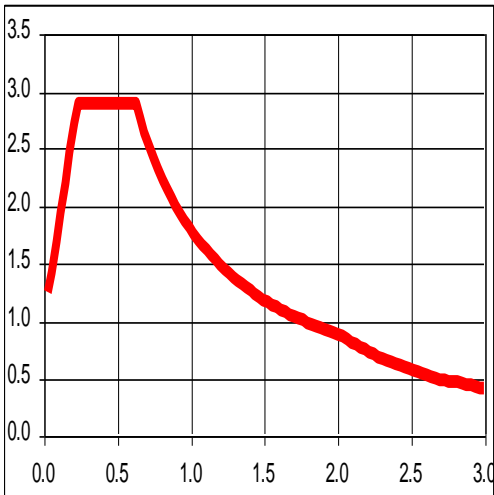
Οι γέφυρες που περιγράφονται στο επόμενο κεφάλαιο σχεδιάστηκαν με συμβατική ελαστική σεισμική ανάλυση σύμφωνα με τους [2] και [3] με τους συντελεστές συμπεριφοράς η που προδιαγράφονται από τους προαναφερθέντες κανονισμούς και ελαστικό φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον [1] με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά.

2.2 Ημισυνθετικά επιταχυνσιογραφήματα

Για την μη-γραμμική ανάλυση τόσο των μονοβάθμιων συστημάτων όσο και των πολυβάθμιων χρησιμοποιήθηκαν χρονο-ιστορίες επιταχύνσεων που ήταν συμβατές με το φάσμα σχεδιασμού.

Για τον σκοπό αυτό έγινε τροποποίηση 7 χρονο-ιστοριών επιταχύνσεων πραγματικών σεισμών, ώστε τα φάσματα απόκρισής τους να συμπίπτουν με το φάσμα σχεδιασμού σχεδιασμού. Η διαδικασία τροποποίησης περιγράφεται στην επόμενη παράγραφο. Στα σχήματα 2.2 έως 2.8 παρουσιάζονται οι τροποποιημένες χρονο-ιστορίες μαζί με τα αντίστοιχα φάσματα καθώς και οι αρχικές χρονο-ιστορίες επιφανείας, ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση αρχικών και τροποποιημένων επιταχυνσιογραφημάτων.

Πίνακας 2.1 Λίστα των Επιταχυνσιογραφημάτων και του φάσματος Σχεδιασμού.

	Earthquake record	Target Spectrum
1	Athens 1999 – Metro	
2	Aegion 1995 – OTE	
3	Kalamata 1986	
4	Northridge 1994	
5	Kobe 1995	
6	Loma Prieta 1989	
7	Hollister 1974	

2.3 Μέθοδος τροποποίησης επιταχυνσιογραφήματων

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την τροποποίηση των χρονο-ιστοριών επιταχύνσεων ώστε τα φάσματά τους να συμπίπτουν με τα φάσμα στόχο, $S_a^T(\omega_i)$, είναι αυτή που προτείνει ο Preumont. Σύμφωνα με την προσέγγιση αυτή η τροποποίηση της χρονο-ιστορίας προκύπτει ως αποτέλεσμα προσαρμογής μετασχηματισμών Fourier, από συναρτήσεις χρόνου σε συναρτήσεις συχνότητων:

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad (2.1)$$

και αντίστροφων μετασχηματισμών Fourier:

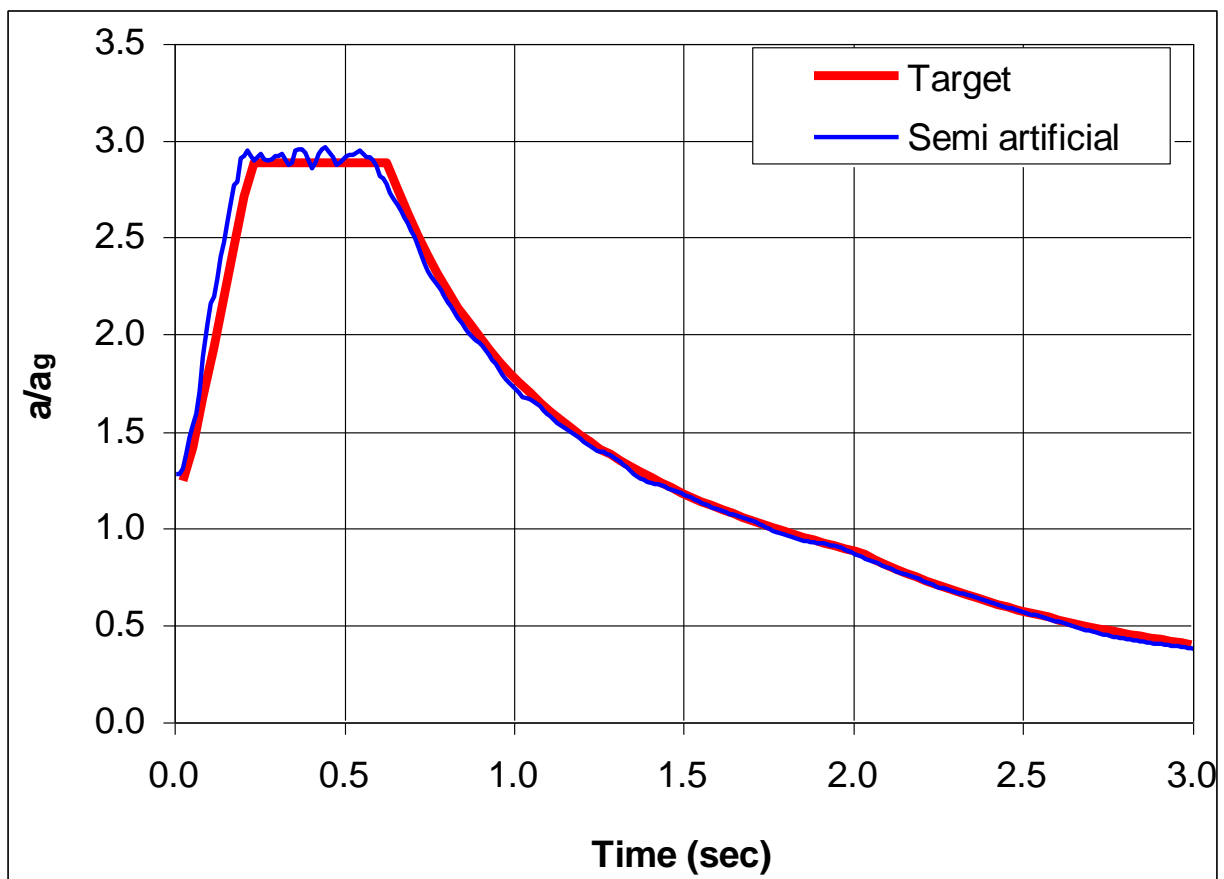
$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega)e^{i\omega t} dt \quad (2.2)$$

Πιο συγκεκριμένα οι αρχικές χρονο-ιστορίες (επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού στην επιφάνεια του εδάφους) και τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισής τους, $S_a(\omega_i)$, λειτουργούν ως σημεία εκκίνησης μιας επαναληπτικής διαδικασίας κατά την οποία γίνεται τροποποίηση των αρχικών χρονο-ιστοριών ώστε τα υπολογιζόμενα φάσματά τους να συμπίπτουν με το φάσμα στόχος, $S_a^T(\omega_i)$.

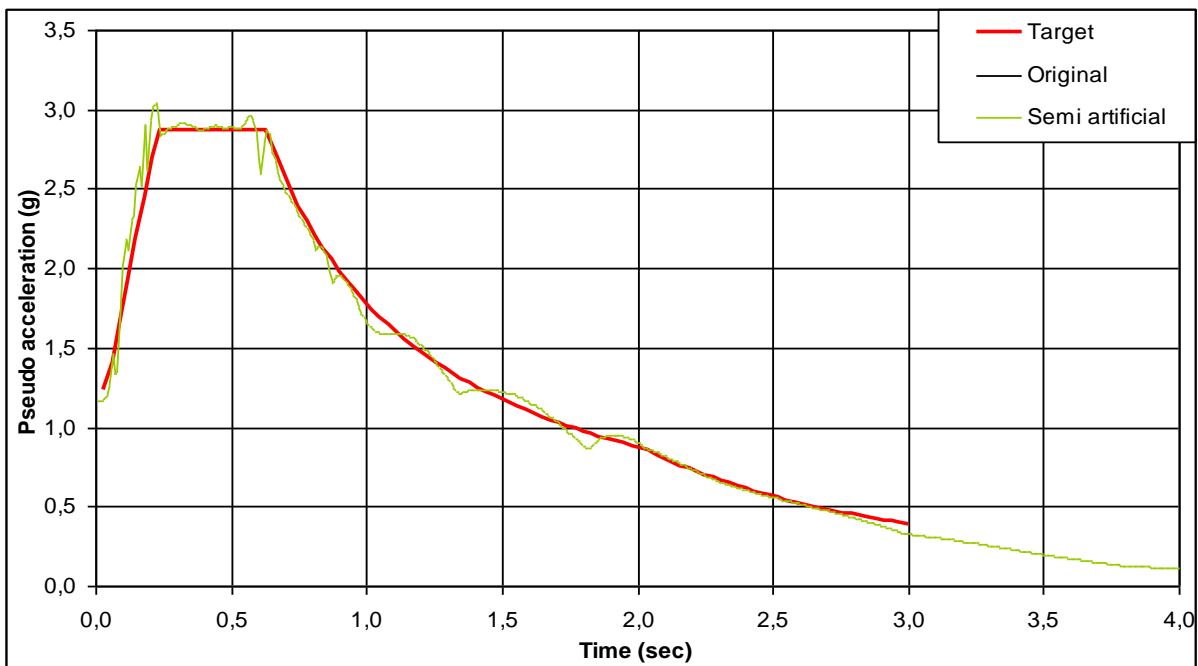
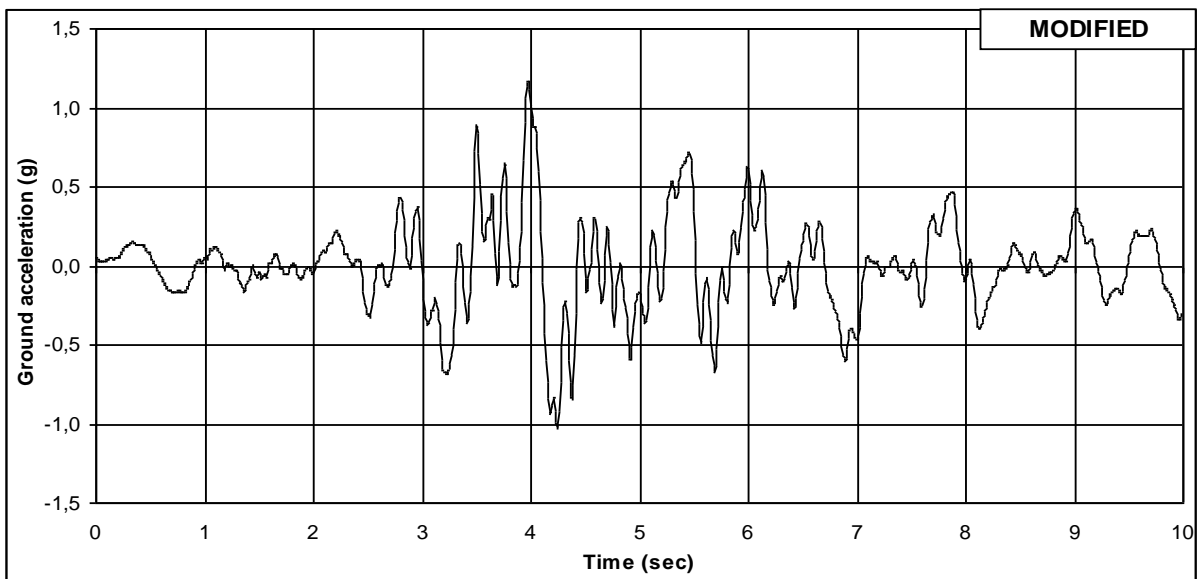
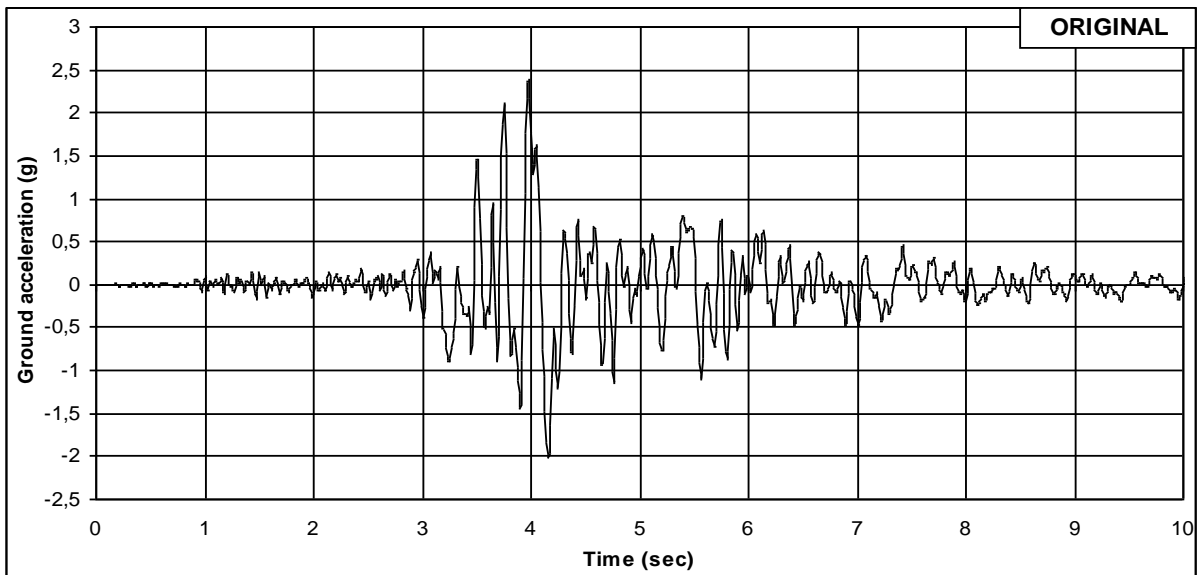
Επειδή ο υπολογισμός τροποποιημένων χρονο-ιστοριών δεν είναι δυνατόν να προκύψει μονοσήμαντα από το φάσμα απόκρισης υπολογίζεται το φάσμα απόκρισης αρχικού επιταχυνσιογραφήματος, $S_a(\omega_i)$, και εν συνεχεία γίνεται μετασχηματισμός Fourier της χρονο-ιστορίας σύμφωνα με την σχέση 1 από την οποία και προκύπτει η συνάρτηση $F_g(\omega_i)$. Η συνάρτηση αυτή τροποποιείται κατάλληλα σύμφωνα με την ακόλουθη εξ. 2.3 ώστε να προκύψει η $F_g^{new}(\omega_i)$

$$F_g^{new}(\omega_i) = F_g(\omega_i) \left(\frac{S_a^T(\omega_i)}{S_a(\omega_i)} \right) \quad (2.3)$$

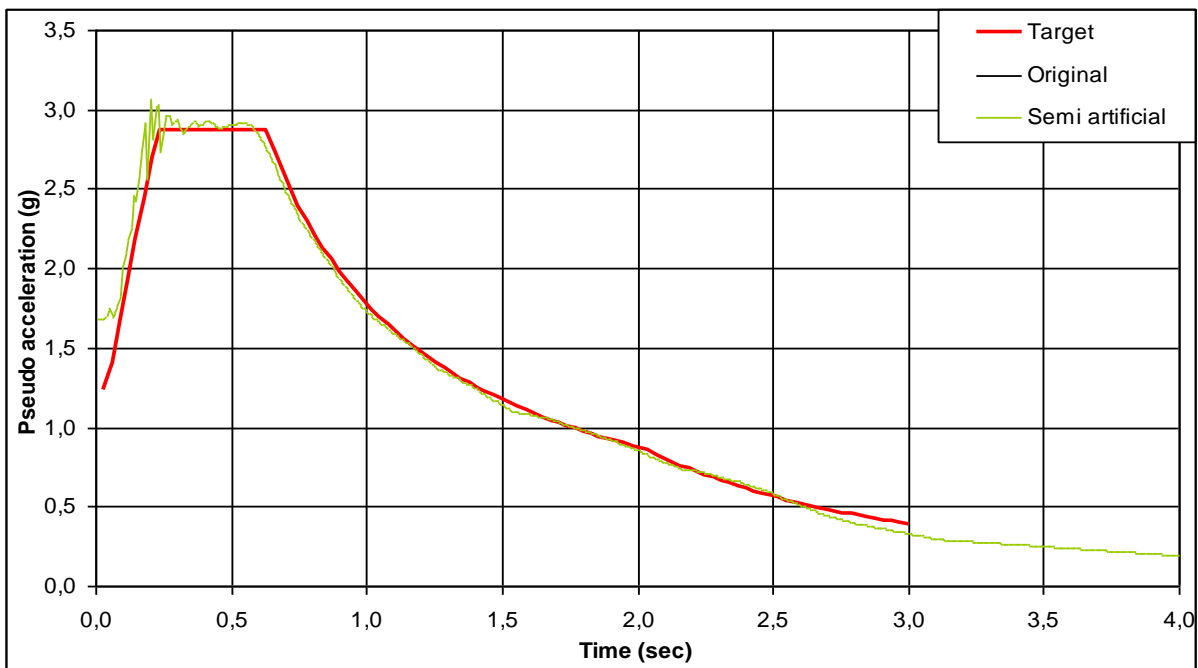
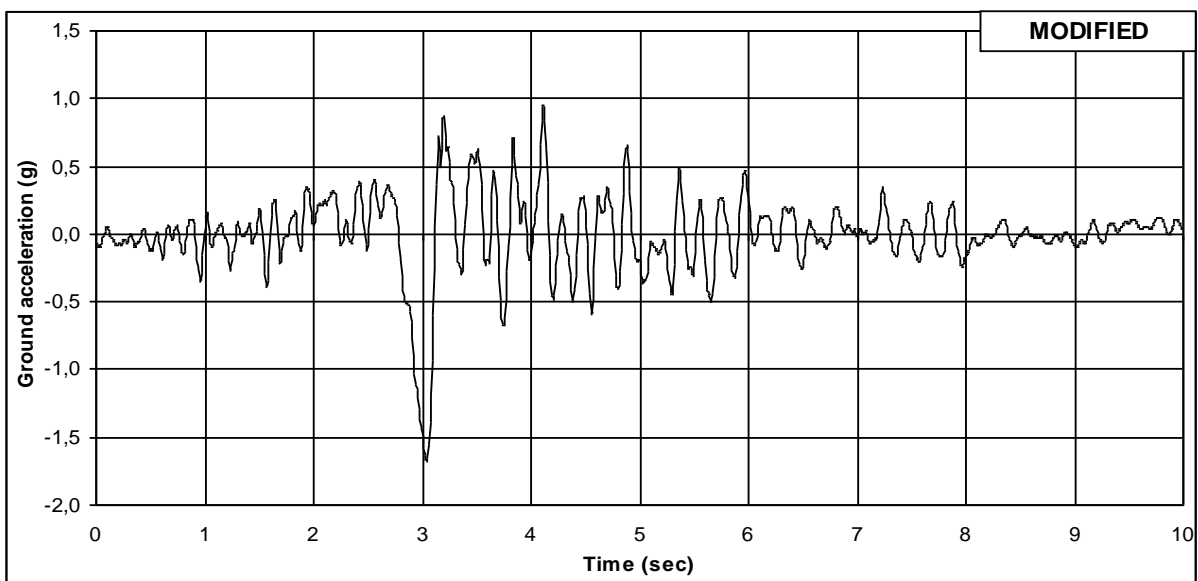
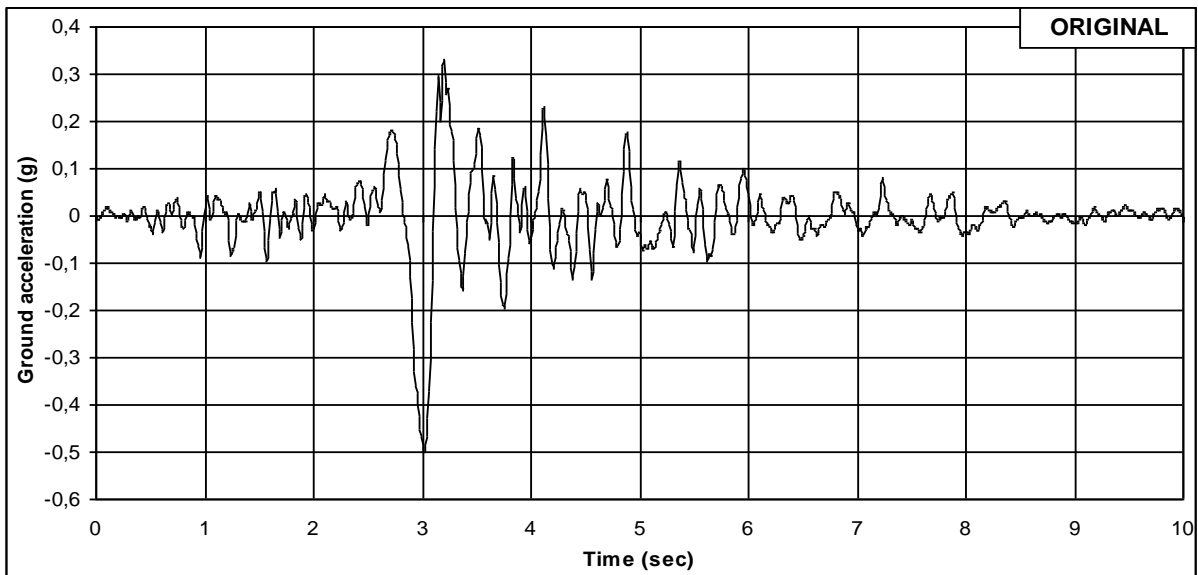
Επί της συνάρτησης $F_g^{new}(\omega_i)$ γίνεται αντίστροφος μετασχηματισμός Fourier σύμφωνα με την σχέση 2.2 και το αποτέλεσμα είναι τροποποιημένη χρονο-ιστορία επιταχύνσεων.



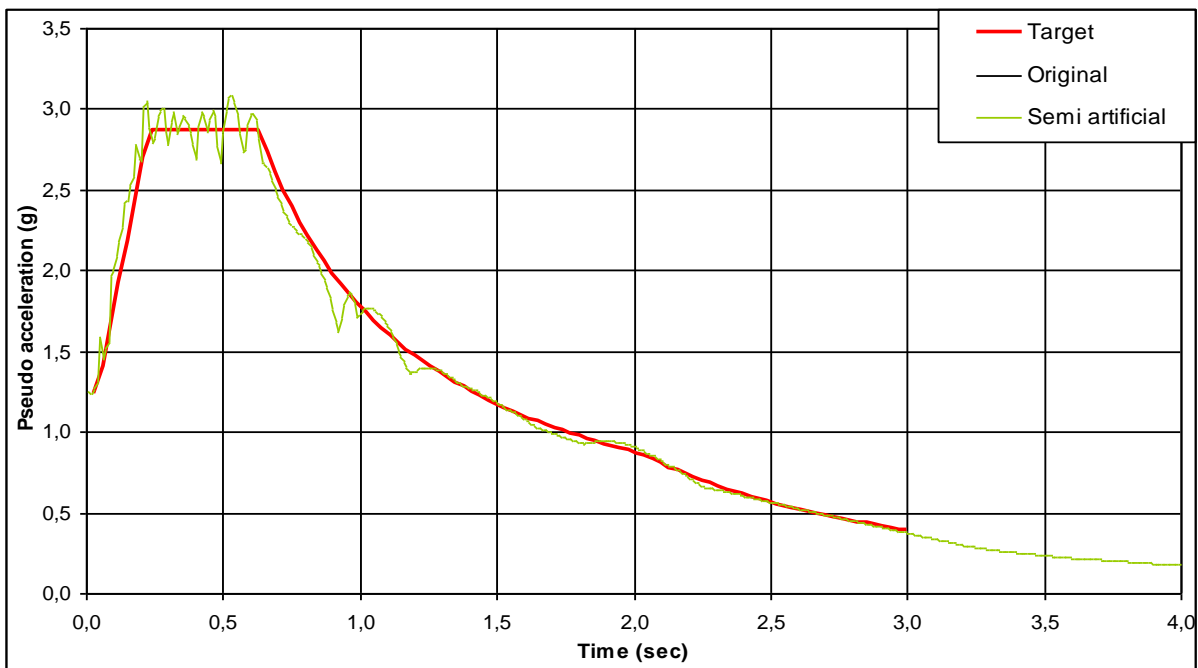
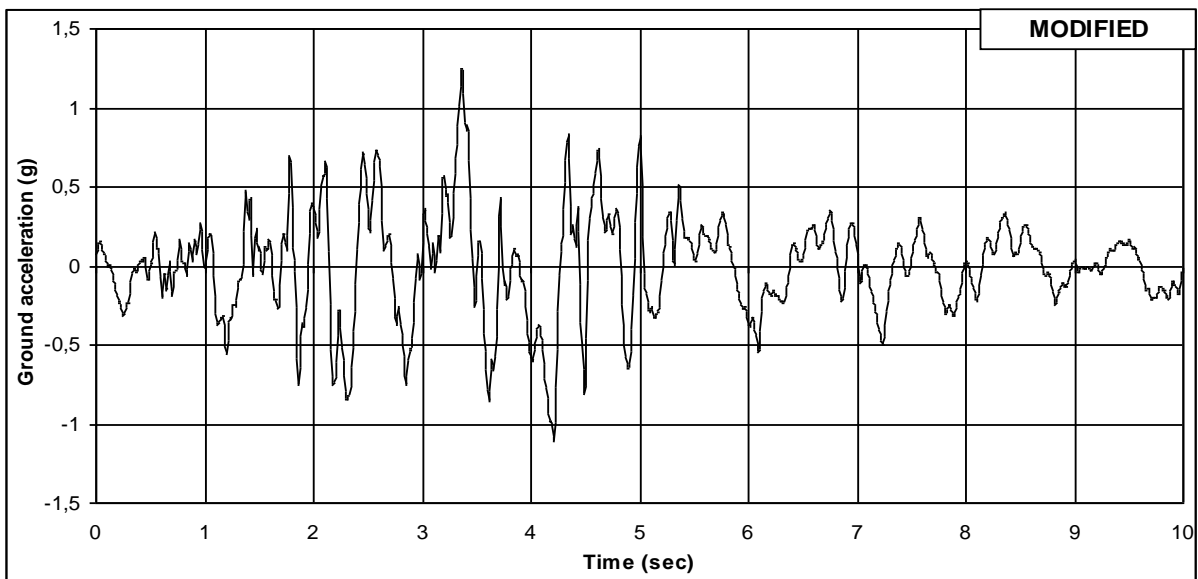
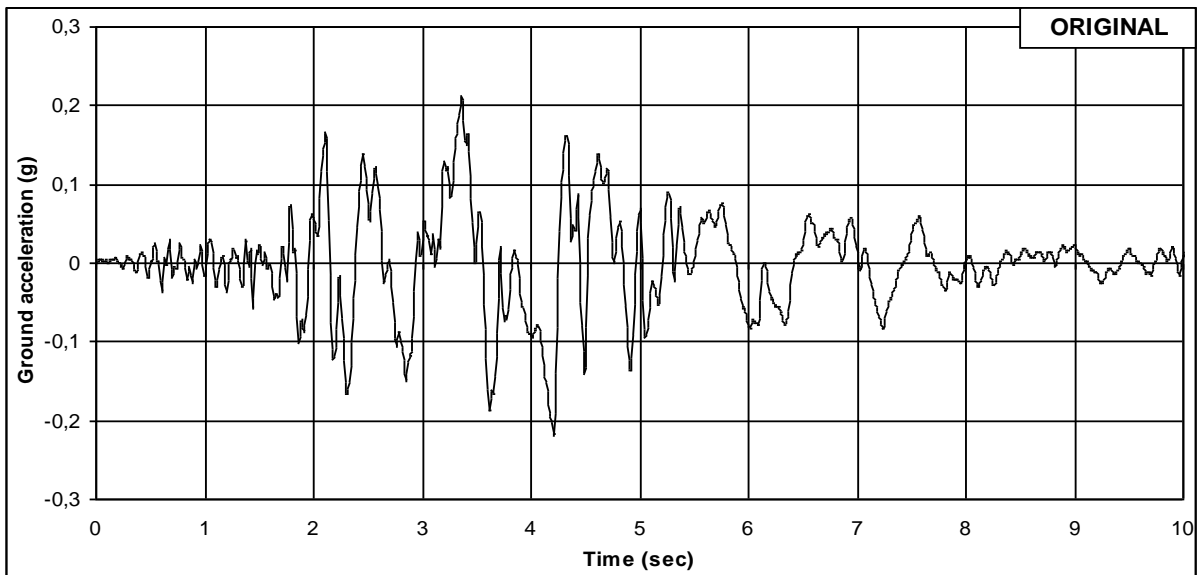
Σχήμα 2.1 Μέσο φάσμα σχεδιασμού για τα 7 ημι-τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα



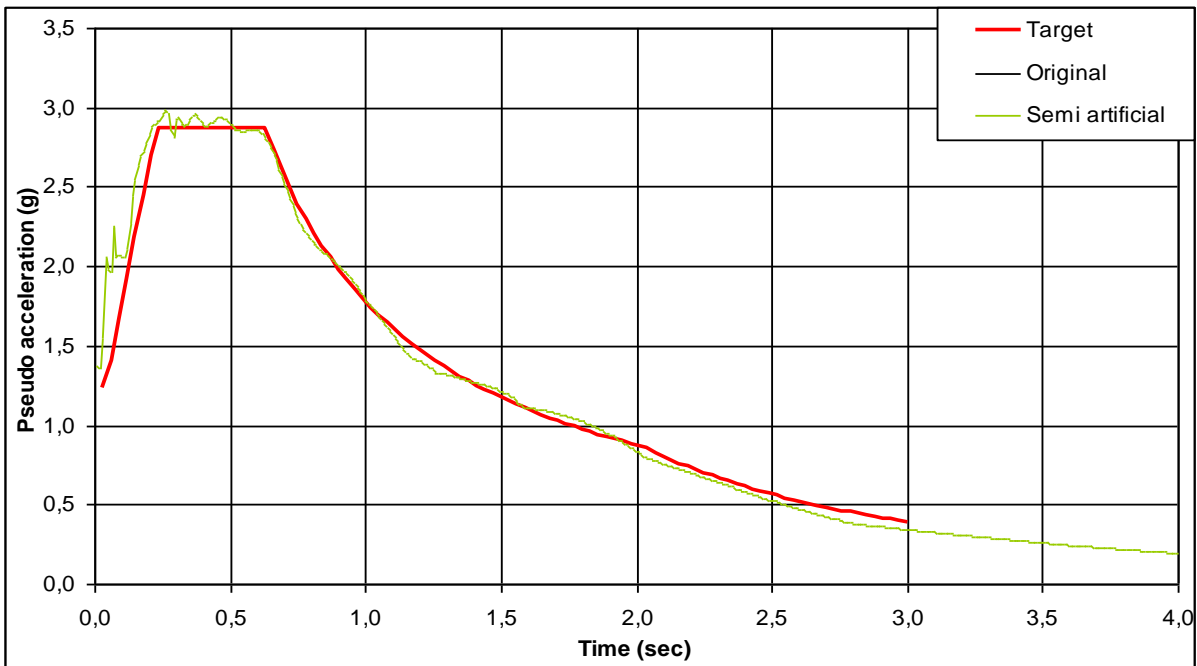
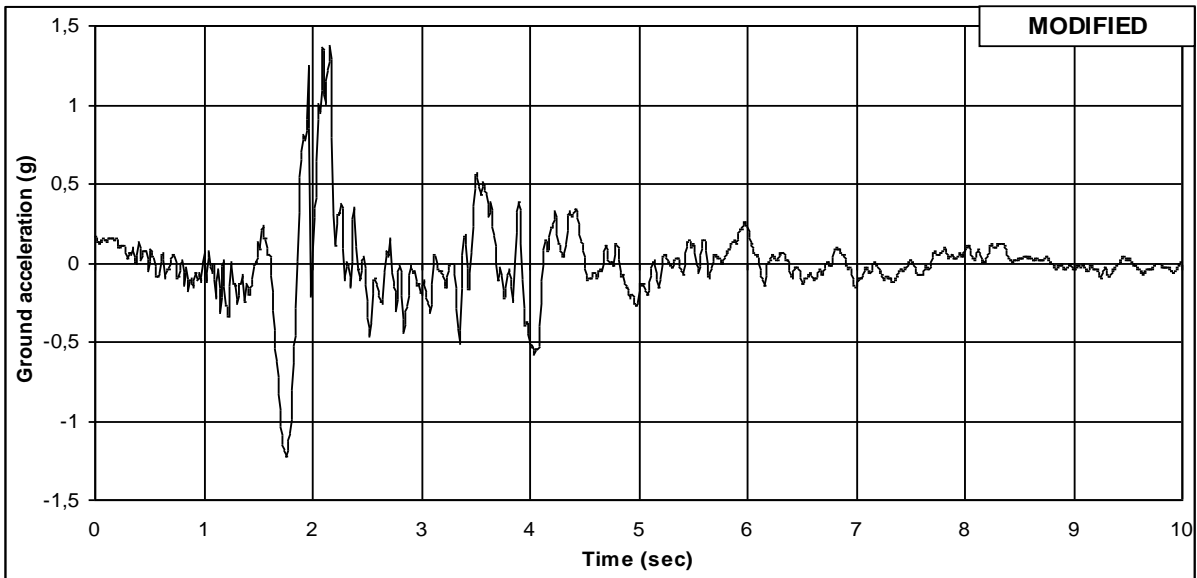
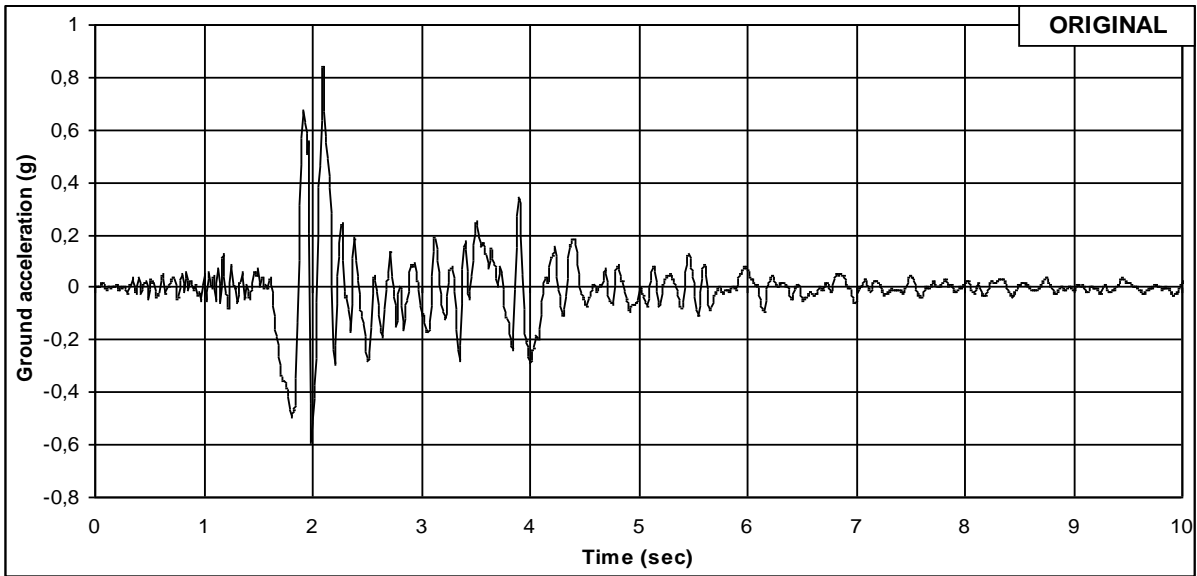
Σχήμα 2.2 Αθήνα 1999 - METPO



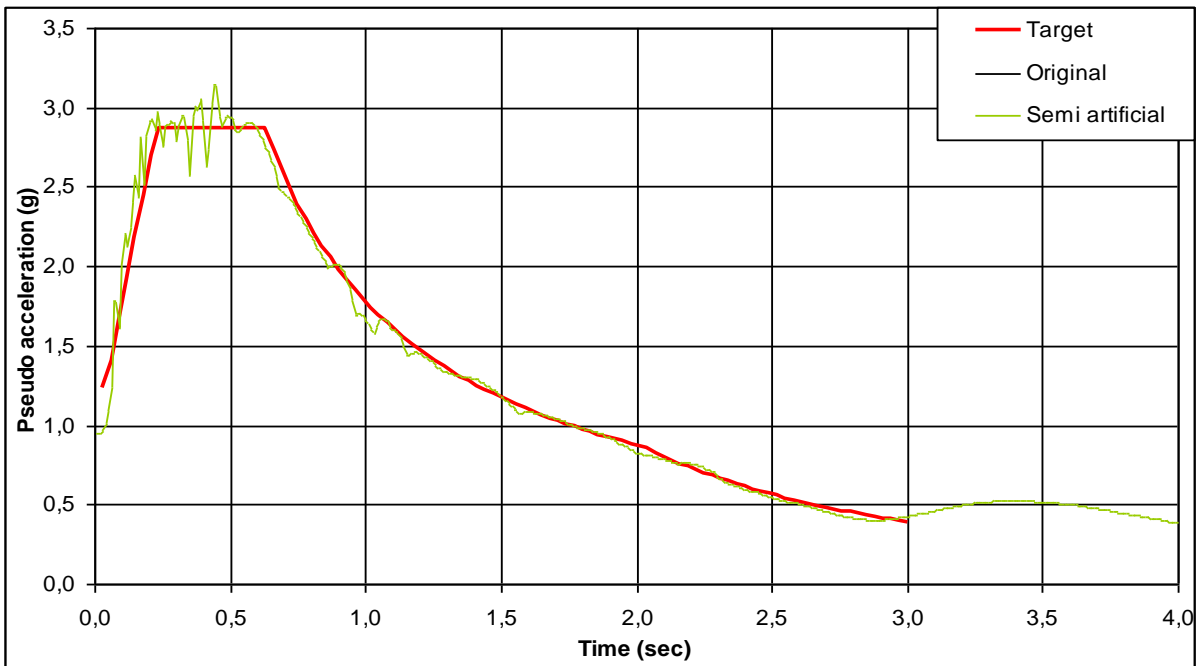
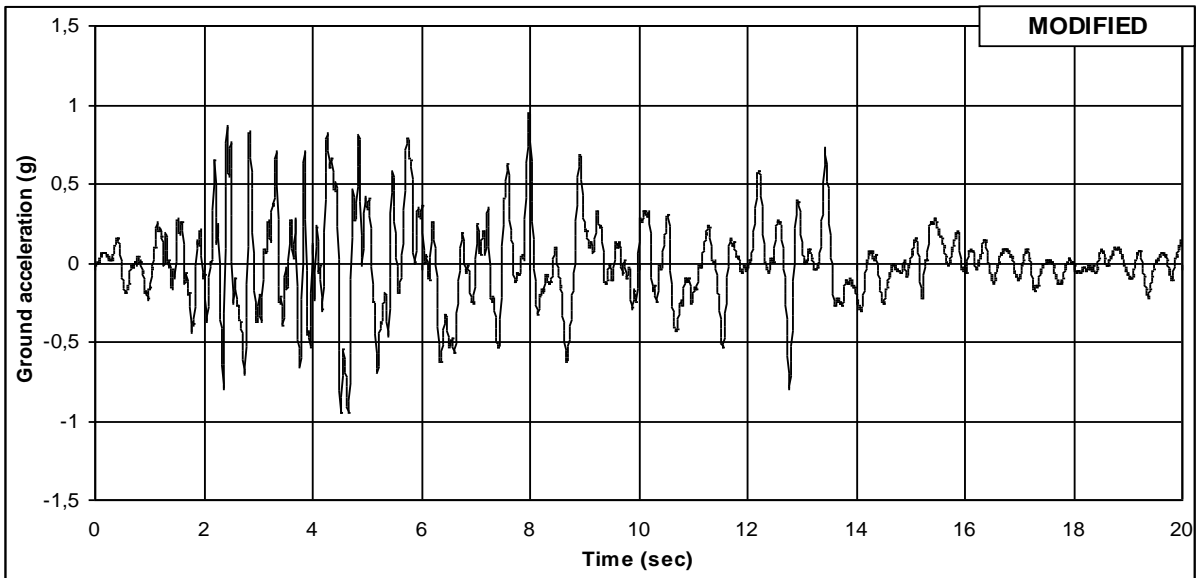
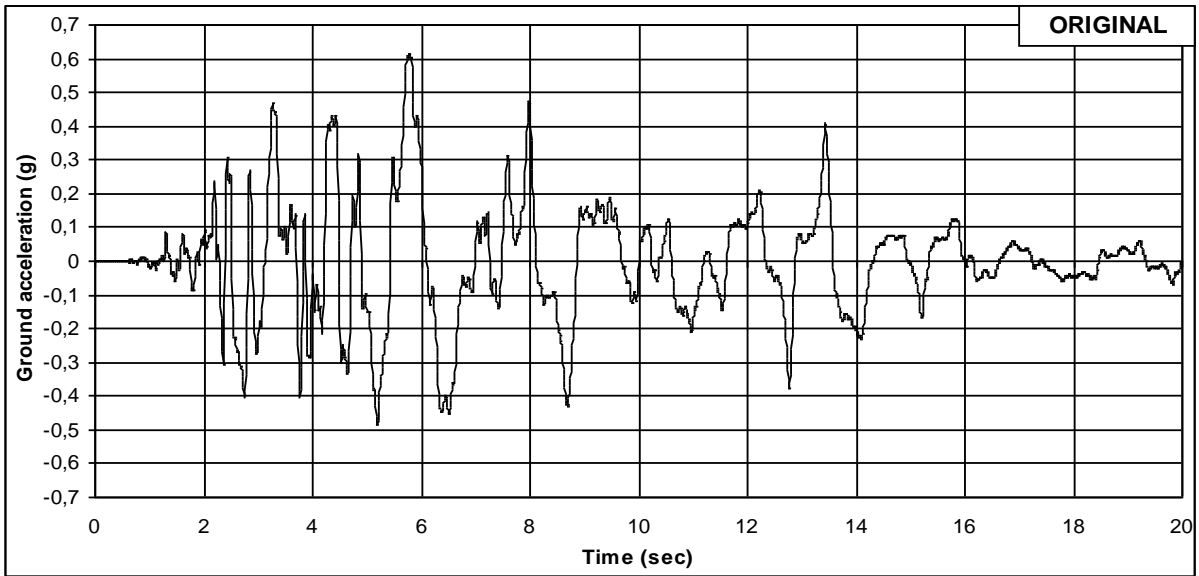
Σχήμα 2.3 Αίγιο 1995 - ΟΤΕ



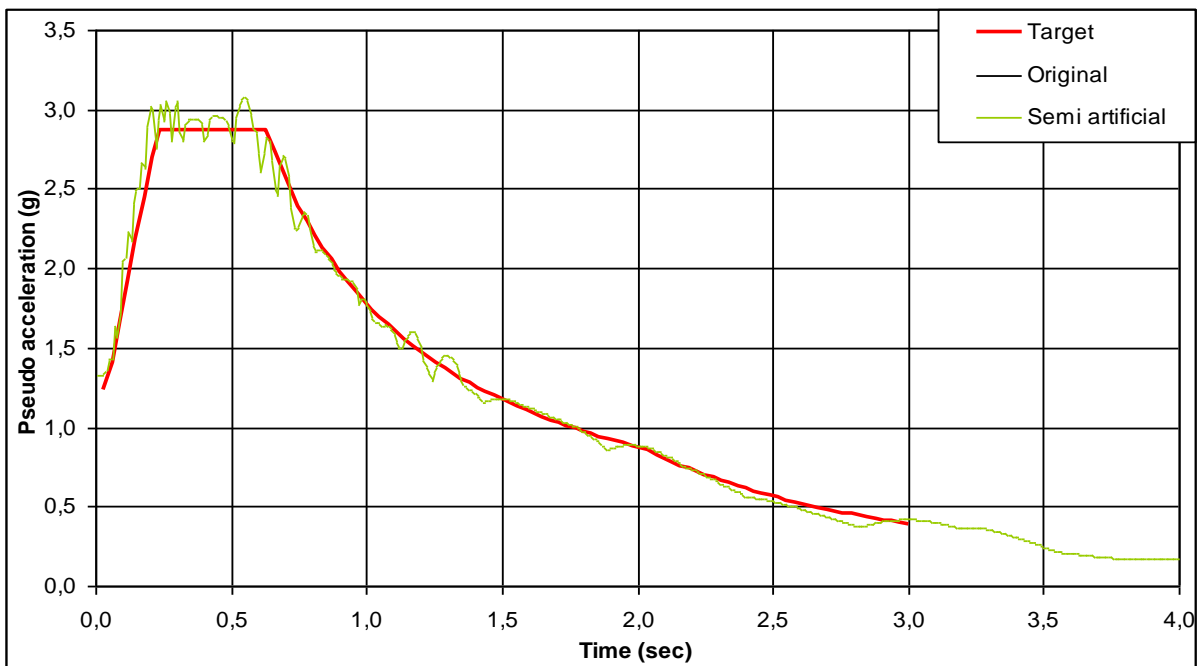
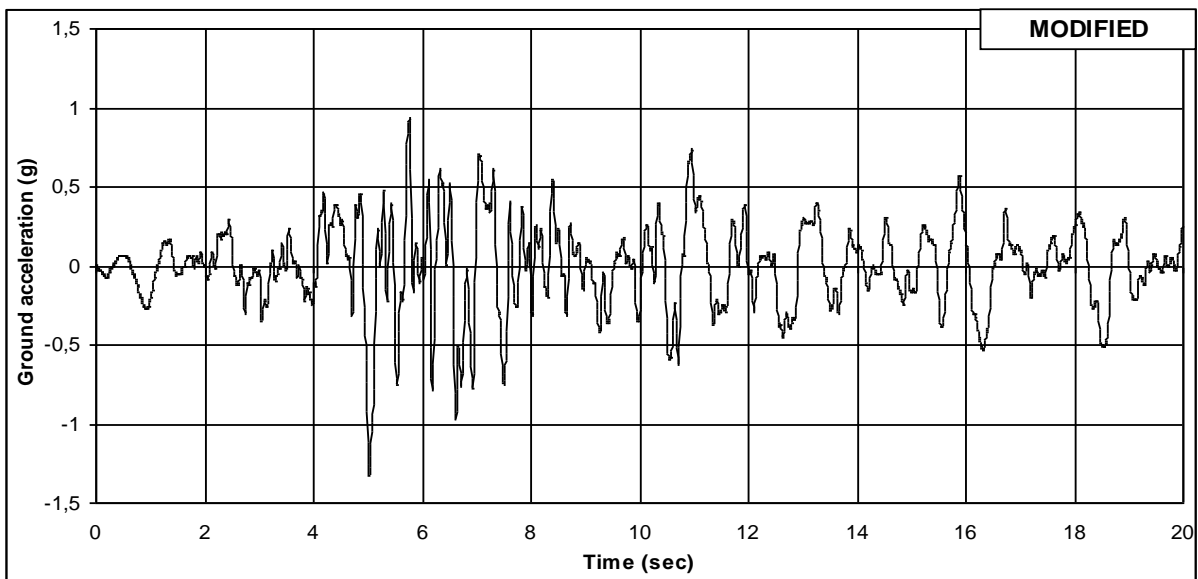
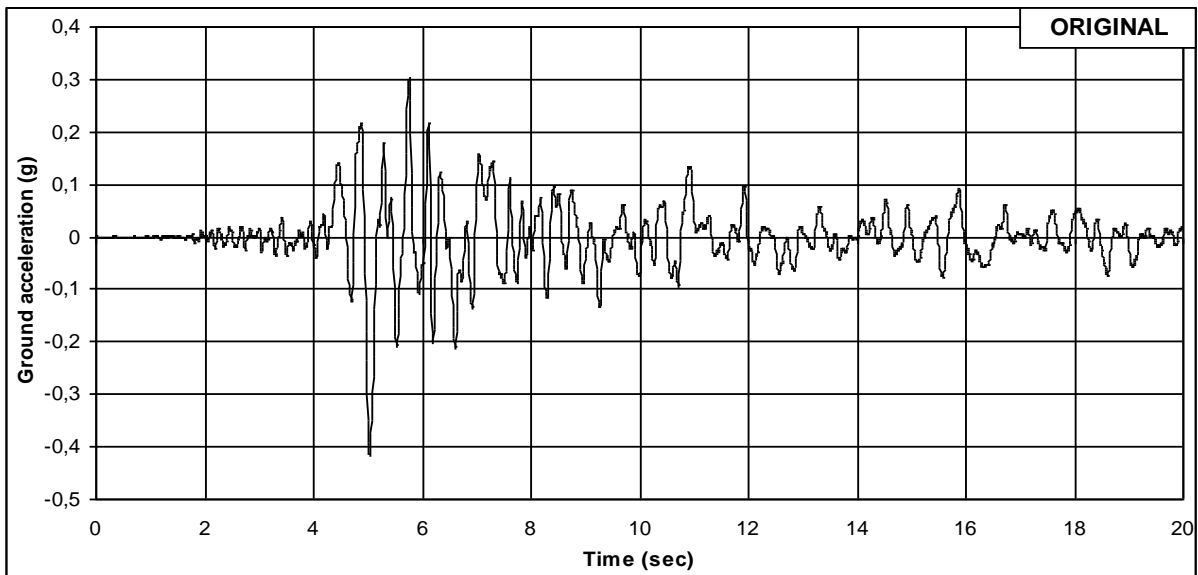
Σχήμα 2.4 Καλαμάτα 1986



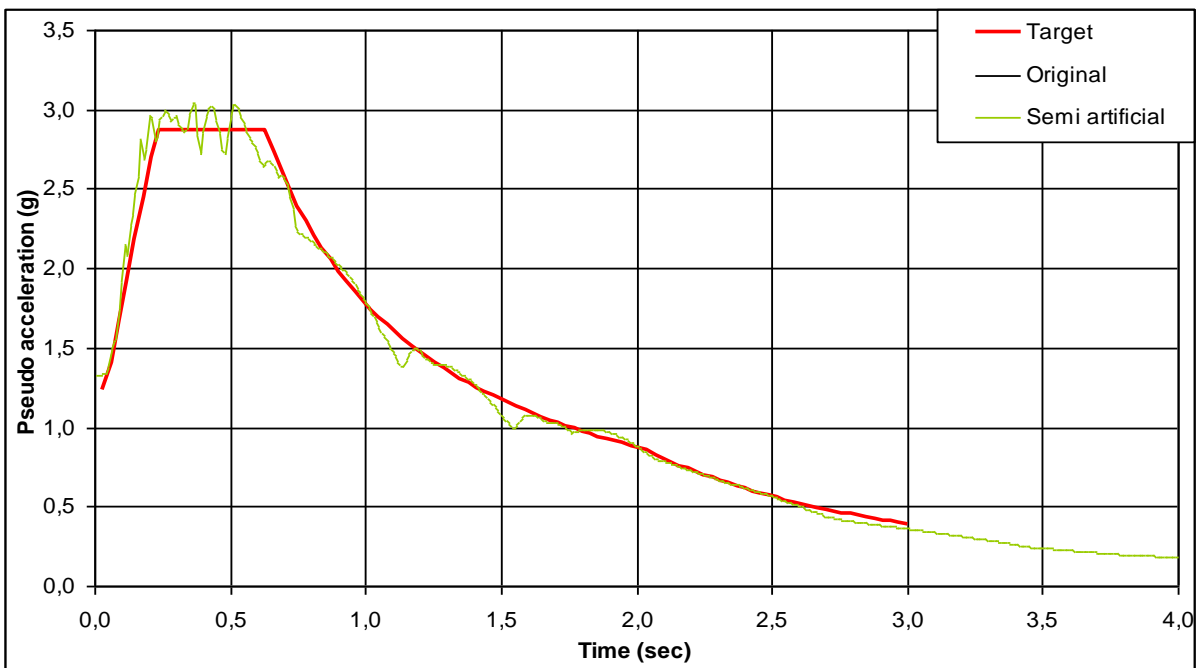
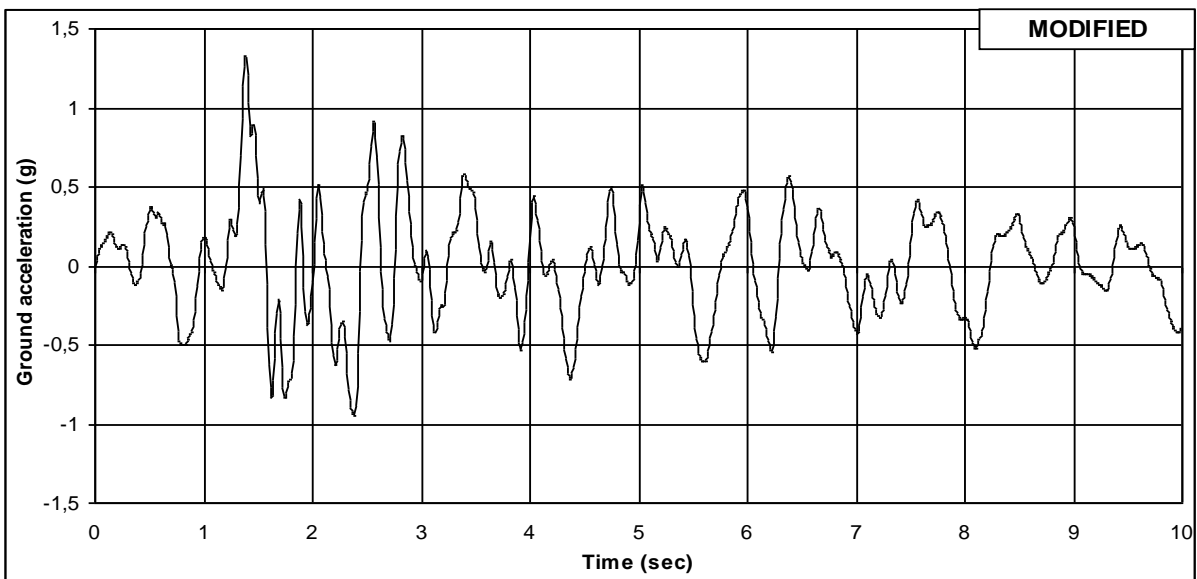
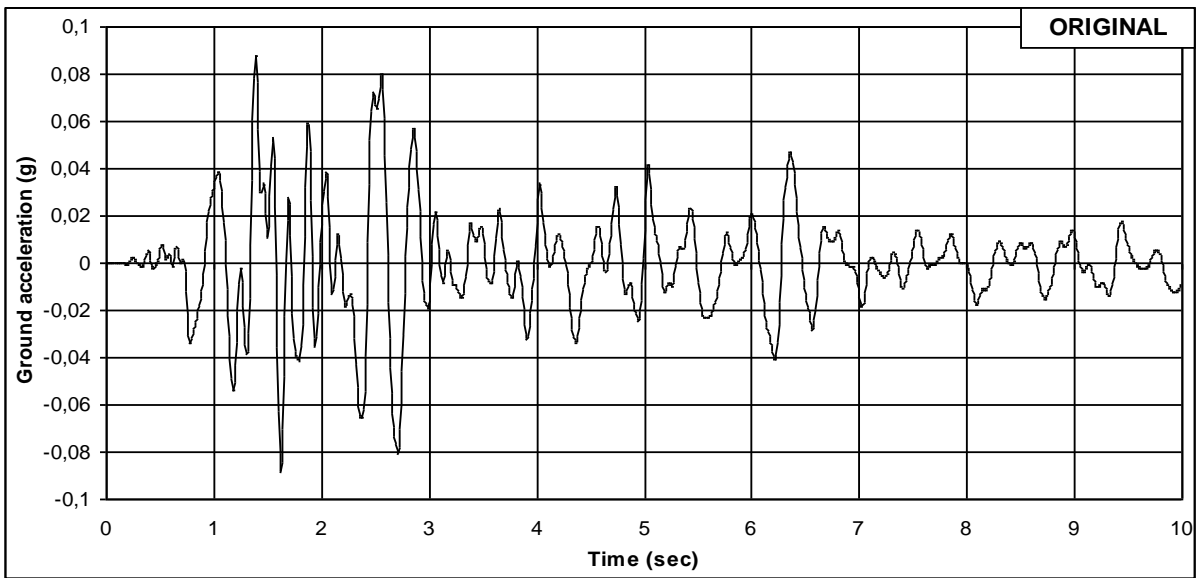
Σχήμα 2.5 Northridge 1994



Σχήμα 2.6 Kobe 1995



Σχήμα 2.7 Loma Prieta 1989



Σχήμα 2.8 Hollister 1974

2.4 Αρχή ίσων μετακινήσεων και επιταχυνσιογραφήματα μελέτης.

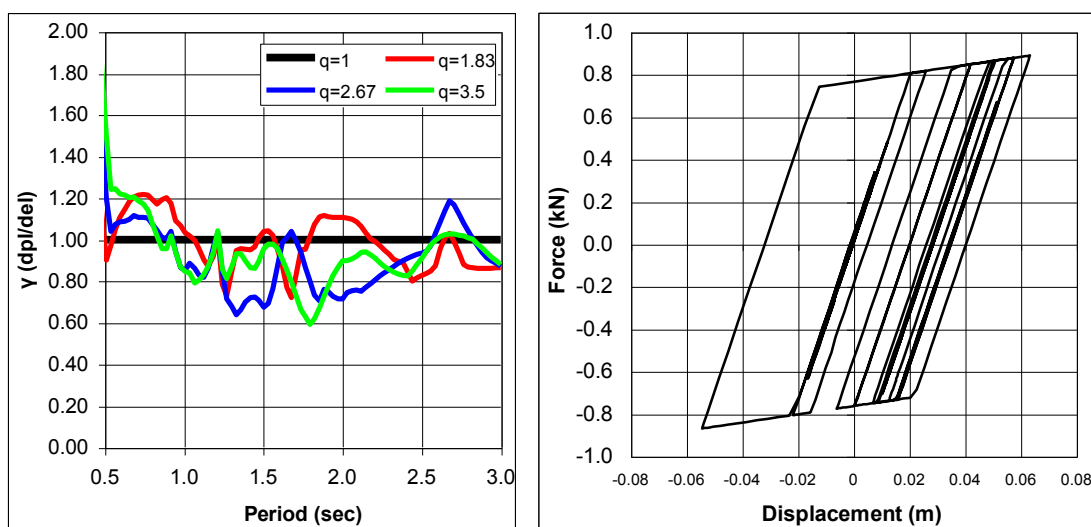
Προηγούμενες εργασίες για τον υπολογισμό των απαιτούμενων μεγίστων μετακινήσεων μονοβάθμιων συστημάτων κατά το σεισμό, έχουν επιβεβαιώσει ουσιαστικά την ισχύ του κανόνα των ίσων μετακινήσεων, σε συστήματα με τη ελαστική περίοδο T_e μεγαλύτερη από τη T_C , δηλ. την περίοδο που καθορίζει το όριο μεταξύ της περιοχής σταθερής επιτάχυνσης και σταθερής ψευδοταχύτητας του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού.

Προκειμένου να ελεγχθεί ότι οι κινήσεις σχεδιασμού που υιοθετήθηκαν στην εργασία αυτή είναι συμβατές με τον κανόνα των ίσων μετακινήσεων, και για διάφορους τύπους μη γραμμικής απόκρισης, πραγματοποιήθηκε μια σειρά δυναμικών μη-γραμμικών αναλύσεων σε μονοβάθμια συστήματα χρησιμοποιώντας τρεις διαφορετικούς τύπους αποκρίσεων: α) γραμμικό ελαστικό, β) διγραμμικό και γ) μειούμενης δυσκαμψίας.

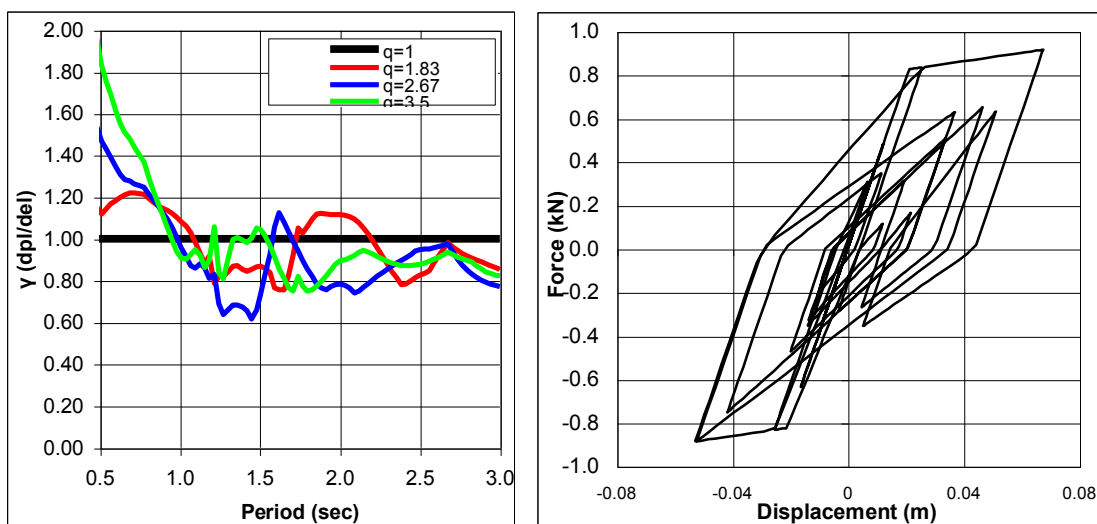
2.5 Αποτελέσματα αναλύσεων μονοβαθμίων συστημάτων.

Στα Σχήματα 2.9 και 2.10 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για 7 επιταχυνσιογραφήματα \times 2 διευθύνσεις = 14 δυναμικές μη γραμμικές αναλύσεις με επιταχυνσιογραφήματα συμβατά με το φάσμα του EC8-1 και για 4 συντελεστές συμπεριφοράς, q ($q=1$: ελαστική περίπτωση, $q=1.83$, $q=2.67$ και $q=3.5$). Από τα σχήματα αυτά είναι προφανές ότι ο κανόνας των ίσων μετακινήσεων σε γενικές γραμμές ικανοποιείται για συστήματα με περίοδο μεγαλύτερη από την περίοδο, $T_c = 0.6\text{sec}$, για όλα τα μοντέλα ανελαστικής απόκρισης.

Μια δεύτερη παρατήρηση η οποία προκύπτει από τους βρόγχους των σχημάτων 2.9 και 2.10 είναι ότι στα συστήματα με ελαστικές περιόδους $T_e > T_c$, η μεγάλη πλειοψηφία των βρόχων παρουσιάζει σχετικά μικρές θετικές και αρνητικές μετακινήσεις και έτσι ουσιαστικά μειώνεται η απορροφούμενη ενέργεια ανά κύκλο. Έτσι η ενεργή απόσβεση είναι μειωμένη σε σχέση με την απόσβεση που αντιστοιχεί στο κύκλο της μέγιστης μετακίνησης. Αυτό εντούτοις δεν ισχύει για συστήματα με μικρές ιδιοπεριόδους και με μεγάλη πλαστιμότητα.



Σχήμα 2.9 Λόγοι ανελαστικών προς ελαστικές μετακινήσεις και βρόγχος υστέρησης για διγραμμική συμπεριφορά υλικού.



Σχήμα 2.10 Λόγοι ανελαστικών προς ελαστικές μετακινήσεις και βρόγχος υστέρησης για φθίνουσας δυσκαμψίας συμπεριφορά υλικού

2.6 Ελαστικά φάσματα μετακινήσεων.

Το ελαστικό φάσμα μετακινήσεων προκύπτει από το αντίστοιχο των επιταχύνσεων με πολλαπλασιασμό επί $(T/2\pi)^2$. Επειδή μέχρι σήμερα ο αντισεισμικός σχεδιασμός γίνεται με βάση τις δυνάμεις και τις αντοχές, η έμφαση των Κανονισμών, και συνακόλουθα και της διαδικασίας επεξεργασίας των επιταχυνσιογραφημάτων και παραγωγής των φασμάτων, συγκεντρώνεται στην περιοχή των μεγάλων φασματικών επιταχύνσεων και των χαμηλών περιόδων. Έτσι τα τυποποιημένα ελαστικά φάσματα των Κανονισμών δίνουν παραβολικά αυξανόμενες με την περίοδο φασματικές μετακινήσεις στο τμήμα σταθερής φασματικής επιτάχυνσης (δηλ. μεταξύ περιόδων T_B και T_C) και γραμμικά αυξανόμενες με την περίοδο φασματικές μετακινήσεις στο διάστημα σταθερής φασματικής (ψευδο)ταχύτητας (δηλ. για $T > T_C$). Έτσι για μεγάλες περιόδους προκύπτουν μεγάλες φασματικές μετακινήσεις, σημαντικά μεγαλύτερες απ' αυτές που εμφανίζουν τα φάσματα ιστορικών καταγραφών. Στα τελευταία η φασματική μετακίνηση φθάνει κάποια μέγιστη τιμή και κατόπιν μειώνεται ασυμπτωτικά προς τη μέγιστη εδαφική μετακίνηση, δ_g .

Ο Ευρωκώδικας 8 στην τελική του μορφή (Ιανουάριος 2003) βάζει όρια στην αύξηση των φασματικών μετακινήσεων με την περίοδο, καθορίζοντας σταθερή μετακίνηση για $T > T_D = 3\text{sec}$, ενώ δίνει και τιμές για μεγαλύτερες περιόδους. Έτσι, κατά τον Ευρωκώδικα 8 το ανηγμένο στην ενεργό μέγιστη επιτάχυνση εδάφους, a_g (σε g 's), φάσμα μετακινήσεων δίνεται από τις σχέσεις:

$$\frac{S_d}{a_g} = S_C \left[1 + \frac{T}{T_B} (n \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για} \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (2.4)$$

$$\frac{S_d}{a_g} = S_C \cdot n \cdot 2.5 \quad \text{για} \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (2.5)$$

$$\frac{S_d}{a_g} = S_C \cdot n \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad \gamma \alpha \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (2.6)$$

$$\frac{S_d}{a_g} = S_C \cdot n \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad \gamma \alpha \quad T_D \leq T \leq T_E \quad (2.7)$$

$$\frac{S_d}{a_g} = S_C \cdot 0.025 \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[\left(\frac{T - T_e}{T_F - T_E} \right) (1 - 2.5) \right] \gamma \alpha \quad T_E \leq T \leq T_F \quad (2.8)$$

$$\frac{S_d}{a_g} = d_g \quad \gamma \alpha \quad T_F \leq T \quad (2.9)$$

3. Περιγραφή των Γεφυρών και του Σεισμικού Σχεδιασμού τους

3.1 Εισαγωγή

Στην ενότητα αυτή γίνεται συνοπτική παρουσίαση των επιλεγμένων γεφυρών και τα σκίτσα τους δείχνονται στα σχήματα 3.1 έως 3.4

Ο σεισμικός σχεδιασμός των γεφυρών έγινε με την ισοδύναμη ελαστική ανάλυση, με χρήση συντελεστών συμπεριφοράς (α) σύμφωνα με τους κανόνες του EC8-2.

3.2 Περιγραφή των γεφυρών

3.2.1 Γέφυρα 1.

Η Γέφυρα 1 είναι κοιλαδογέφυρα με 4 ανοίγματα $40 + 2 \times 50 + 40$ m. Ο φορέας έχει διατομή απλού κιβωτίου ύψους 3,00m και πλάτους καταστρώματος 15.50m. Τα βάθρα έχουν διατομή κιβωτίου με εξωτερικές διαστάσεις 3.00×6.50 m με πάχος τοιχώματος 0,60 m. Η σύνδεση μεσοβάθρων και φορέα είναι μονολιθική. Τα ύψη των τριών μεσοβάθρων είναι 14.60, 34.90 και 25.20m αντίστοιχα, δηλαδή με σημαντικές διαφορές, πράγμα που κάνει την γέφυρα μη-κανονική.

3.2.2 Γέφυρα 2.

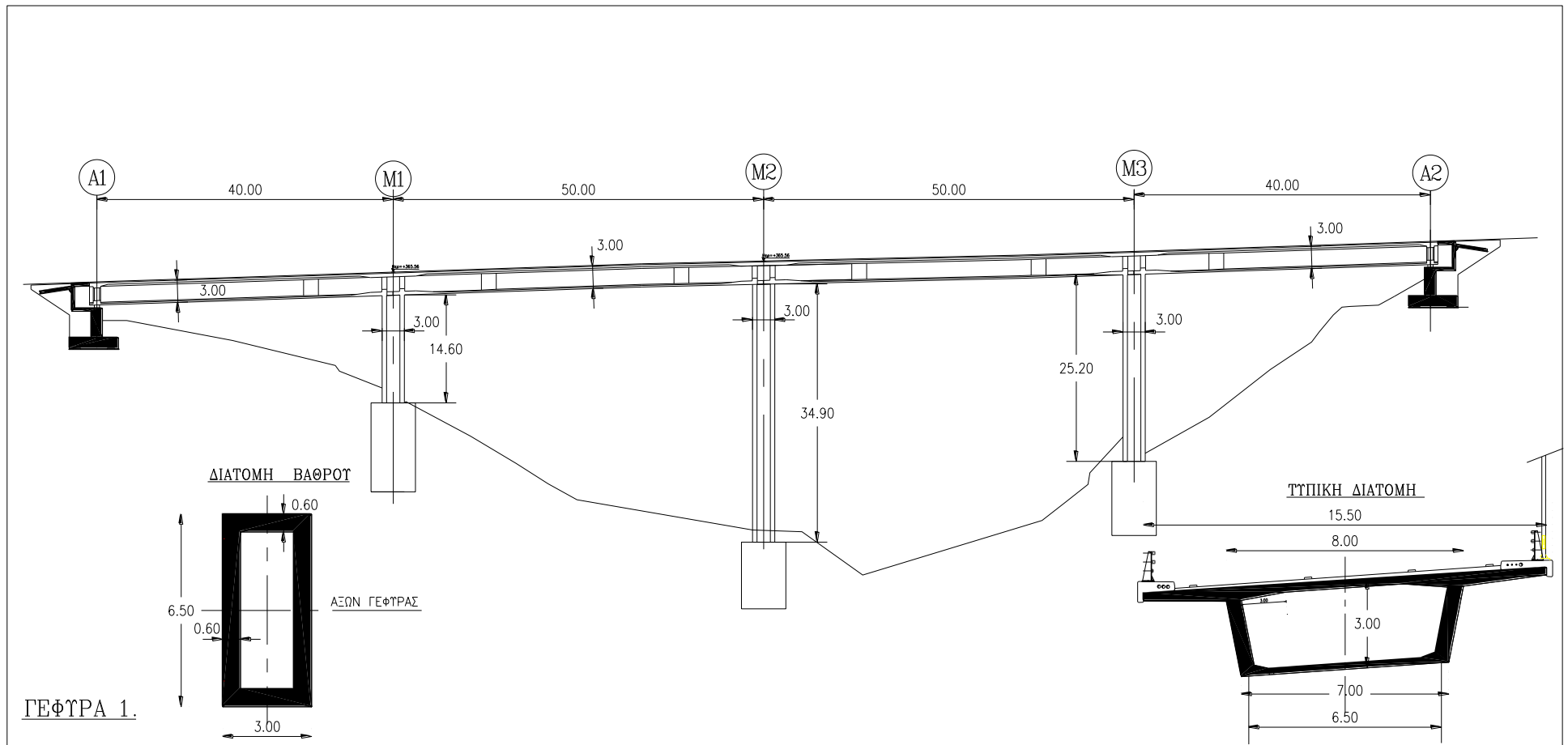
Η Γέφυρα 2 έχει στοιχεία φορέα και βάθρων ίδια με την Γέφυρα 1 αλλά έχει τρία ανοίγματα $45.70 + 54.00 + 45.70$ m. Τα ύψη των δύο μεσοβάθρων θα επιλεγούν έτσι ώστε να προκύπτει μη-κανονική γέφυρα. Η παραμετρική ανάλυση θα γίνει με στόχο την διερεύνηση της επίδρασης του μειωμένου αριθμού μεσοβάθρων (2 αντί 3 της προηγούμενης) και της επίδρασης της νέας διάταξης στην οριακή κατάσταση διαρροής του καταστρώματος.

3.2.3 Γέφυρα 3.

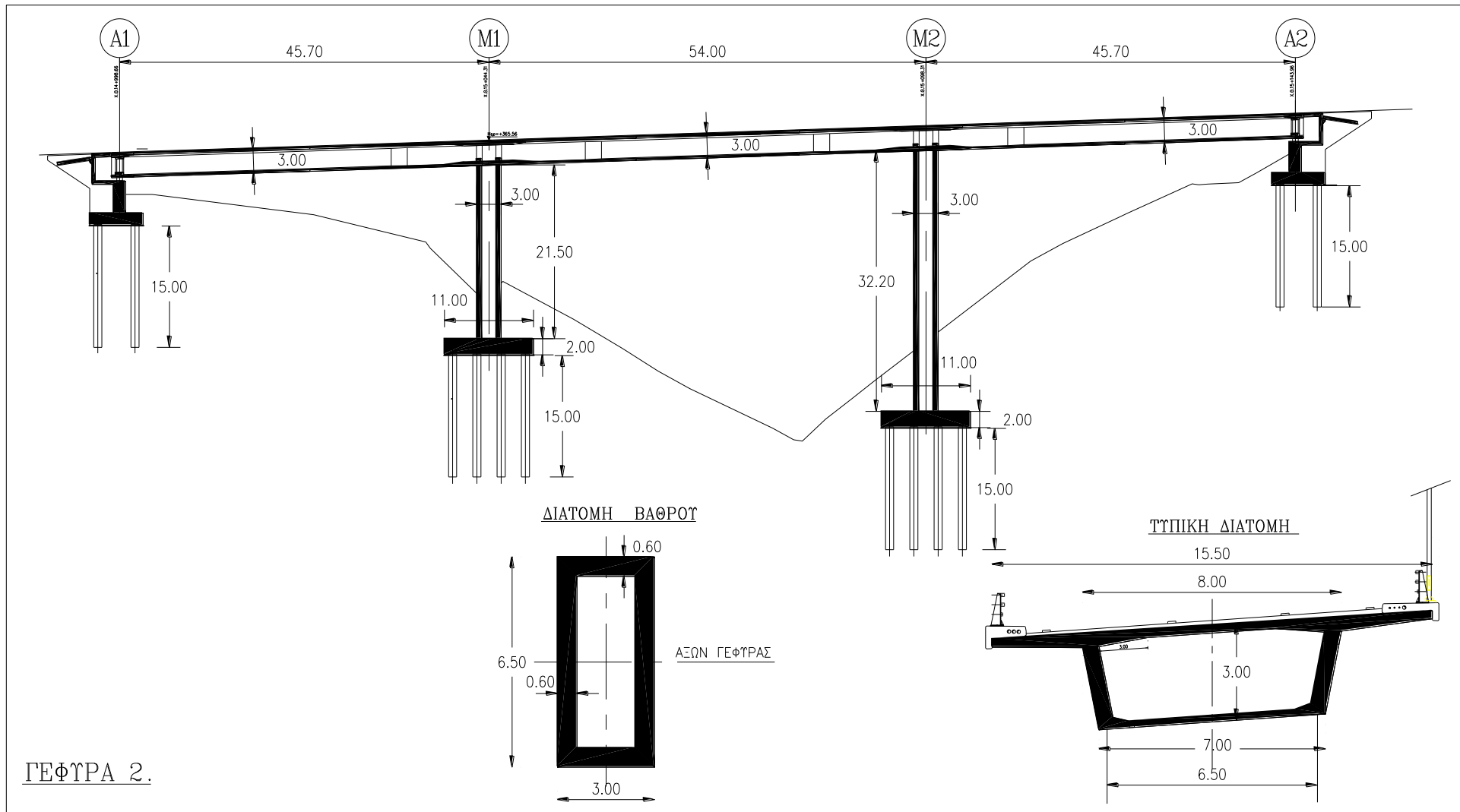
Η Γέφυρα 3 κατασκευάζεται με την μέθοδο της προβολοδόμησης. Έχει ανοίγματα $60 + 110 + 60 + 35$ m. Το τελευταίο άνοιγμα κατασκευάζεται σε κοινά ικριώματα. Τα κύρια μεσόβαθρα M1 και M2 έχουν μορφή κιβωτίου διαστάσεων 3.50×7.30 m, και συνδέονται μονολιθικά με τον φορέα. Η έδραση στο μεσόβαθρο M3 γίνεται με εφέδρανα ολίσθησης και στις δύο διευθύνσεις.

3.2.4 Γέφυρα 4.

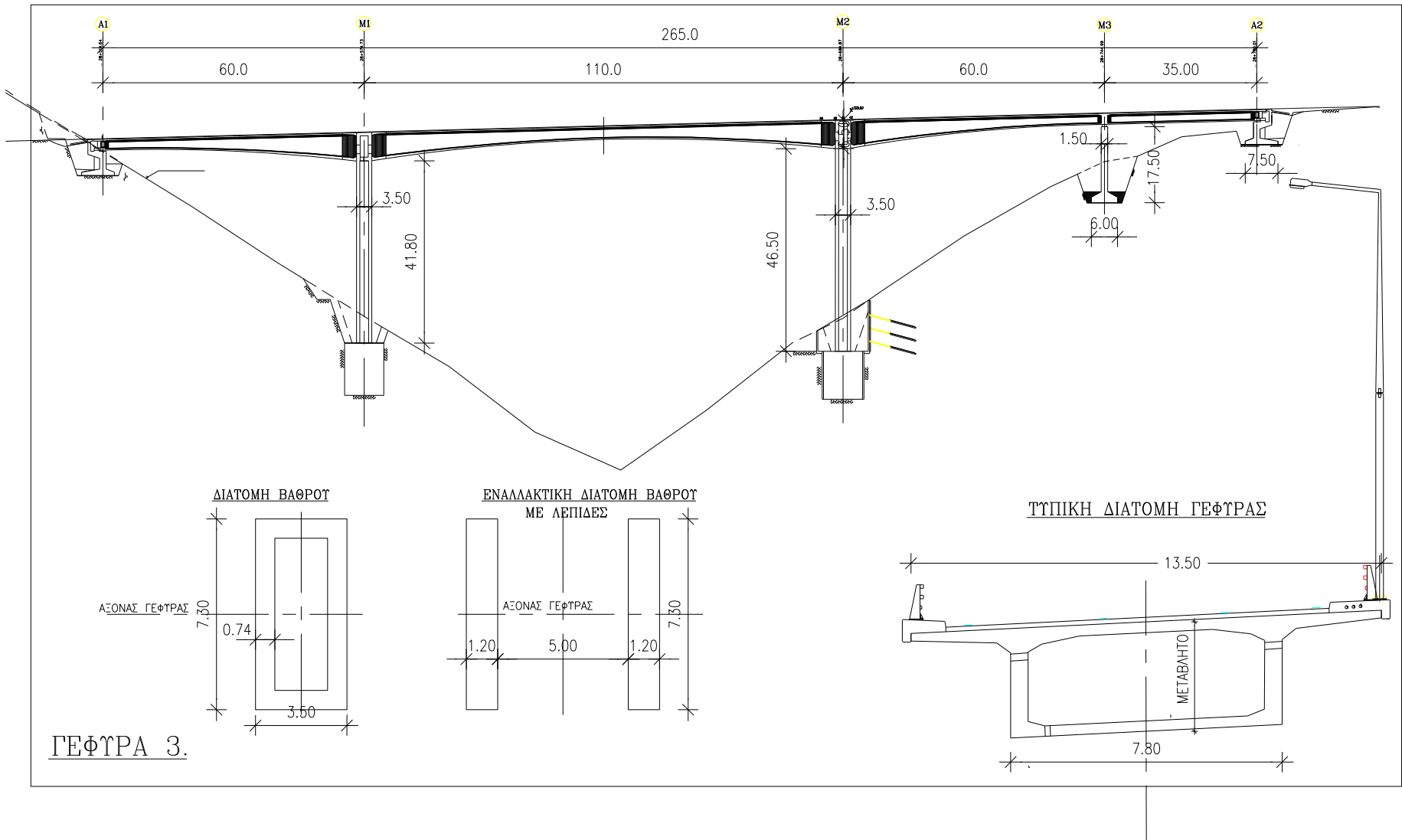
Η γέφυρα 4 είναι μια κλασσική γέφυρα άνω διάβασης με σύστημα άντωσης. Η γέφυρα αυτή είναι κανονική από γεωμετρική άποψη σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8-2. Εξετάστηκε για να αξιολογηθεί κυρίως η αποτελεσματικότητα του μειωμένου συντελεστή συμπεριφοράς ($\alpha = 2$) που προδιαγράφει ο EC8-2.



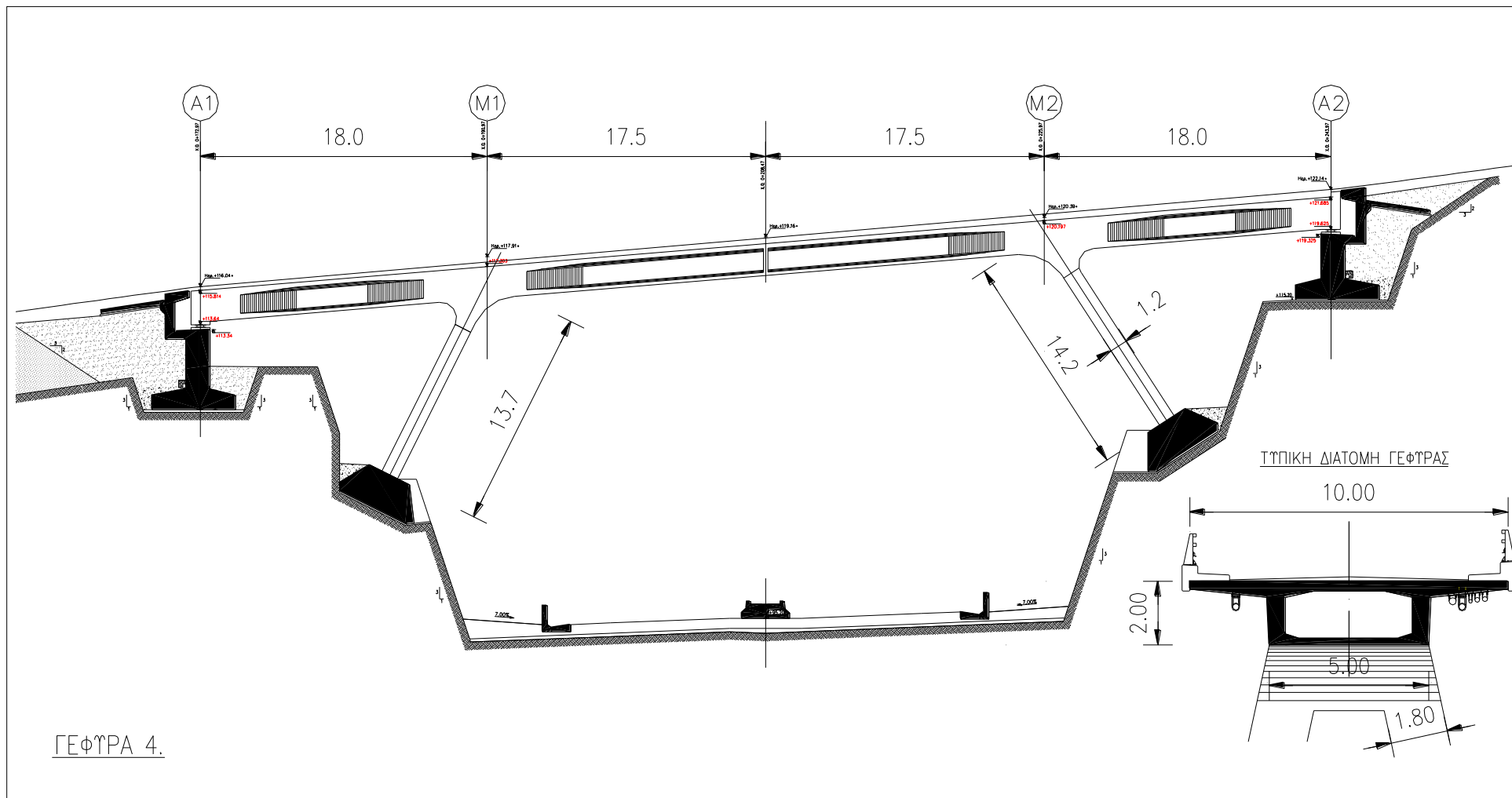
Σχήμα 3.1: Γέφυρα 1.



Σχήμα 3.2: Γέφυρα 2.



Σχήμα 3.3: Γέφυρα 3.



ΓΕΦΥΡΑ 4.

Σχήμα 3.4: Γέφυρα 4.

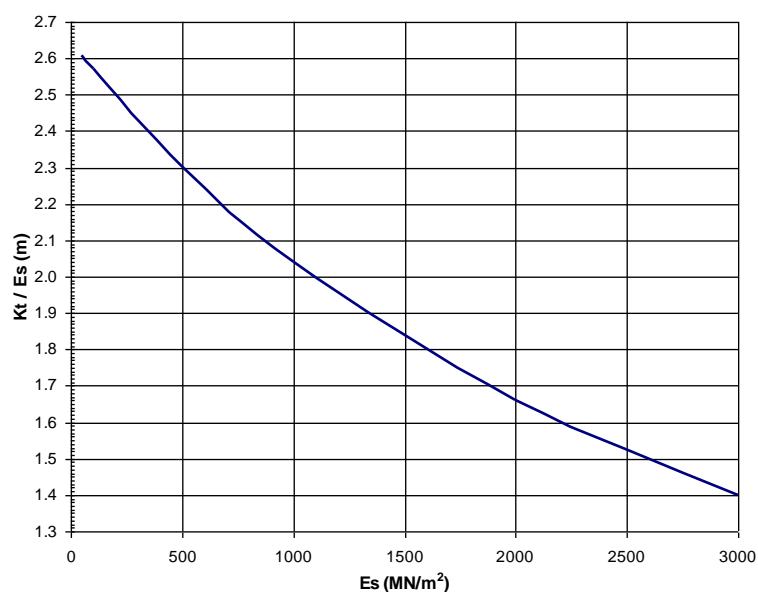
3.3 Συνθήκες εγκάρσιας στήριξης στα ακρόβαθρα

Σε όλες τις γέφυρες που εξετάστηκαν, η στήριξη του φορέα στα ακρόβαθρα επιτρέπει ελεύθερα την διαμήκη κίνηση (εφέδρανα ολίσθησης), την στροφή περί τον οριζόντιο άξονα, τον εγκάρσιο προς τον φορέα και περί τον κατακόρυφο άξονα. Επίσης σε όλες τις γέφυρες θεωρείται πλήρης απαγόρευση της κατακόρυφης μετακίνησης (ακλόνητη έδραση) και της στροφής περί τον διαμήκη άξονα (πάκτωση σε στρέψη).

Αναφορικά με τις συνθήκες στήριξης έναντι οριζόντιας εγκάρσιας μετακίνησης, οι οποίες έχουν σημαντική επίδραση στην εγκάρσια σεισμική απόκριση των γεφυρών, εξετάστηκαν σε όλες τις γέφυρες οι ακόλουθες δύο περιπτώσεις:

- **Ελαστική στήριξη** που ανταποκρίνεται σε σύνδεση του φορέα με το βάθρο στην διεύθυνση αυτή, και σε μία «συνήθη» εγκάρσια δυσκαμψία βάθρου και θεμελίωσης. Η εγκάρσια δυσκαμψία K_t επηρεάζεται κυρίως από το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους θεμελίωσης E_s . Για «σύνηθες» ακρόβαθρο διαστάσεων $13 \times 1.2\text{m}$ και ύψος 10m με θεμελίωση σε επιφάνεια $14 \times 6\text{m}$, το σχήμα 4.21 δείχνει ότι ο λόγος K_t/E_s (m) μεταβάλλεται μεταξύ 2.6 και 1.5m, όταν το E_s μεταβάλλεται μεταξύ 50MN/m^2 και 3000MN/m^2 . Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε η τιμή $K_t = 780 \text{ MN/m}$ που αντιστοιχεί σε $E_s \cong 100 \text{ MN/m}^2$, δηλαδή σε σχετικά σκληρό έδαφος.
- **Ελεύθερη ολίσθηση** του φορέα πάνω στο ακρόβαθρο.

Οι δύο αυτές περιπτώσεις εξετάστηκαν ώστε να οριοθετηθεί πρακτικά το πλήρες φάσμα των δυνατών αποκρίσεων της γέφυρας. Είναι όμως φανερό, και επιβεβαιώνεται και από τα αποτελέσματα, ότι η δεύτερη περίπτωση έχει μόνον χαρακτήρα ορίου. Δηλαδή σπανίως είναι δυνατό ή σκόπιμο να εφαρμόζεται.



Σχήμα 3.5 Σχέση μεταξύ του λόγου K_t/E_s (m) και του E_s .

3.4 Σεισμικός σχεδιασμός των γεφυρών

Χρησιμοποιήθηκε το φάσμα Τύπου 1 που ορίζεται από τον EC8-1, με τις ακόλουθες τιμές παραμέτρων:

Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού	$A_g/g = 0.30$
Συντελεστής εδάφους (Εδαφος κατηγορίας C)	$S = 1.15$
	$T_c = 0.60 \text{ sec}$

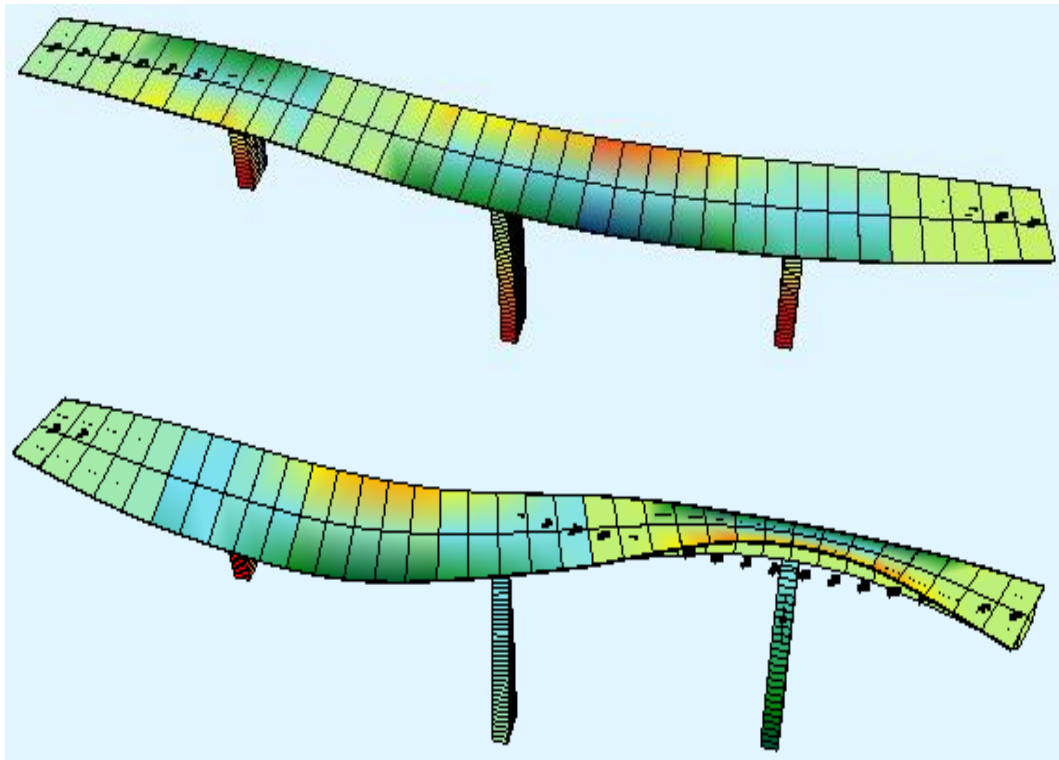
Έγινε δυναμική φασματική ελαστική ανάλυση των γεφυρών με χρήση της μέγιστης τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς q που επιτρέπει ο EC8-2 για κάθε γέφυρα.

Ο Πίνακας 3.1 παρουσιάζει συνοπτικά τόσο τα χαρακτηριστικά του φάσματος, όσο τις ιδιοπεριόδους της δεσπόζουσας (1^{ns}) εγκάρσιας ιδιομορφής και τους σεισμικούς συντελεστές (Sa/g) που αντιστοιχούν σ' αυτές τις ιδιοπεριόδους σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού.

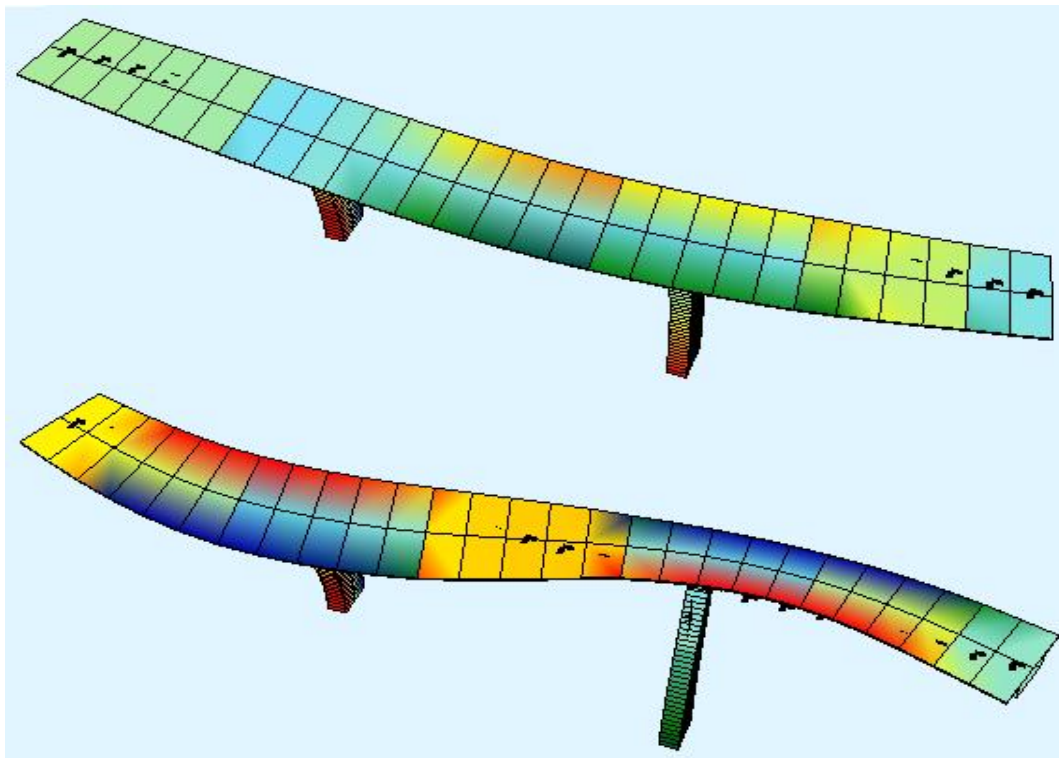
Πίνακας 3.1

Φάσμα σχεδιασμού - Χαρακτηριστικά γραμμικής ανάλυσης Ιδιοπεριόδοι και σεισμικός συντελεστής Sa/g της 1ης εγκάρσιας ιδιομορφής					
Χαρακτηριστικά φάσματος σχεδιασμού	$a_g = PGA/g$	0,30	$Sa/g = a_g \cdot S \cdot (2.5/q) \cdot (T_c/T) \leq a_g \cdot S \cdot 2.5/q$		
	S	1,15			
	T_c (sec)	0,60			
Δεσμευση στα ακρόβαθρα	Χαρακτηριστικά	Γέφυρα 1	Γέφυρα 2	Γέφυρα 3	Γέφυρα 4
Με δέσμευση	T_1 (sec)	0,62	0,82	1,62	0,2
	q	3,50	3,50	3,50	2,00
	Sa/g	0,24	0,18	0,09	0,43
	ρ_k	3,0	1,6	2,1	1,0
Χωρίς δέσμευση	T_1 (sec)	0,76	1,27	2,41	0,34
	Q	3,50	3,50	3,50	2,00
	Sa/g	0,19	0,12	0,06	0,43
	ρ_k	1,2	1,2	1,3	1,0

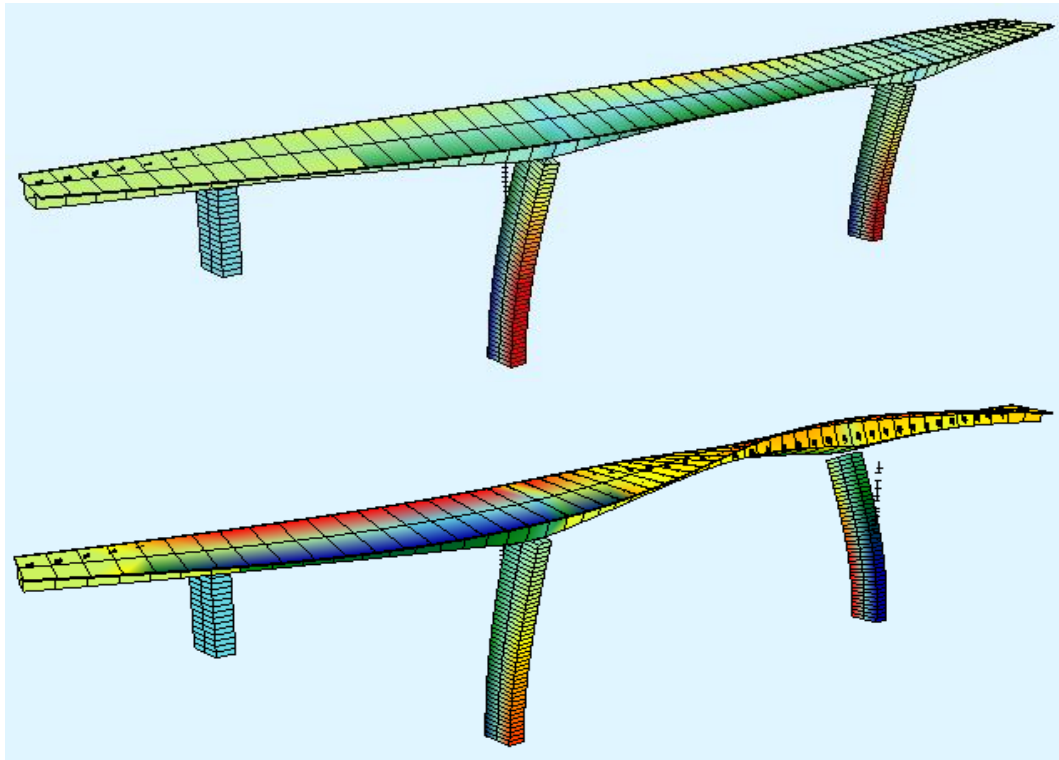
Στα σχήματα 3.6 έως 3.13 δείχνονται οι πρώτες 2 εγκάρσιες ιδιομορφές κάθε γέφυρας. Σε όλες τις γέφυρες με δεσμευση στα ακρόβαθρα, η πρώτη ιδιομορφή είναι μεταφορική με ομόφορη μετακίνηση όλων των μεσοβάθρων, και η δεύτερη επίσης μεταφορική με αντίθετη μετακίνηση του ενός ως προς τα άλλα βάθρα.. Αντίθετα, σε όλες τις γέφυρες χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα, η πρώτη ιδιομορφή είναι στροφική (στροφή του φορέα περι κατακόρυφο άξονα), ενώ η δεύτερη καμπτική (καμψη του φορέα περι κατακόρυφο άξονα).



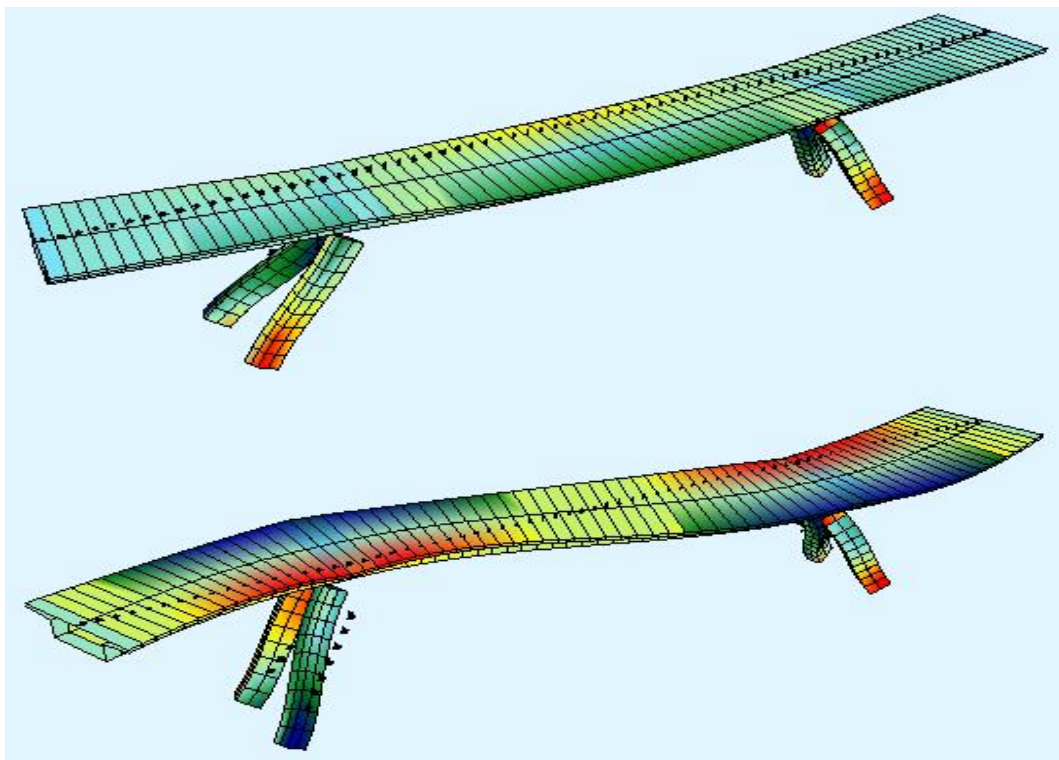
Σχήμα 3.6 Ιδιομορφές Γέφυρας Νο 1 με δέσμευση στα ακρόβαθρα.



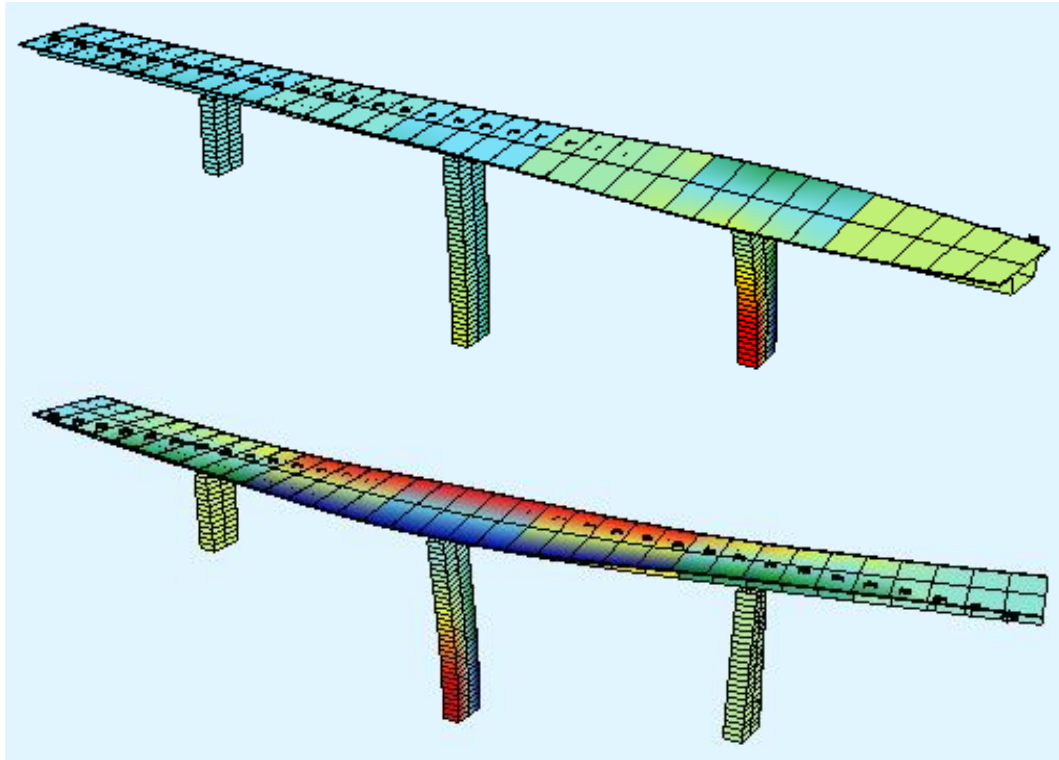
Σχήμα 3.7 Ιδιομορφές Γέφυρας Νο 2 με δέσμευση στα ακρόβαθρα.



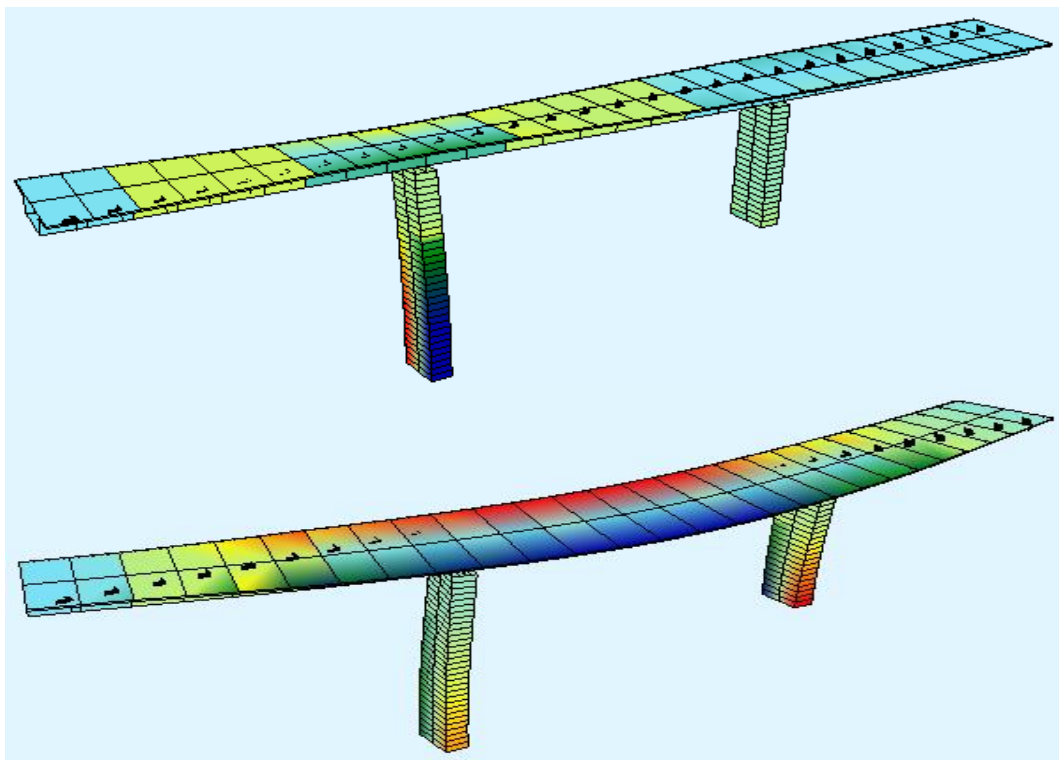
Σχήμα 3.8 Ιδιομορφές Γέφυρας Νο 3 με δέσμευση στα ακρόβαθρα.



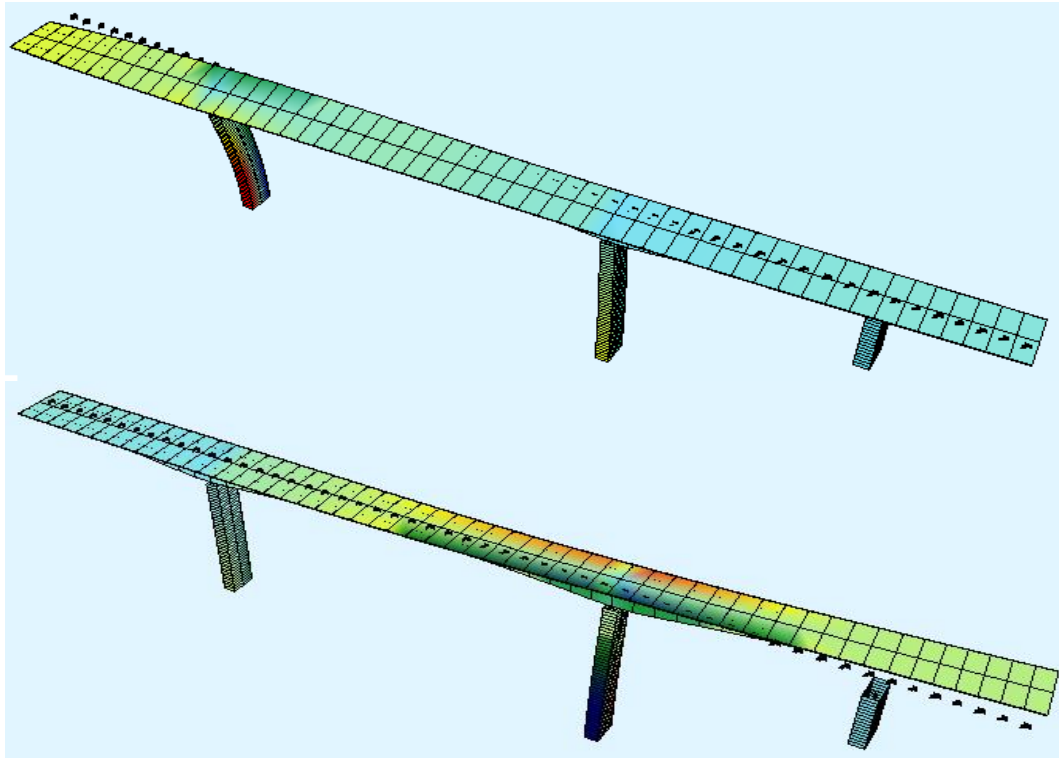
Σχήμα 3.9 Ιδιομορφές Γέφυρας Νο 4 με δέσμευση στα ακρόβαθρα.



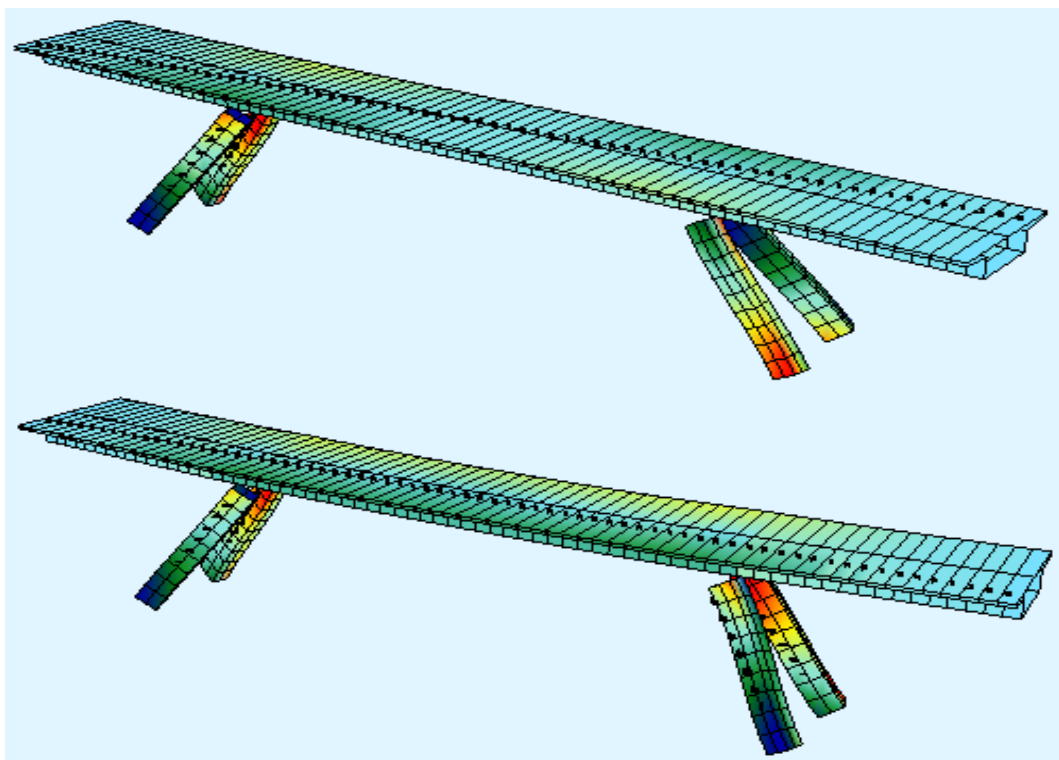
Σχήμα 3.10 Ιδιομορφές Γέφυρας Νο 1 χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα.



Σχήμα 3.11 Ιδιομορφές Γέφυρας Νο 2 χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα.



Σχήμα 3.12 Ιδιομορφές Γέφυρας No 3 χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα.



Σχήμα 3.13 Ιδιομορφές Γέφυρας No 4 χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα.

3.5 Κριτήριο μη κανονικότητας

Ένας από τους στόχους της παρούσας είναι η διερεύνηση της επάρκειας (και της σκοπιμότητας) του κριτηρίου κανονικότητας γεφυρών που προτείνεται από τον EC8-2.

Στόχος του κριτηρίου αυτού είναι ο ακόλουθος:

Σε γέφυρες που θεωρούνται ότι έχουν κανονική πλάστιμη σεισμική συμπεριφορά, να μην αναμένεται «ανατρεπτική» ανακατανομή των δυνάμεων ανάμεσα στα πλάστιμα στοιχεία, κατά την μετάβαση από την ελαστική στην οριακή μετελαστική απόκριση (σεισμική αστοχία σχεδιασμού).

«Ανατρεπτική» θεωρείται μία ανακατανομή που καθιστά μη-ασφαλή την χρησιμοποίηση των μεγίστων επιτρεπομένων τιμών του συντελεστή συμπεριφοράς q που καθορίζει ο EC8-2 για κανονικές πλάστιμες γέφυρες.

Για να είναι πρακτικά χρήσιμο, το κριτήριο χρησιμοποιεί αποκλειστικά αποτελέσματα που είναι διαθέσιμα μετά την ελαστική σεισμική ανάλυση και την αντίστοιχη διαστασιολόγηση των πλάστιμων στοιχείων, και συγκεκριμένα τους λόγους μεταξύ σεισμικά απαιτούμενης και τελικά διαθέσιμης ροπής αντοχής στις θέσεις πλαστικής άρθρωσης των πλάστιμων στοιχείων.

Αναλυτικότερα το κριτήριο αυτό εφαρμόζεται ως εξής:

- Για κάθε πλάστιμο στοιχείο i (βάθρο) υπολογίζονται οι ποσότητες:

$$r_i = q \frac{M_{Edi}}{M_{Rdi}}$$

όπου

M_{Edi} είναι η ροπή σχεδιασμού του στοιχείου i υπό τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, όπως προκύπτει από κλασσική (ισοδύναμη γραμμική) φασματική ανάλυση με χρήση συντελεστή συμπεριφοράς q

M_{Rdi} είναι η ροπή αντοχής της κρίσιμης διατομής του ίδιου στοιχείου i που αντιστοιχεί στον τελικό σπλισμό της και αξονικά ίση με N_{Edi} δηλαδή εκείνου του προαναφερόμενου σεισμικού συνδυασμού

- Η γέφυρα θεωρείται κανονική όταν ο λόγος (δείκτης «μη-κανονικότητας»)

$$\rho_K = \frac{r_{\max}}{r_{\min}} \leq \rho_o$$

όπου $r_{\max} = \max (r_i)$

$r_{\min} = \min (r_i)$

και ρ_o είναι το όριο κανονικότητας, για το οποίο προτείνεται τιμή ίση με 2.0

Ένα ή περισσότερα πλάσιμα στοιχεία μπορούν να αποκλειστούν από την ανωτέρω εκτίμηση των μέγιστων και ελάχιστων τιμών του ρ , εάν το ποσό της συμβολής τους στη τέμνουσα δεν υπερβαίνει το 20% της συνολικής σεισμικής τέμνουσας.

Οι τιμές του ρ_k στις εξετασθείσες γέφυρες φαίνονται στον Πίνακα 3.1.

4. Αποτίμηση Απόκρισης Μη-Κανονικών Γεφυρών

4.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται προσπάθεια αποτίμησης της σεισμικής απόκρισης μη-κανονικών γεφυρών με χρήση στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (push-over) με την μορφή που προτείνεται στο Παράρτημα Η του Ευρωκώδικα EC8-2 [2]. Η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων αυτής της ανάλυσης γίνεται με σύγκριση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας με βάση τις χρονοϊστορίες εδαφικής επιτάχυνσης που περιγράφηκαν στο κεφάλαιο 2. Οι τελευταίες είναι συμβατές με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκε για την διαστασιολόγηση των πλάστιμων μελών των γεφυρών, και η διαστασιολόγηση έγινε με βάση ισοδύναμη γραμμική ανάλυση όπως ορίζεται από τον ίδιο κανονισμό με τις τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς (α) που ορίζει ο ίδιος.

Οι δύο μη-γραμμικές αναλύσεις (στατική και δυναμική) γίνονται στο ίδιο προσομοίωμα και με το ίδιο λογισμικό, όπως περιγράφονται στο υποκεφάλαιο 4.4 παρακάτω. Η διαδικασία των αναλύσεων ακολουθεί τις σχετικές οδηγίες του EC8-2 δηλαδή τις σχετικές παραγράφους 4.2.4 και 4.2.5 καθώς και τα Παραρτήματα, Η για την μη-γραμμική στατική ανάλυση, και Ε για τους νόμους υλικών.

4.2 Διαδικασία στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (ΣΜΓΑ)

Συνοπτικά η διαδικασία στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης που προτείνεται από το Παράρτημα Η του EC8-2, στην εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας είναι η ακόλουθη:

Κάθε βαθμίδα οριζόντιου φορτίου ΔF_{ij} που επιβάλλεται κατά το βήμα j στην μάζα G_j/g που είναι συγκεντρωμένη στο κόμβο i της γέφυρας υπολογίζεται ως:

$$\Delta F_{ij} = \Delta \alpha_i G_j \zeta_i$$

όπου $\Delta \alpha_i$ είναι το βήμα αύξησης σεισμικού συντελεστή α που αντιστοιχεί στο βήμα φόρτισης j
 ζ_i είναι συντελεστής σχήματος που ορίζει την κατανομή του φορτίου στο σύστημα

Γίνονται δύο αναλύσεις που αντιστοιχούν στις ακόλουθες μορφές κατανομής του φορτίου.

(α) Σταθερή κατανομή

Ο συντελεστής σχήματος υπολογίζεται ως:

- $\zeta_i = 1$ για όλους τους κόμβους του φορέα της γέφυρας
- $\zeta_i = \frac{z_i}{z_p}$ για τα βάθρα, όπου

z_i το ύψος από την θεμελίωση του κόμβου i

z_p το ύψος από την θεμελίωση του βάθρου ως τον άξονα του φορέα

(β) Κατανομή ανάλογη προς την πρώτη ιδιομορφή

Ο συντελεστής ζ_i είναι ανάλογος προς την μετακίνηση του κόμβου i στην εξεταζόμενη διεύθυνση, που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή που δεσπόζει στην διεύθυνση αυτή (την εγκάρσια εν προκειμένω).

Τα αλληλοδιάδοχα και επάλληλα βήματα στατικής φόρτισης ΔF_j , και αντίστοιχα μη γραμμικής ανάλυσης, συνεχίζονται μέχρις ότου η μετακίνηση του σημείου αναφοράς R γίνει ίση με την απαιτούμενη μετακίνηση $d_{R,e}$.

Η απαιτούμενη μετακίνηση $d_{R,e}$ υπολογίζεται από την ελαστική φασματική ανάλυση του συστήματος, θεωρούμενου ως απεριόριστα ελαστικού, αλλά με δυσκαμψίες των πλάστιμων μελών του που αντιστοιχούν στην τέμνουσα δυσκαμψία στην διαρροή των πλαστικών αρθρώσεων. Ως σημείο αναφοράς χρησιμοποιείται το κέντρο μάζας του παραμορφωμένου φορέα της γέφυρας. Λεπτομερής περιγραφή δίνεται στο 4.3.

Η κατάσταση της γέφυρας που αντιστοιχεί στην απαιτούμενη μετακίνηση $d_{R,e}$ ορίζει τις παραμορφωσιακές απαιτήσεις της σεισμικής φόρτισης.

Όλα τα πλάστιμα στοιχεία πρέπει να έχουν παραμορφωσιακή ικανότητα τουλάχιστον ίση με την προαναφερόμενη απαίτηση πράγμα που ελέγχεται με την συνθήκη:

$$\theta_{p,req} \leq \theta_{p,d} = \frac{\theta_{pu}}{\gamma_{\theta d}}$$

μεταξύ πλαστικής στροφής χορδής $\theta_{p,req}$ και της τιμής σχεδιασμού της πλαστικής στροφής $\theta_{p,d} = \theta_{pu}/\gamma_{\theta d}$ με τιμή του συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{\theta d} = 1.40$, όπως προκύπτει με την διαδικασία που περιγράφεται στο κεφάλαιο 2.

4.3 Προσδιορισμός απαιτούμενης μετακίνησης $d_{R,e}$ από την φασματική ανάλυση.

Κατά τη φασματική δυναμική ανάλυση ακολουθούνται τα παρακάτω στάδια:

- Προσδιορίζονται οι ιδιότητες της γέφυρας:
 - α. Υπολογίζονται τα μητρώα μάζας, $[M]$ και δυσκαμψίας, $[K]$.
 - β. Υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι T_n και τα ιδιοδιανύσματα $[\phi]$ n της γέφυρας.
- Υπολογίζεται η μέγιστη ιδιομορφική απόκριση, q_n , σε κάθε ιδιομορφή από το φάσμα απόκρισης μετακινήσεων της σεισμική δράσης, για δεδομένη ιδιοπερίοδο T_n και τον επιθυμητό συντελεστή απόσβεσης ζ_n (στην παρακείμενη περίπτωση $\zeta_n = 0.05$).
- Υπολογίζονται οι μέγιστες μετακινήσεις-παραμορφώσεις των κόμβων του φορέα που προκύπτουν για κάθε ιδιομορφή ως:

$$[X]_n = \frac{P_n}{m_n} [\phi]_n q_n$$

όπου:

$$m_n = [\phi]_n^T \cdot [M] \cdot [\phi]_n, P_n = [\phi]_n^T \cdot [H] \cdot [M] \cdot u_g$$

με H : διάνυσμα με μοναδιαία τιμή για τους βαθμούς ελευθερίας τους παράλληλους στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης και μηδενική στους λοιπούς.

- Γίνεται σύνθεση των παραπάνω ιδιομορφικών μετακινήσεων, είτε μέσω του τύπου της πλήρους τετραγωνική επαλληλίας (Complete Quadratic Combination-CQC, Der Kiureghian, 1981) σε γέφυρες όπου υπάρχουν γειτονικές ιδιοπερίοδοι:

$$X_{\max} = \sqrt{\sum_i \sum_j X_i \varepsilon_{ij} X_j}, \varepsilon_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_j} (\zeta_i + r\zeta_j) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_j r(1+r^2) + 4(\zeta_i^2 + r\zeta_j^2) r^2}, r = \frac{T_i}{T_j}$$

όπου i και j είναι δείκτες για όλες τις ιδιομορφές και ζ_i, ζ_j οι αντίστοιχες συντελεστές απόσβεσης.

Η εξ. (2.12) δίνει σαν ειδική περίπτωση τον κανόνα της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (Square Root of Sum of Squares-SRSS) αν $\varepsilon_{ij}=0$ για $i \neq j$, $\varepsilon_{ij}=1$ για $i=j$:

$$X_{\max} = \sqrt{\sum_i X_i^2}$$

Ως σημείο αναφοράς R, ορίζεται το κέντρο μάζας του παραμορφωμένου φορέα, με παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην πρώτη εγκάρσια ιδιομορφή.

Στην συνέχεια υπολογίζεται η απαιτούμενη μετακίνηση $d_{R,e}$ του σημείου αναφοράς δηλαδή του κέντρου μάζας του φορέα με παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην μετακίνηση $X_{max,k}$.

$$d_{R,e} = \frac{\sum G_k X_{max,k}}{\sum G_k}$$

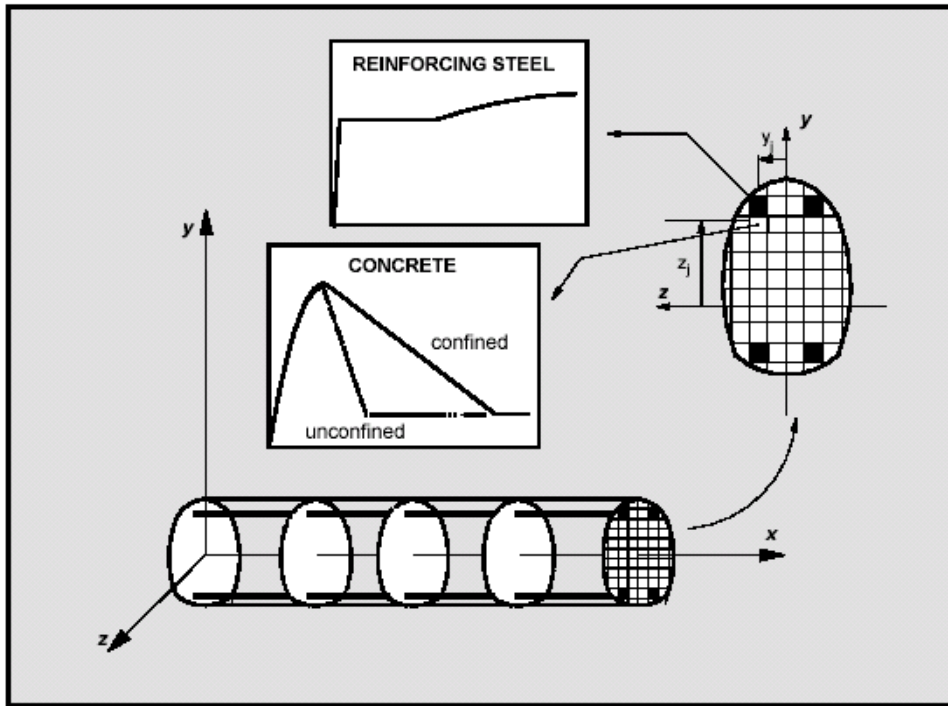
4.4 Μη γραμμικές αναλύσεις

Οι μη-γραμμικές αναλύσεις των γεφυρών, στατικές (push-over) και δυναμικές χρονοϊστορίας, έγιναν με χρήση του προγράμματος DRAIN-3DX. Το πρόγραμμα αυτό έχει ευρέως χρησιμοποιηθεί στην ερευνητική κοινότητα για την εκτίμηση της μετελαστικής σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών και έχει μια πλούσια βιβλιοθήκη στοιχείων, που περιλαμβάνει απλά στοιχεία συγκεντρωμένης ανελαστικότητας μέχρι και προηγμένα στοιχεία ινών (fibers).

Η προσομοίωση μελών οπλισμένου σκυροδέματος έγινε με στοιχεία ινών (fiber model) ώστε να εκτιμηθεί με αυξημένη αξιοπιστία σεισμική απόκρισή τους. Αναλυτική περιγραφή για το προσομοίωμα ινών και την εφαρμογή του στην παρούσα δίνονται στο 4.3.1. Σημειώνεται ότι αυξημένη αξιοπιστία θεωρήθηκε απαραίτητη για την προκειμένη εργασία επειδή στοχεύει στην εξαγωγή γενικότερων συμπερασμάτων. Αυτό όμως δεν σημαίνει βέβαια ότι δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν επιτυχώς απλούστερα μη-γραμμικά προσομοιώματα, ιδιαίτερα σε μη-γραμμική στατική ανάλυση, εφόσον αποδίδουν με επαρκή προσέγγιση την μη-γραμμική συμπεριφορά των μελών.

4.4.1 Προσομοίωμα ινών – Fiber model.

Ένα στοιχείο δοκού βασισμένο στο προσομοίωμα ινών είναι από τα πλέον κατάλληλα στοιχεία για να χρησιμοποιηθεί σε τρισδιάστατες κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος. Κατά την προσομοίωση αυτή το στοιχείο δοκού διαιρείται σε διατομές οι οποίες στη συνέχεια διακριτοποιούνται σύμφωνα με την πραγματική θέση του χάλυβα και του σκυροδέματος, σε ίνες.



Σχήμα 4.1: Το προσομοίωμα των ινών (fiber model)

Κατά την απόκριση ισχύει η επιπεδότητα διατομών, και η μέση τάση σε κάθε ίνα ακολουθεί ένα προκαθορισμένο νόμο υλικού σκυροδέματος ή χάλυβα. Η δύναμη και η ροπή που ενεργούν στη διατομή υπολογίζονται με ολοκλήρωση σε επίπεδο διατομής σύμφωνα με τις σχέσεις:

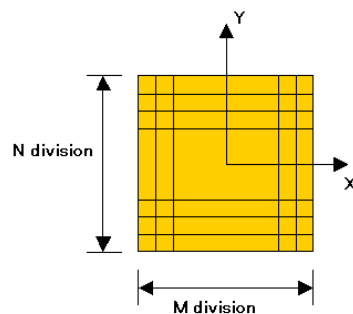
$$\varepsilon = \bar{\varepsilon} + y\phi_x + x\phi_y$$

$$N = \int_A \sigma(\varepsilon(x,y)) dA$$

$$M_x = \int_A \sigma(\varepsilon(x,y)) y dA$$

$$M_y = \int_A \sigma(\varepsilon(x,y)) x dA$$

όπου, ε η μέση παραμόρφωση στην ίνα, και ϕ_x, ϕ_y η καμπυλότητα της διατομής περί x και y άξονα.



Σχήμα 4.2: Διακριτοποίηση διατομής στο προσομοίωμα των ινών

Δύο φάσεις περιλαμβάνει η προσομοίωση ινών: α) το υπολογισμό της εντατικής κατάστασης στα άκρα του μέλους με δεδομένη την παραμόρφωση στα άκρα αυτά και β) τον υπολογισμό της ευκαμψίας του μέλους που απαιτείται για τον υπολογισμό της προηγούμενης φάσης. Με τη διαίρεση του μέλους σε διατομές και με αριθμητική ολοκλήρωση με χρήση σημείων ολοκλήρωσης τις παραπάνω διατομές επιτυγχάνεται ο υπολογισμός των φάσεων α και β. Για τις διατμητικές τάσεις και παραμορφώσεις του στοιχείου γίνεται χρήση της θεωρίας δοκού κατά Timoshenko.

Όταν το μήκος της δοκού είναι πολύ πιο μεγάλο από τις διαστάσεις της διατομής, η παραμόρφωση της δοκού μπορεί να περιοριστεί στην εξέταση την καμπτικής παραμόρφωσης. Εντούτοις όταν οι διαστάσεις της διατομής είναι αρκετά μεγάλες σε σχέση με το μήκος της δοκού, τότε η διατμητική παραμόρφωση στη δοκό πρέπει να ληφθεί υπόψη. Η γωνία χορδής της δοκού θα προκύψει ως σύνθεση της γωνίας στροφής χορδής λόγω καμπτικής και λόγω διατμητικής παραμόρφωσης ως ακολούθως

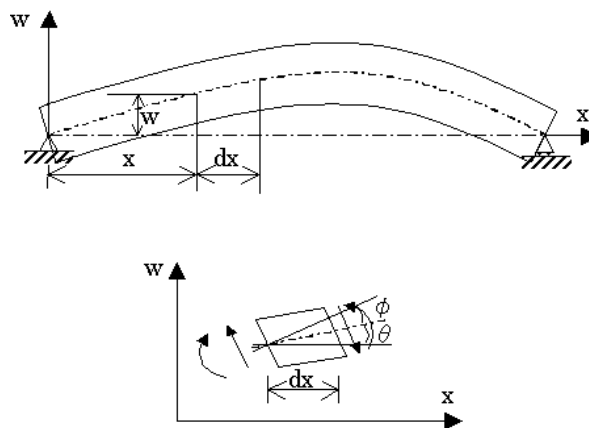
$$\frac{\partial w}{\partial x} = \theta + \phi$$

όπου: θ η γωνία στροφής χορδής λόγω καμπτικής παραμόρφωσης και ϕ η γωνία στροφής χορδής λόγω διατμητικής παραμόρφωσης. Η καμπτική ροπή και η τέμνουσα δύναμη προσδιορίζονται τότε σύμφωνα με τη ακόλουθη σχέση:

$$M = -EI \frac{\partial \theta}{\partial x}$$

$$S = \kappa AG \phi$$

όπου: EI η καμπτική δυσκαμψία του μέλους, κA η ενεργή επιφάνεια διάτμησης και G το Μέτρο διάτμησης για το υλικό της διατομής (σκυρόδεμα).



Σχήμα 4.3: Θεωρία δοκού Timoshenko

Από τη σχέση ισορροπίας δύναμης και ροπής σε κάθετη διεύθυνση η εξίσωση παραμόρφωσης της δοκού σύμφωνα με τη θεωρία Timoshenko μπορεί να γραφτεί ως εξής:

$$\rho A \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} - \left(\rho I + \frac{\rho EI}{\kappa G} \right) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial t^2} + \frac{\rho^2 I}{\kappa G} \frac{\partial^4 w}{\partial t^4} = 0$$

όπου ρ η πυκνότητα του υλικού και A το εμβαδόν της διατομής.

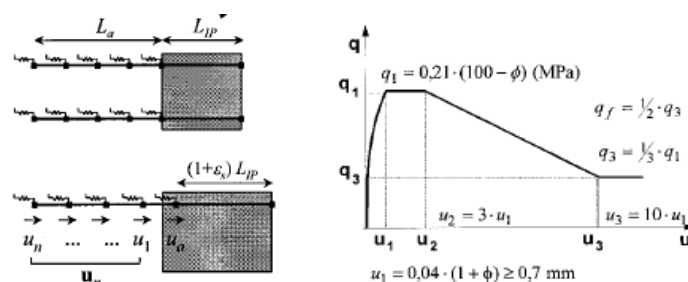
Μια από τις δυνατότητες που έχει το προσομοίωμα ινών είναι η ικανότητα να λαμβάνει υπόψη δύο καταστάσεις του σκυροδέματος την αρηγμάτωση και την ρηγματωμένη. Η κατάσταση του σκυροδέματος σε ένα στοιχείο της διατομής εξαρτάται από το επίπεδο των τάσεων στο στοιχείο αυτό. Έτσι η ρηγμάτωση μπορεί να ποσοτικοποιηθεί σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

για θλίψη $\sigma_1 / (R_f f_t) = 1.0$

για εφελκυσμό $[\sigma_1 / (R_f f_t)] + 0.26(\sigma_2 / \sigma_1) = 1.0$

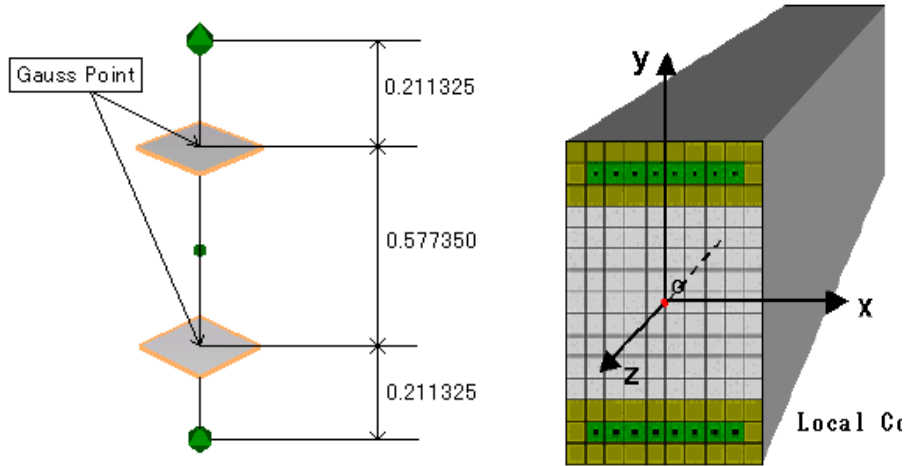
όπου σ_1 και σ_2 οι κύριες τάσεις στο στοιχείο της διατομής, f_t η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος και R_f συντελεστής μείωσης της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος.

Κατά την πραγματική απόκριση κατασκευών Ο/Σ η ρηγμάτωση του σκυροδέματος οδηγεί σε δύο διαφορετικές καταστάσεις συνάφειας: μία όπου έχουμε πλήρη συνάφεια μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα στις περιοχές μεταξύ των ρωγμών και μια όπου δεν έχουμε καθόλου συνάφεια και έχει επέλθει ουσιαστικά ολίσθηση του οπλισμού σε σχέση με το σκυρόδεμα (bond slip). Σύμφωνα με την πρόταση των Monti and Spacone («Reinforced Concrete Fiber Beam Element with Bond-Slip», G. Monti and E. Spacone, Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 6, June, 2000. ASCE 2000) οι καταστάσεις αυτές συνάφειας λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα και κατά τον τρόπο αυτό μπορεί να αναπαρασταθεί η αύξηση της δυσκαμψίας σε εφελκυσμό (tension stiffening) που εμφανίζει το σκυρόδεμα στις περιοχές μεταξύ των ρωγμών καθώς και η πιθανή ολίσθηση του οπλισμού στη στήριξη του μέλους.



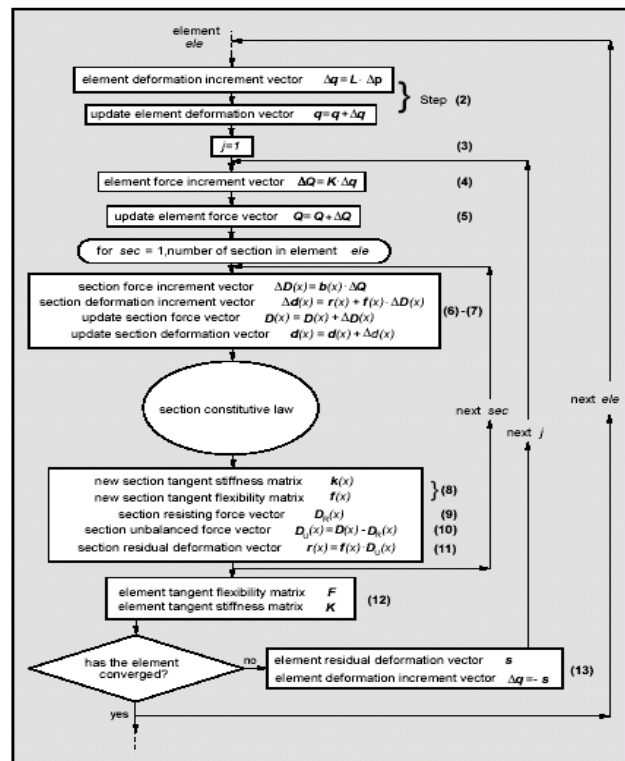
Σχήμα 4.4: Δυνατότητα ολίσθησης οπλισμού: προσομοίωμα και νόμοι

Η ολοκλήρωση σε επίπεδο μέλους γίνεται αριθμητικά με χρήση σημείων Gauss τα οποία αναφέρονται σε αντιπροσωπευτικά σημεία της δοκού στα οποία περιγράφεται η διατομή με κατάλληλη διακριτοποίηση.

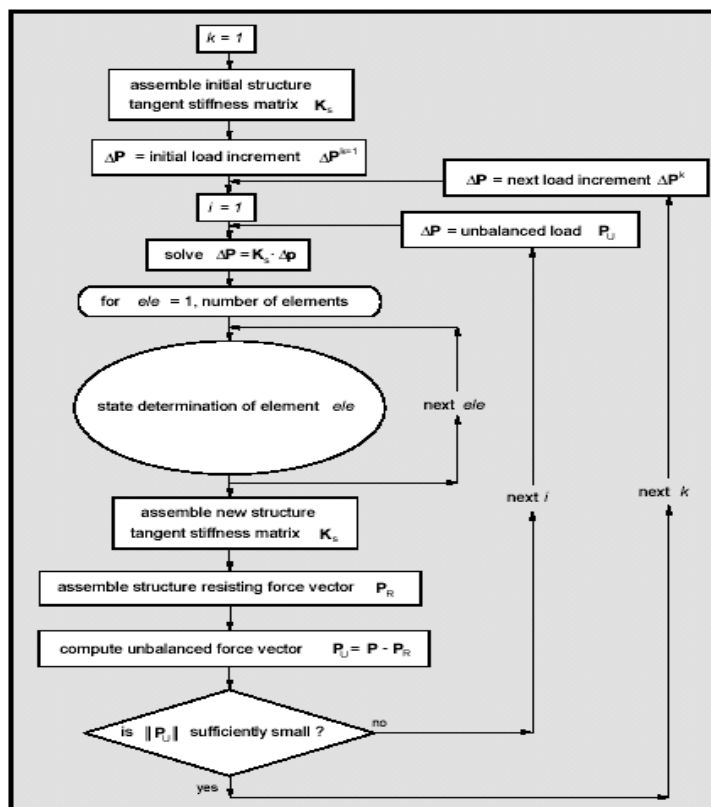


Σχήμα 4.5: Σημεία ολοκλήρωσης Gauss.

Τα βήματα τα οποία γίνονται κατά την διαδικασία της μη γραμμικής ανάλυσης σε επίπεδο μελών και κατασκευής περιγράφονται στα διαγράμματα ροής των σχημάτων 4.6 και 4.7 αντίστοιχα. Αναλυτική περιγραφή της διαδικασίας δίνεται στην έκθεση των Taucer, Spacone, Filippou («A fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures», Report No UCB/EERC-91/17, Berkeley, California, 1991)



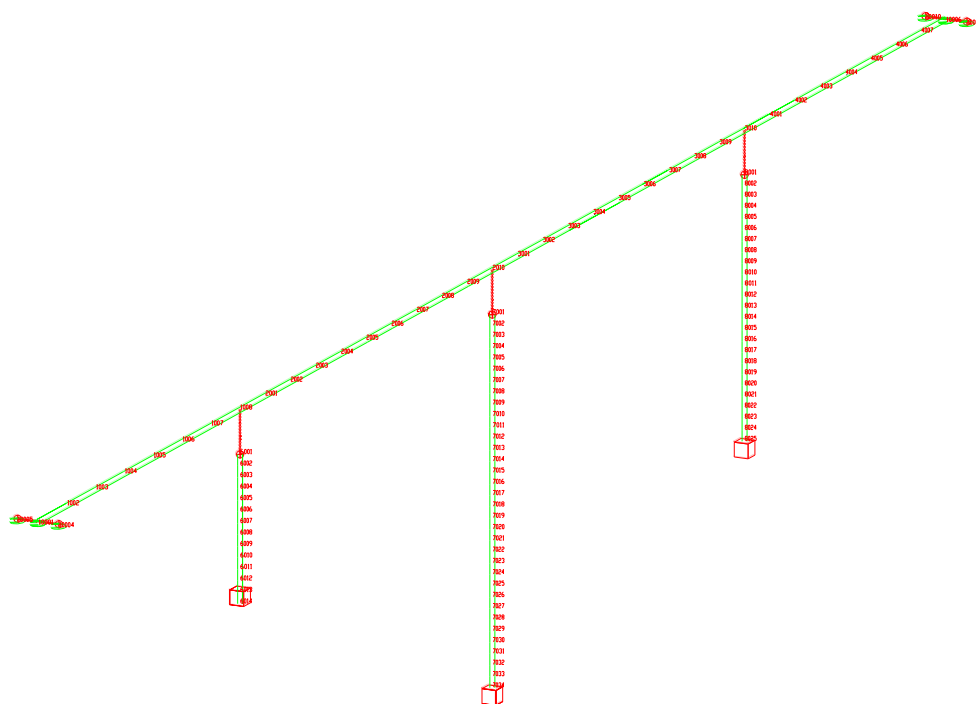
Σχήμα 4.6: Διάγραμμα ροής μη γραμμικής ανάλυσης σε επίπεδο μέλους



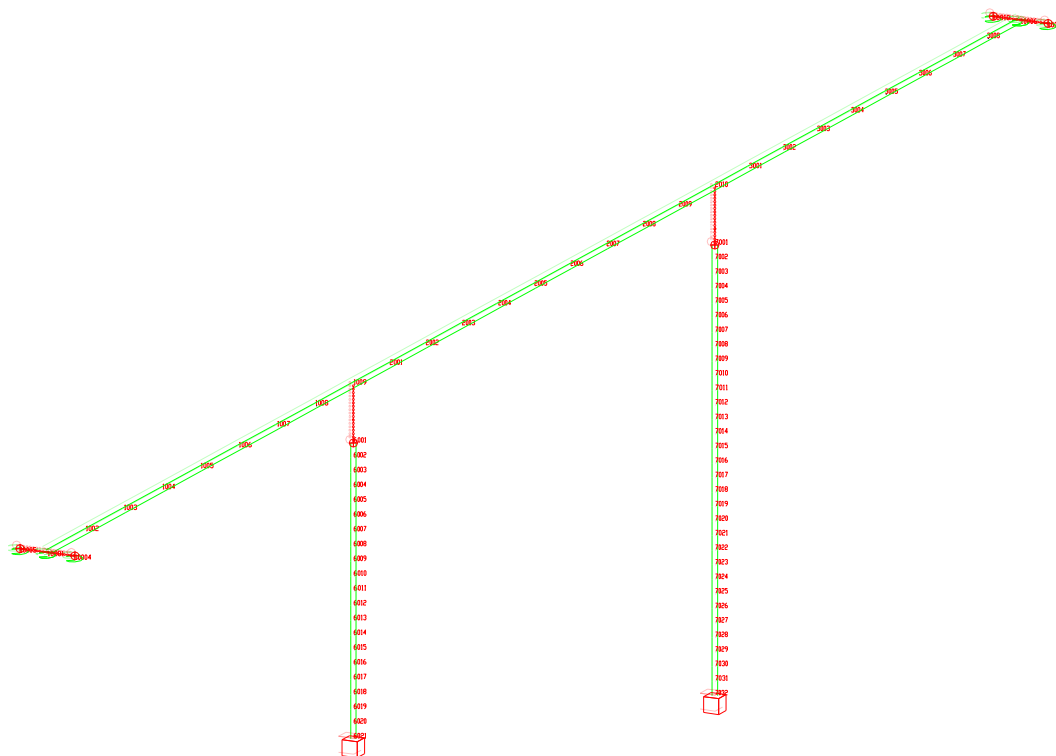
Σχήμα 4.7: Διάγραμμα ροής μη γραμμικής ανάλυσης σε επίπεδο κατασκευής

4.4.2 Προσομοιώματα γεφυρών.

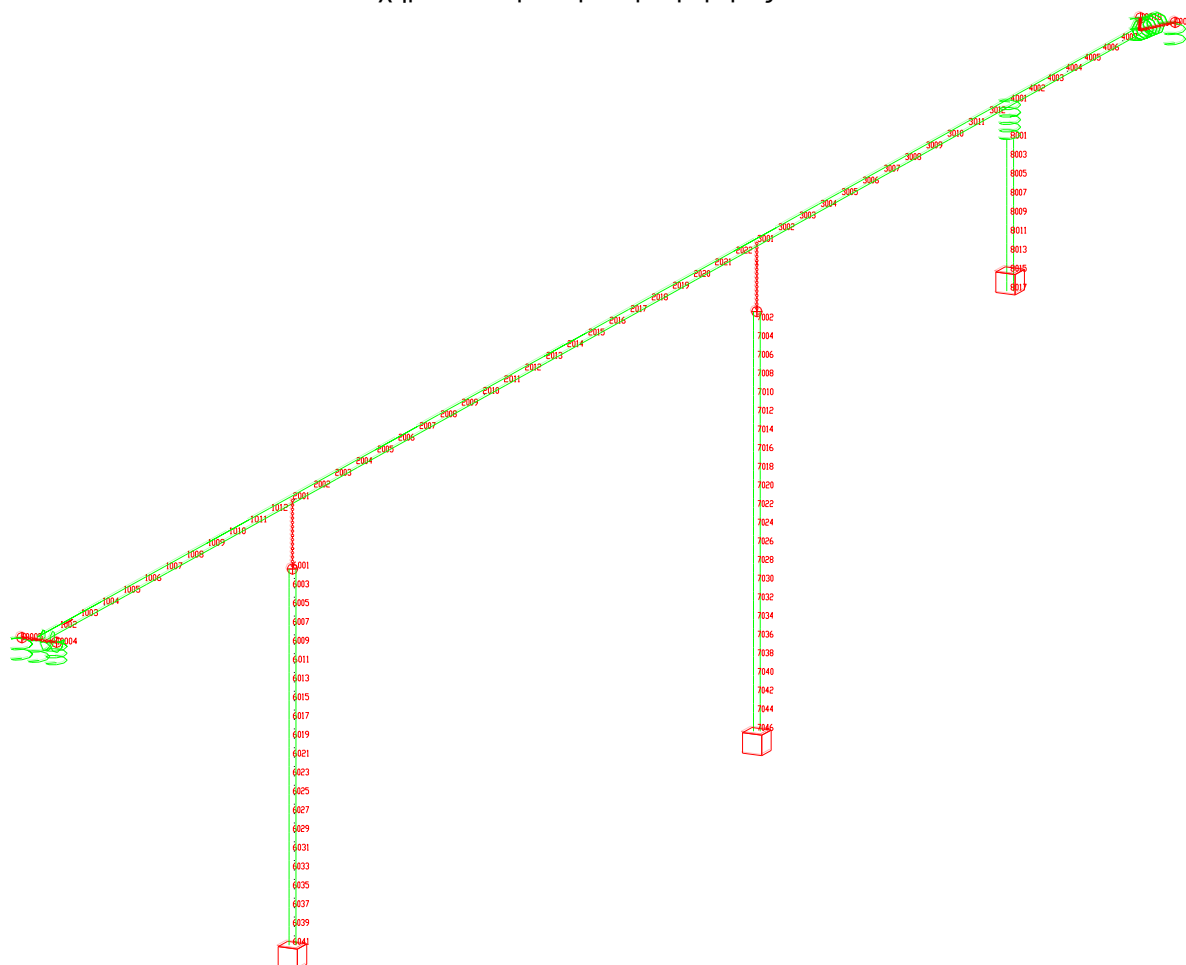
Τα προσομοιώματα των τεσσάρων τύπων γεφυρών που εξετάστηκαν στην εργασία και περιγράφηκαν στο 3^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται στα σχήματα 4.8 έως 4.11



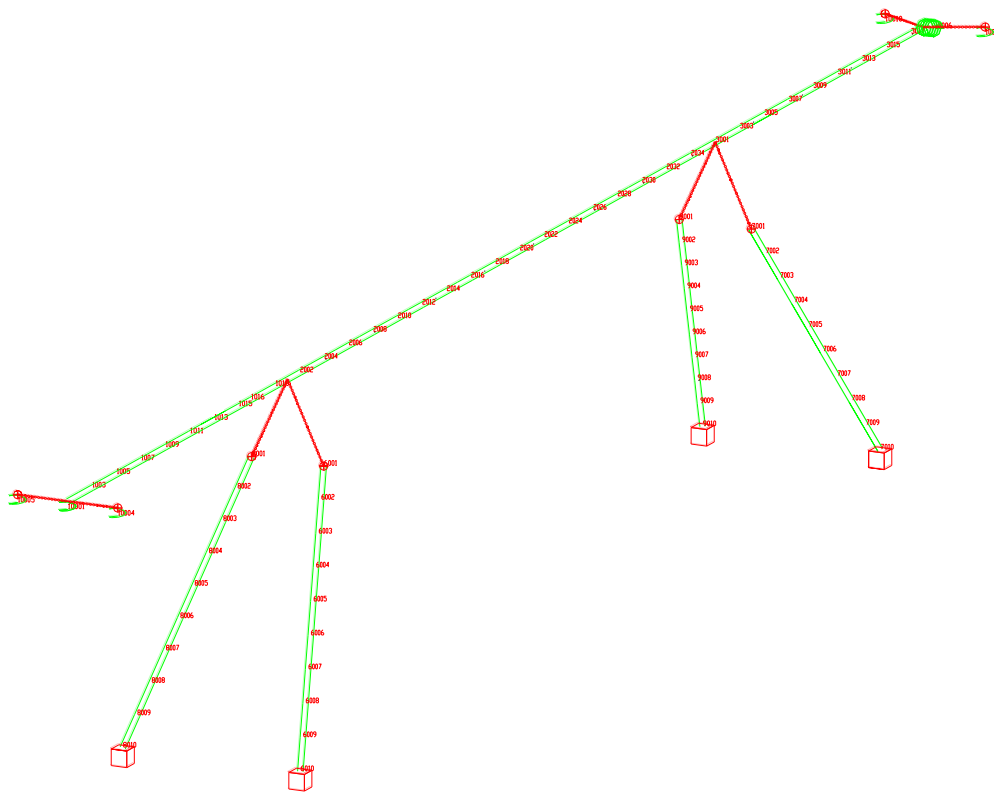
Σχήμα 4.8: Προσομοίωμα γέφυρας No 1.



Σχήμα 4.9: Προσομοίωμα γέφυρας Νο 2.



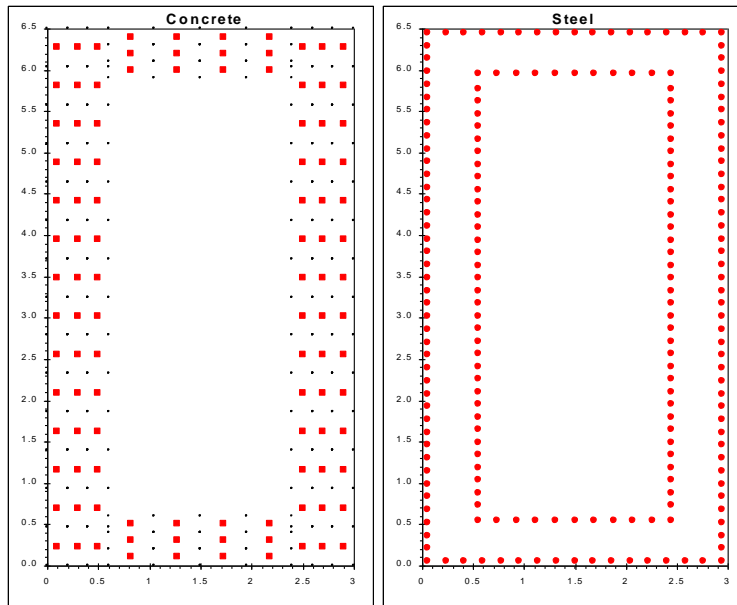
Σχήμα 4.10: Προσομοίωμα γέφυρας Νο 3.



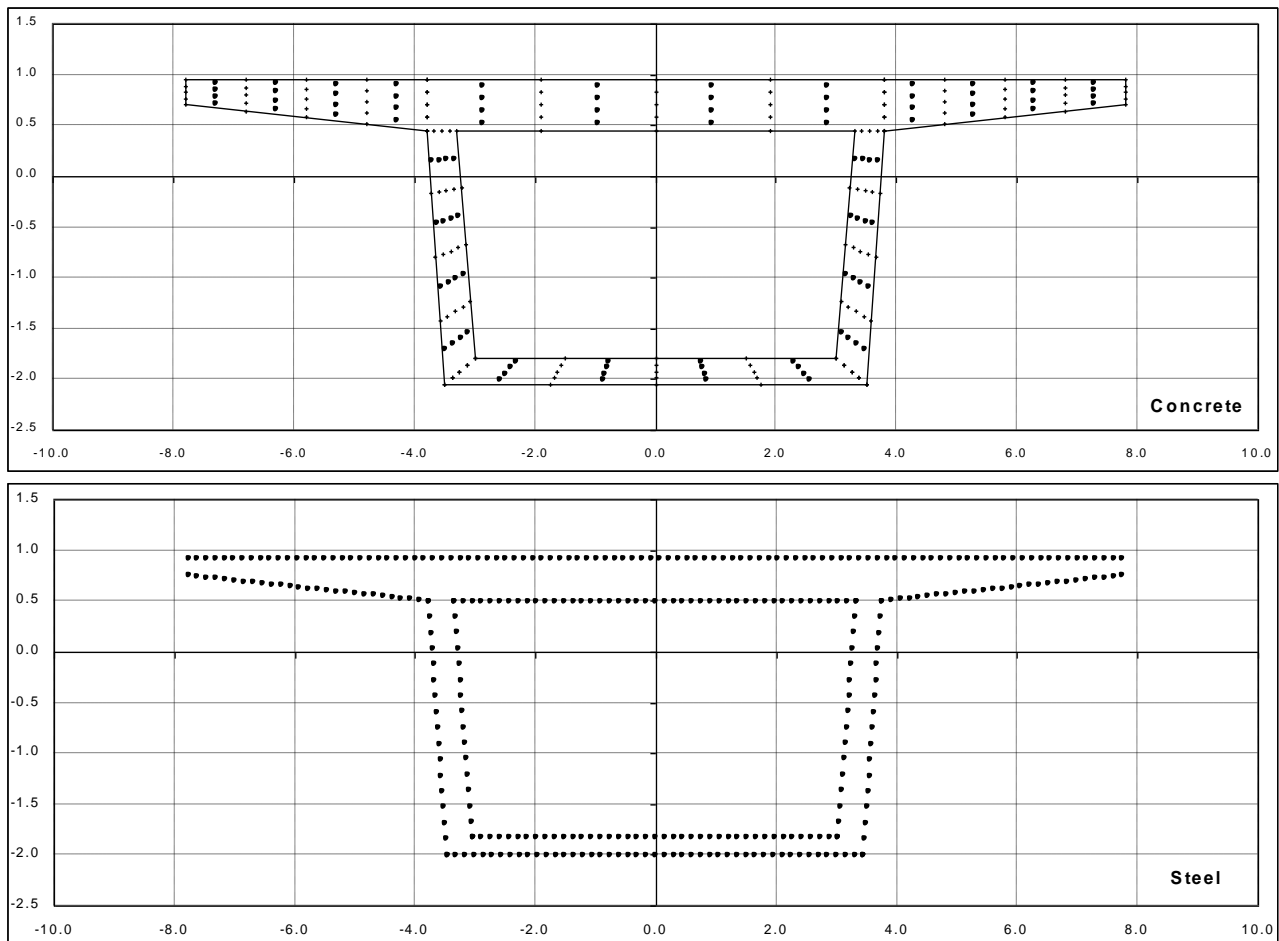
Σχήμα 4.11: Προσομοίωμα γέφυρας No 4.

Σε όλες τις περιπτώσεις οι γέφυρες (βάθρα και φορέας) προσομοιώθηκαν με στοιχεία ινών, η στήριξη των βάθρων στο έδαφος θεωρήθηκε πακτωμένη ενώ σε κάθε περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν δύο εναλλακτικές συνθήκες στήριξης στα ακρόβαθρα μια με δέσμευση λαμβάνοντας υπόψη τη δυσκαμψία του ακροβάθρου και μια χωρίς καμία δέσμευση. Στις παραγράφους που ακολουθούν γίνεται μια παρουσίαση της συμπεριφοράς των μελών του προσομοιώματος της γέφυρας No 1. Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από ανάλυση διατομής του φορέα της γέφυρας μέσω διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης (χρήση του προγράμματος UCFYBER) και τα αποτελέσματα από ανάλυση των βάθρων της γέφυρας (χρήση του προγράμματος DRAIN-3DX) ώστε να είναι εκτιμηθεί η παραμόρφωση αστοχίας τους. Σε κάθε περίπτωση οι νόμοι υλικών που υιοθετήθηκαν είναι σύμφωνοι με ό,τι αναφέρεται στο κεφάλαιο 2 και σύμφωνοι με τους Ευρωκώδικες 2 και 8. Οι αναλύσεις αυτές πραγματοποιήθηκαν για όλες τις γέφυρες της μελέτη αλλά επειδή είναι παρόμοια και στις άλλες γέφυρες και για λόγους οικονομίας χώρου παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τη γέφυρα No 1.

Στα σχήματα 4.12 και 4.13 παρουσιάζονται ενδεικτικά οι διατομές των βάθρων για τη γέφυρα No 1 και ο φορέας της αντίστοιχα. Επισημαίνεται ότι τα βάθρα των γεφυρών έχουν προσομοιωθεί με στοιχεία ινών ενώ οι φορείς τους με γραμμικά στοιχεία. Αναλυτικά τα στοιχεία για τα διατομές των βάθρων και οι φορείς των γεφυρών παρουσιάζονται στον Παράρτημα 2 μαζί με τα αποτελέσματα διαστασιολόγησής τους.



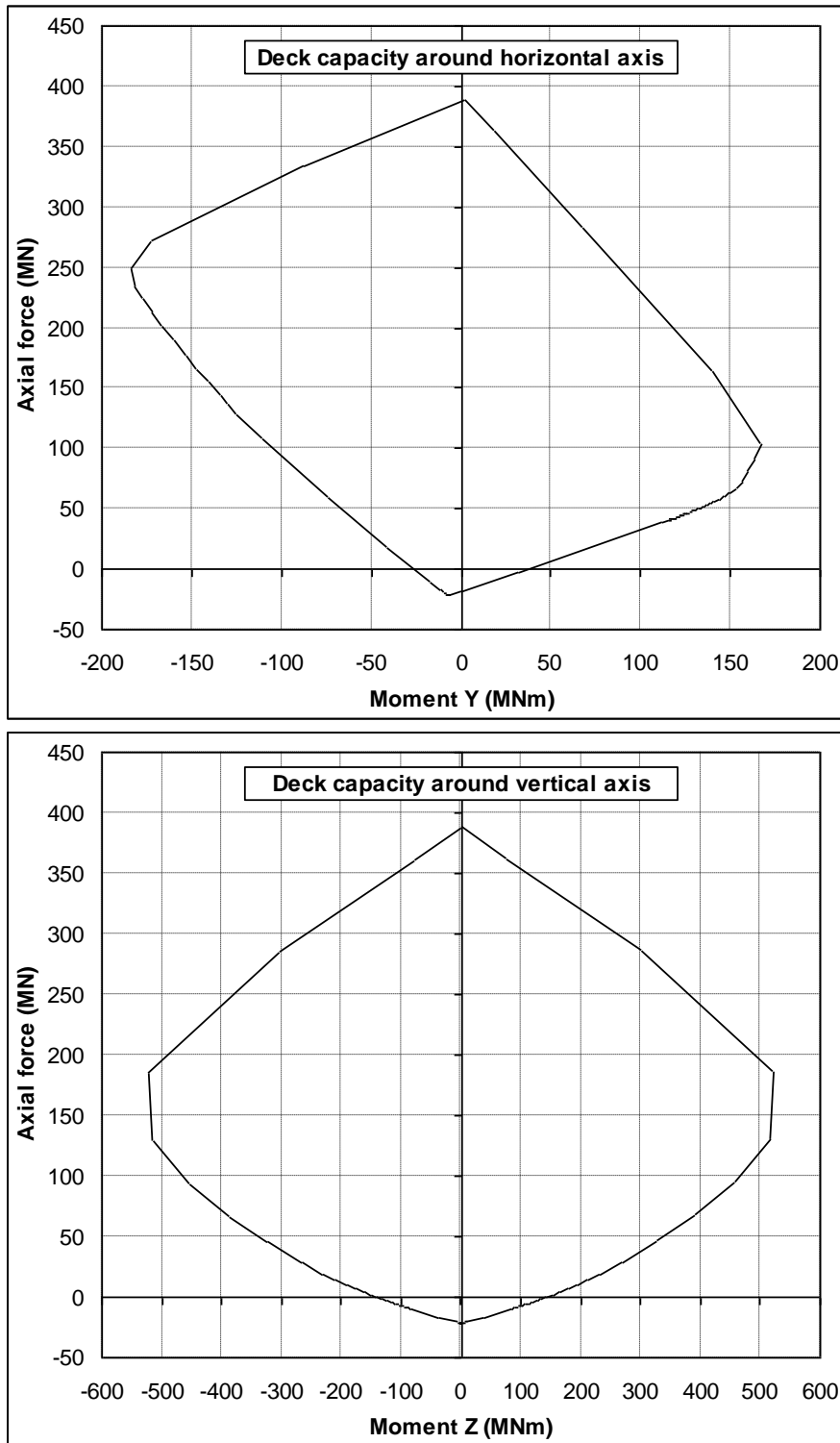
Σχήμα 4.12 Διατομή των βάθρων της γέφυρας No 1 και διαμήκης οπλισμός τους.



Σχήμα 4.13 Διατομή του φορέα της γέφυρας και διαμήκης οπλισμός του.

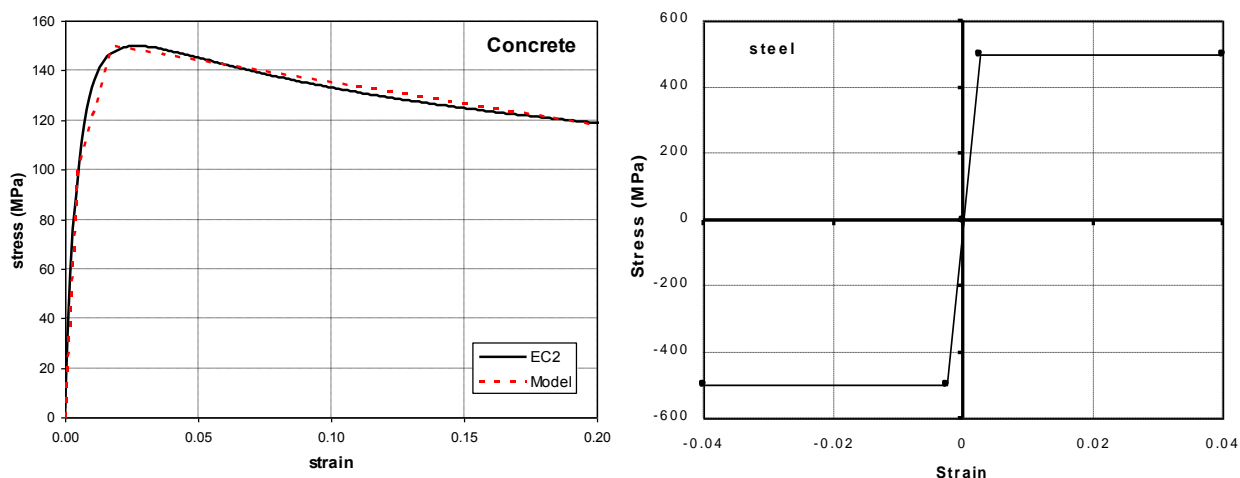
Τα υλικά κατασκευής της γέφυρας ήταν σε όλες τις περιπτώσεις S500 για τον χάλυβα, C35 για το σκυρόδεμα του φορέα, C35 για το σκυρόδεμα των βάθρων και Grade 270k (STM A416 93) για τον χάλυβα προέντασης.

Χρησιμοποιώντας λοιπόν το πρόγραμμα UCFYBER υπολογίστηκαν τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης για τη διατομή του φορέα πάνω από το μεσαίο βάθρο της γέφυρας Νο 1. Τα αποτελέσματα αυτά παρουσιάζονται στο σχήμα 4.14.

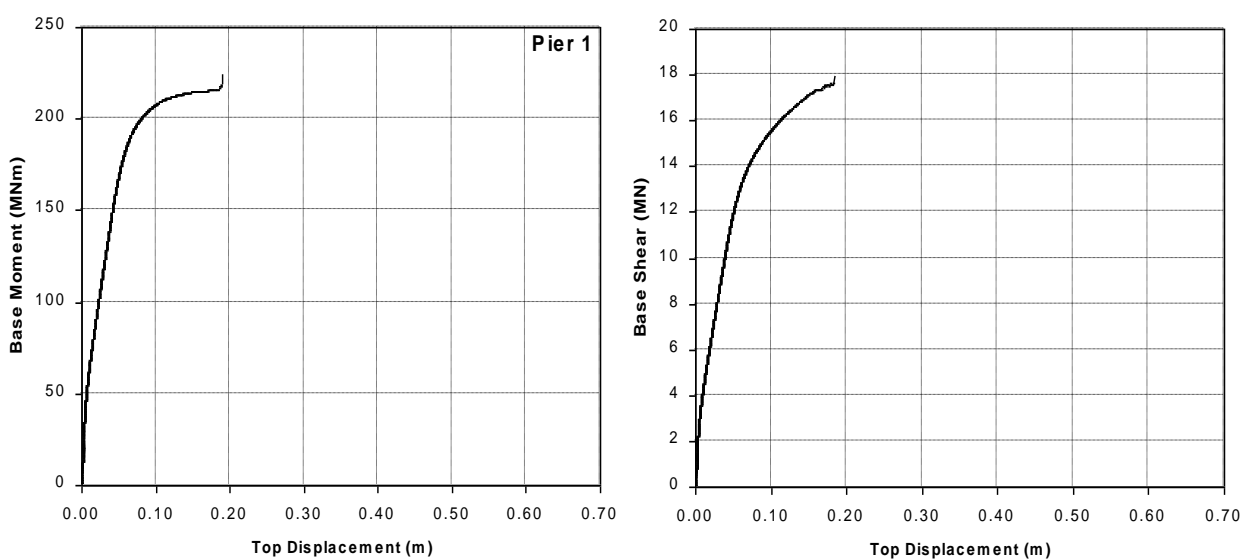


Σχήμα 4.14 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης της κρίσιμης διατομής του φορέα της γέφυρας 1.

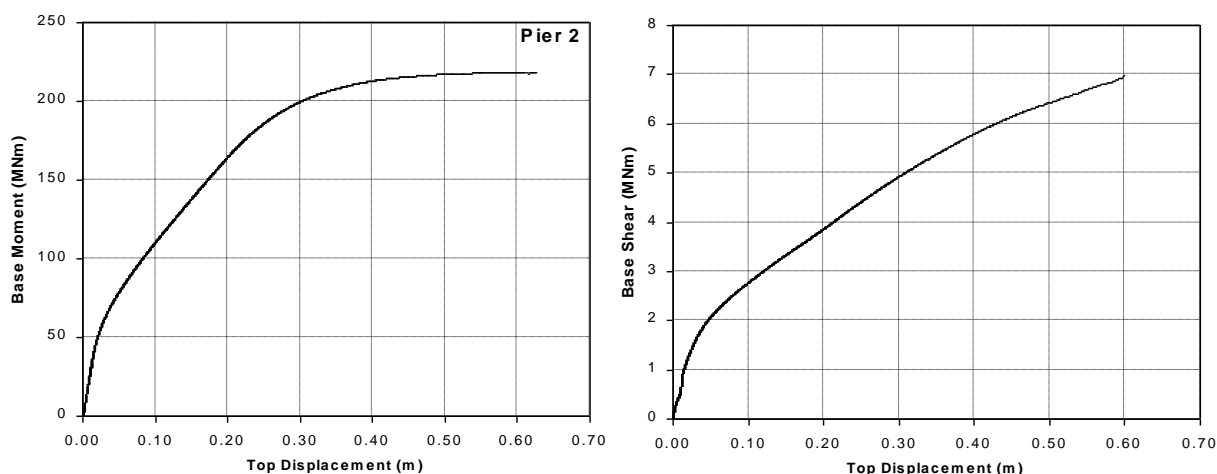
Χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα DRAIN 3DX και υιοθετώντας τους νόμους υλικού όπως παρουσιάζονται στο σχήμα 4.15 υπολογίστηκαν τα διαγράμματα ροπής βάσης - μετακίνησης κορυφής και τέμνουσας βάσης - μετακίνησης κορυφής για τα τρία βάθρα της γέφυρας No 1 μέχρι την αστοχία. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών παρουσιάζονται στα σχήματα 4.16, 4.17 και 4.18. Σημειώνεται ότι το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για τη προσομοίωση των βάθρων είναι ινών (fiber model) το οποίο αναπαριστά με αρκετά μεγάλη ακρίβεια την πραγματική συμπεριφορά μελών οπλισμένου σκυροδέματος. Σε προηγούμενη παράγραφο δίνονται περισσότερα στοιχεία για το μοντέλο αυτό. Η διαδικασία επαναλήφθηκε και για τους άλλους τύπους γεφυρών με ανάλογα αποτελέσματα. Η οριοθέτηση της αστοχίας είναι σύμφωνη με τα αναφερόμενα στο κεφάλαιο 2.



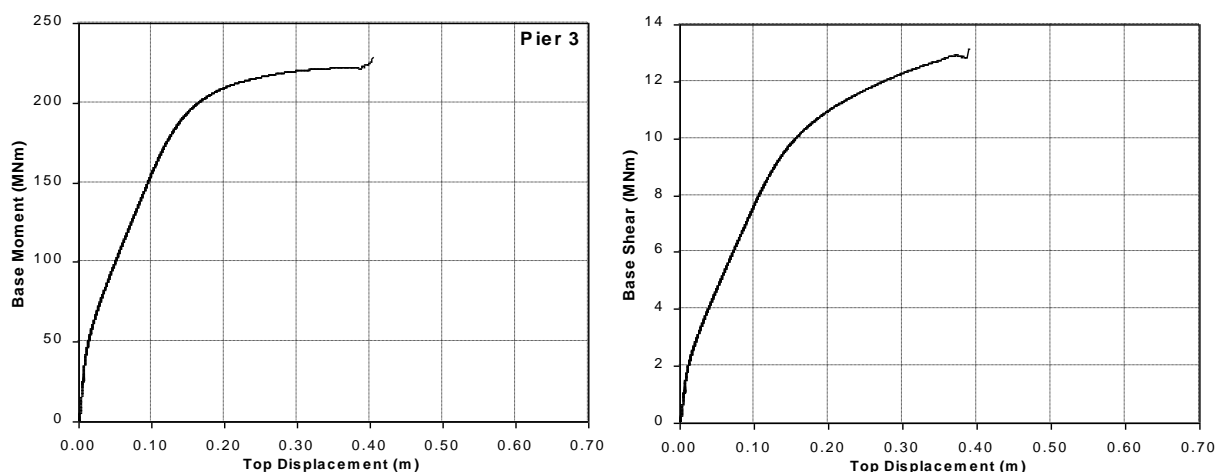
Σχήμα 4.15 Νόμοι υλικών για χάλυβα και σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκαν για τις αναλύσεις με το πρόγραμμα DRAIN 3DX.



Σχήμα 4.16 Αντοχή βάθρου 1 της γέφυρας No 1.



Σχήμα 4.17 Αντοχή βάθρου 2 της γέφυρας No 1.

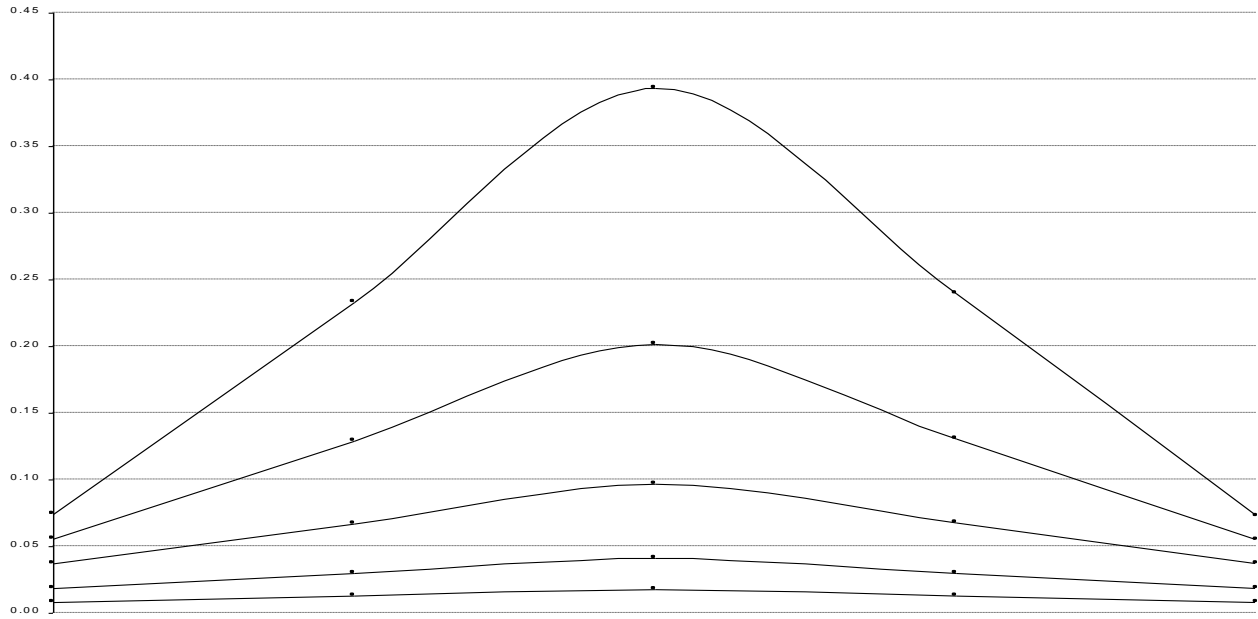


Σχήμα 4.18 Αντοχή βάθρου 3 της γέφυρας No 1.

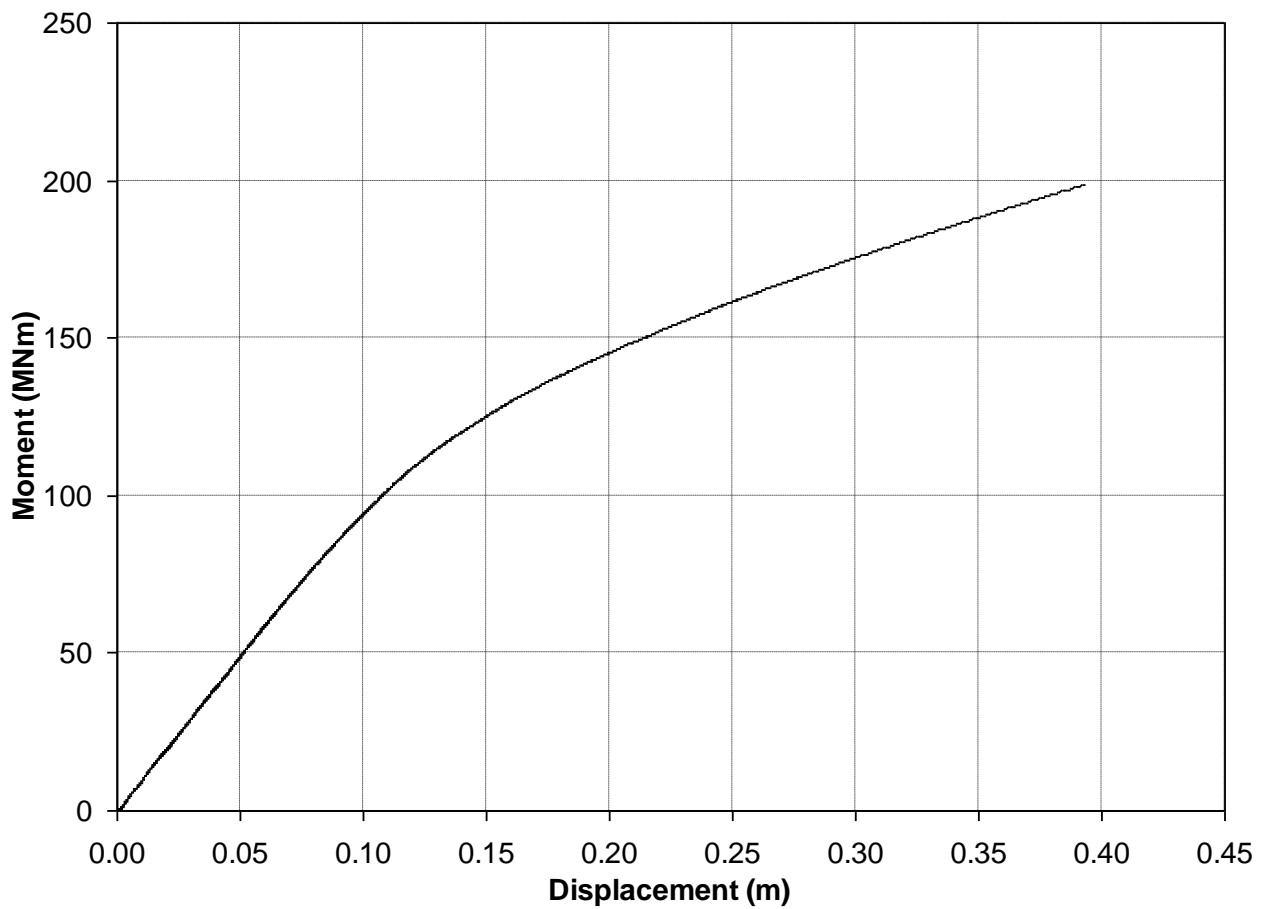
Χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα DRAIN 3DX και υιοθετώντας τους νόμους υλικού όπως παρουσιάζονται στο σχήμα 4.15 υπολογίστηκε η παραμορφωσιακή εικόνα του φορέα της γέφυρας No 1 τη στιγμή της διαρροής προεπιλεγμένου οπλισμού (κρίσιμη διαρροή). Στο σημείο αυτό επισημαίνεται ότι το σκεπτικό του ελέγχου αυτού είναι ότι παρόλο την απαίτηση να παραμείνει ο φορέας στη γραμμική ελαστική περιοχή κρίνεται γενικά σκόπιμο να υιοθετηθεί μια ικανότητά του να μπαίνει και σε ανελαστική περιοχή η οποία θα μπορεί να θεωρηθεί ως μη κρίσιμη για την αντοχή και κατά συνέπεια τη σεισμική απόκρισή του.

Το αποτέλεσμα της ανάλυσης αυτής παρουσιάζεται στα σχήμα 4.19 υπό τη μορφή στιγμιότυπου της κίνησης μέχρι τη διαρροή και στο σχήμα 4.20 υπό τη μορφή καμπτικής ροπής – μετακίνησης.

Ανάλογα αποτελέσματα προέκυψαν και για τις άλλες περιπτώσεις γεφυρών και γι αυτό δεν θεωρήθηκε σκόπιμο να παρουσιαστούν.



Σχήμα 4.19 Στιγμιότυπα κίνησης του φορέα μέχρι τη κρίσιμη διαρροή του φορέα.



Σχήμα 4.20 Καμπτική ροπή – Μετακίνηση τη κρίσιμη διαρροή του φορέα.

5. Αποτελέσματα – Συμπεράσματα

5.1 Αποτελέσματα

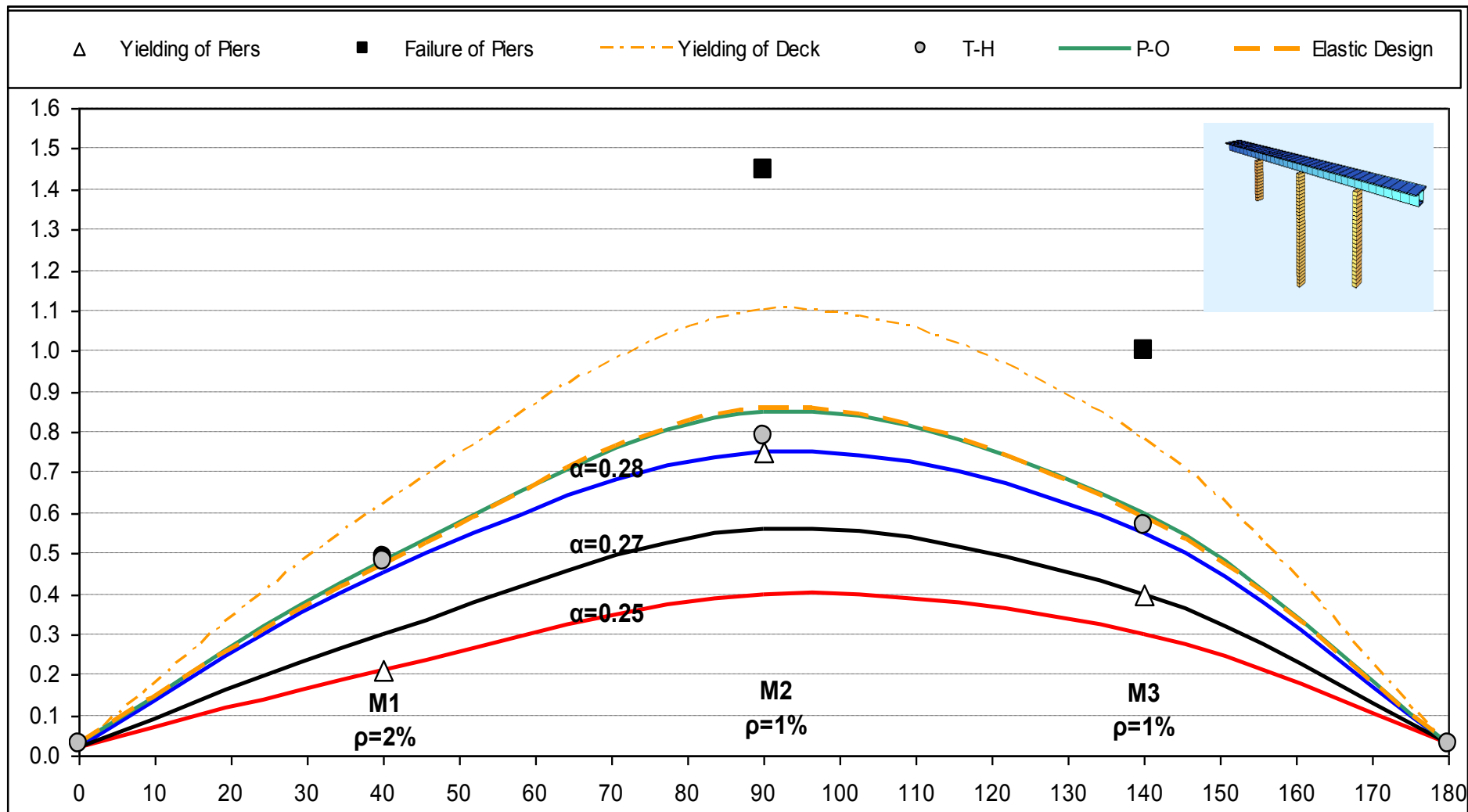
Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στα σχήματα 5.21 έως και 5.28. Όλα τα σχήματα παρουσιάζουν καταστάσεις (στιγμιότυπα) της παραμόρφωσης του φορέα σε κάτοψη. Τα σχήματα 5.21, 5.22, 5.23 και 5.24 αφορούν την περίπτωση φορέων με εγκάρσια δέσμευση στα ακρόβαθρα, ενώ τα σχήματα 5.25, 5.26, 5.27 και 5.28 αφορούν την περίπτωση φορέων εγκάρσια αδέσμευτων στα ακρόβαθρα, αντίστοιχα για τις Γέφυρες 1, 2, 3 και 4.

Ειδικότερα στα σχήματα παρουσιάζονται τα ακόλουθα:

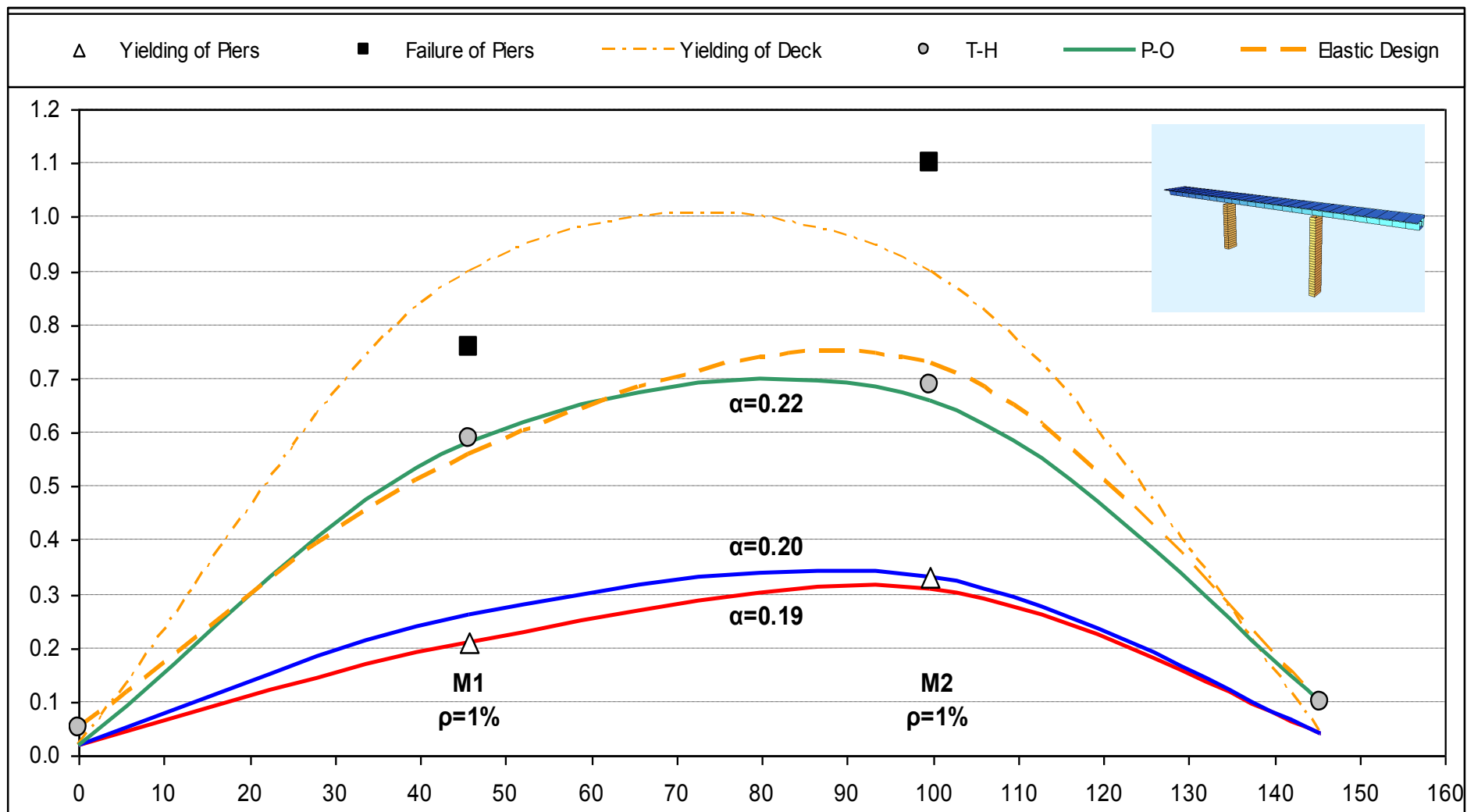
- Στιγμιότυπα του παραμορφωμένου φορέα όπως προκύπτουν από την στατική μη-γραμμική ανάλυση (ΣΜΓΑ), που αντιστοιχούν σε αύξουσες τιμές σεισμικού συντελεστή ($\alpha = 0.16, 0.21$ κλπ)
- Στιγμιότυπα παραμόρφωσης που αντιστοιχούν σε χαρακτηριστικές καταστάσεις των βάθρων και συγκεκριμένα:
 - την διαρροή κάθε βάρου
 - την αστοχία σχεδιασμού του βάρου που αστοχεί πρώτο
- Η κατάσταση παραμόρφωσης του φορέα που αντιστοιχεί στην απαιτούμενη μετακίνηση, όπως προκύπτει από την φασματική ανάλυση, απεριόριστα ελαστικού συστήματος
- Η θέση του παραμορφωμένου φορέα που αντιστοιχεί στην ανάπτυξη ουσιαστικής διαρροής στον ίδιο τον φορέα (από εγκάρσια κάμψη περί κατακόρυφο άξονα μόνον για την περίπτωση ελαστικής στήριξης στα ακρόβαθρα)
- Οι μετακινήσεις των κεφαλών κάθε μεσοβάθρου που αντιστοιχούν στην κατάσταση αστοχίας σχεδιασμού του αντίστοιχου βάρου
- Οι μέγιστες μετακινήσεις των κεφαλών των βάθρων όπως προέκυψαν από την δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (ΔΜΓΑ)

Επίσης στον Πίνακα 5.1 δίνεται ο λόγος της τέμνουσας δύναμης σε κάθε βάρου (αντιδράσεων για ακρόβαθρο) από την μη-γραμμική στατική ανάλυση προς την τέμνουσα δύναμη από την ισοδύναμη ελαστική ανάλυση. Ο λόγος αυτός εκφράζει την απαιτούμενη αύξηση της αντοχής έναντι ψαθυρών μορφών αστοχίας. Η αύξηση αυτή απαιτείται για να αποφευχθεί ψαθυρή αστοχία, ώστε να αξιοποιηθεί η διαθέσιμη πλαστιμότητα των πλαστικών στοιχείων του συστήματος, με τις πιθανές τιμές αντοχής των υλικών τους, τουλάχιστον μέχρι την μετακίνηση στόχο της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης.

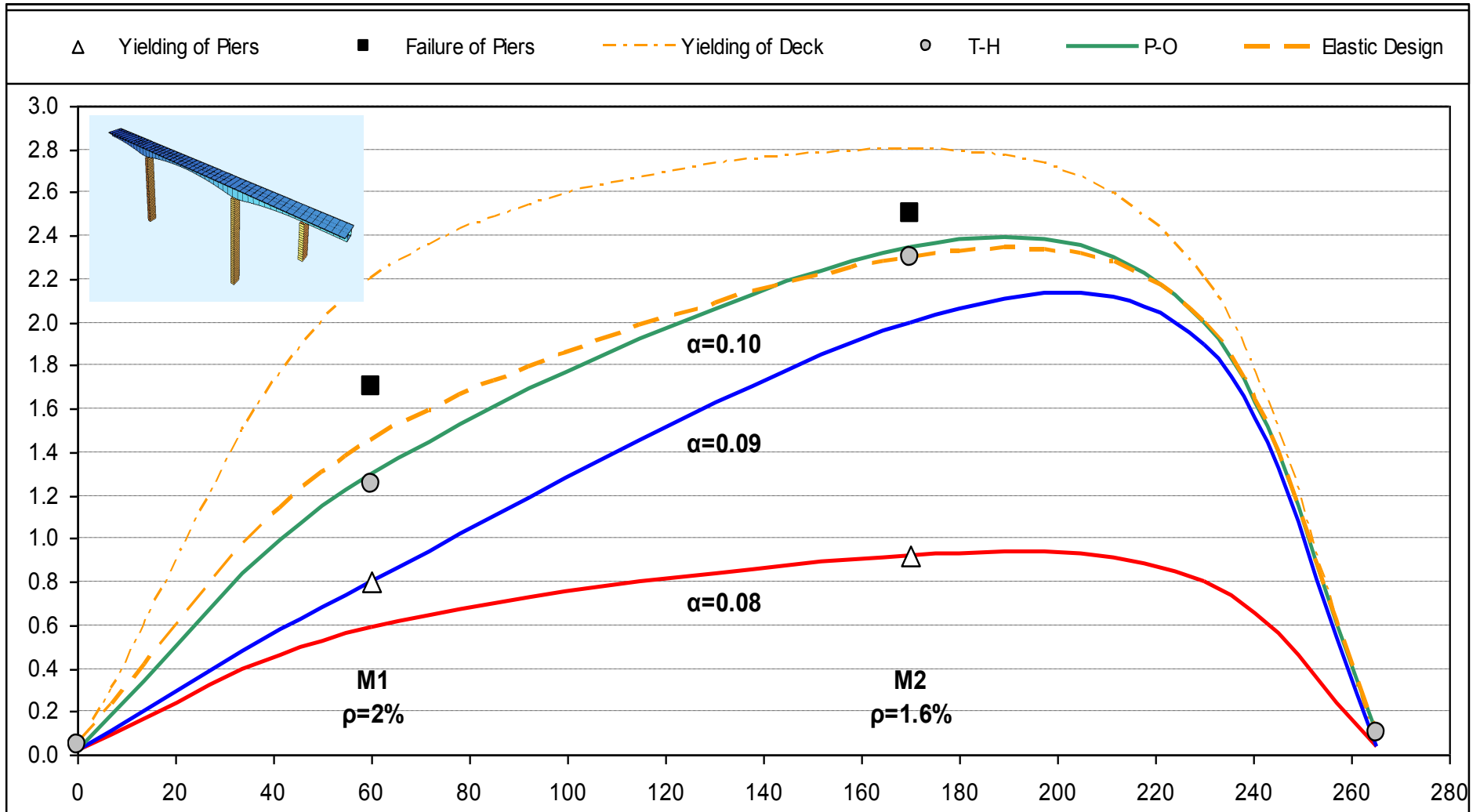
Επομένως οι λόγοι αυτοί πρέπει να συγκριθούν με τον λόγο των μεγεθών ικανοτικού σχεδιασμού προς τα αντίστοιχα μεγέθη που αντιστοιχούν στην σεισμική φόρτιση της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης.



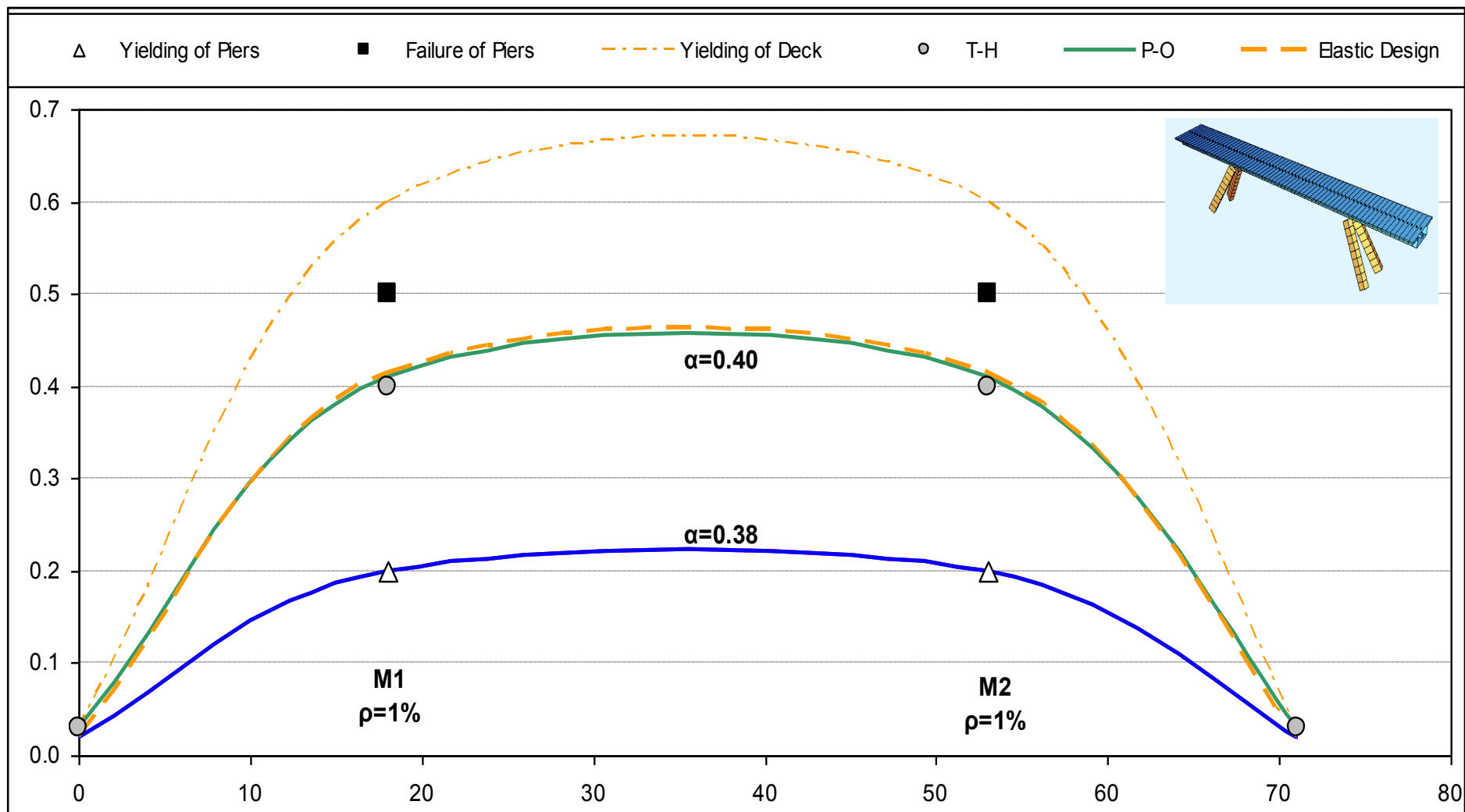
Σχήμα 5.21 Ανάλυση της απόκρισης της γέφυρας Νο 1 με δέσμευση στα ακρόβαθρα ($\rho_i=3.0$).



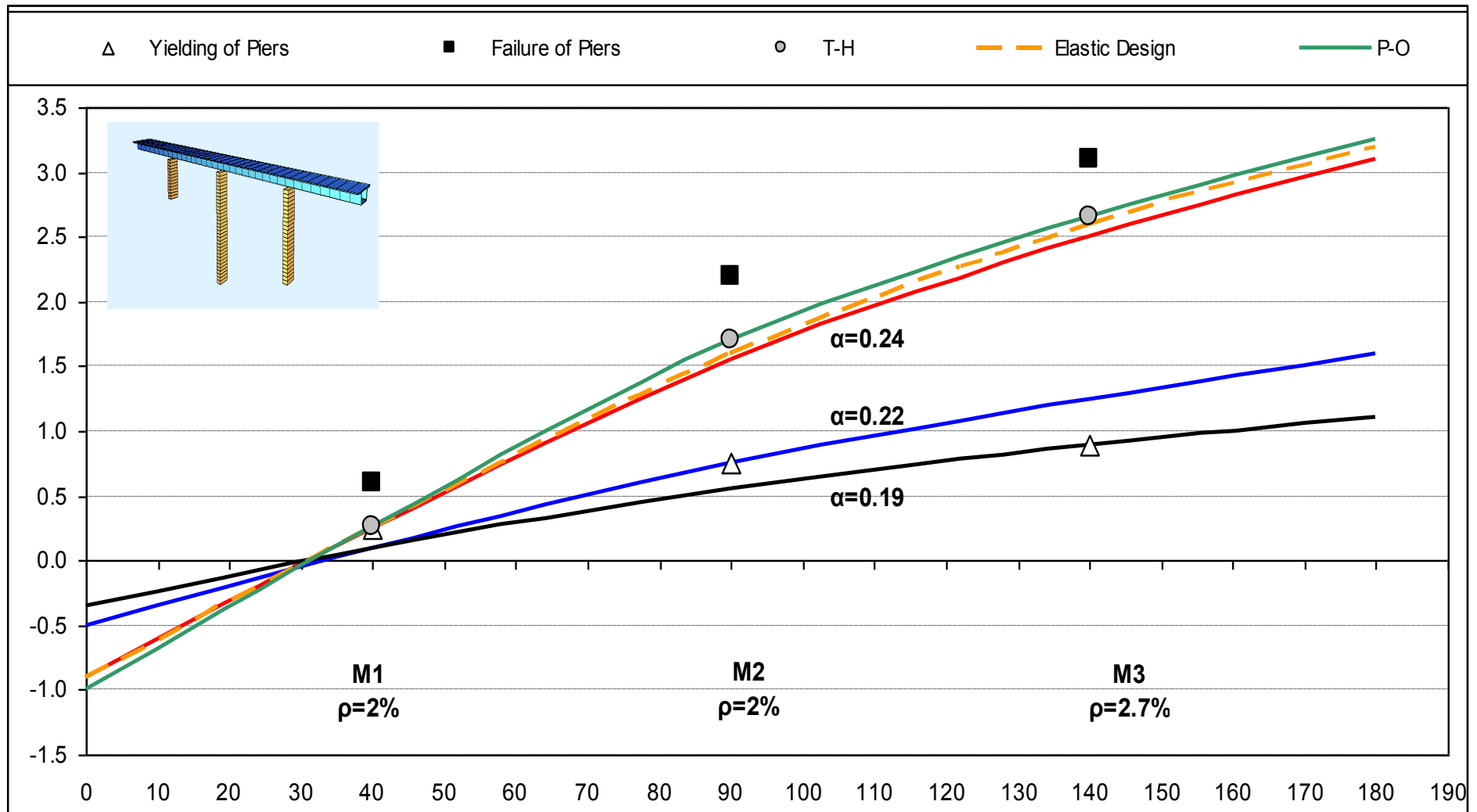
Σχήμα 5.22 Ανάλυση της απόκρισης της γέφυρας No 2 με δέσμευση στα ακρόβαθρα ($\rho_i=1.6$).



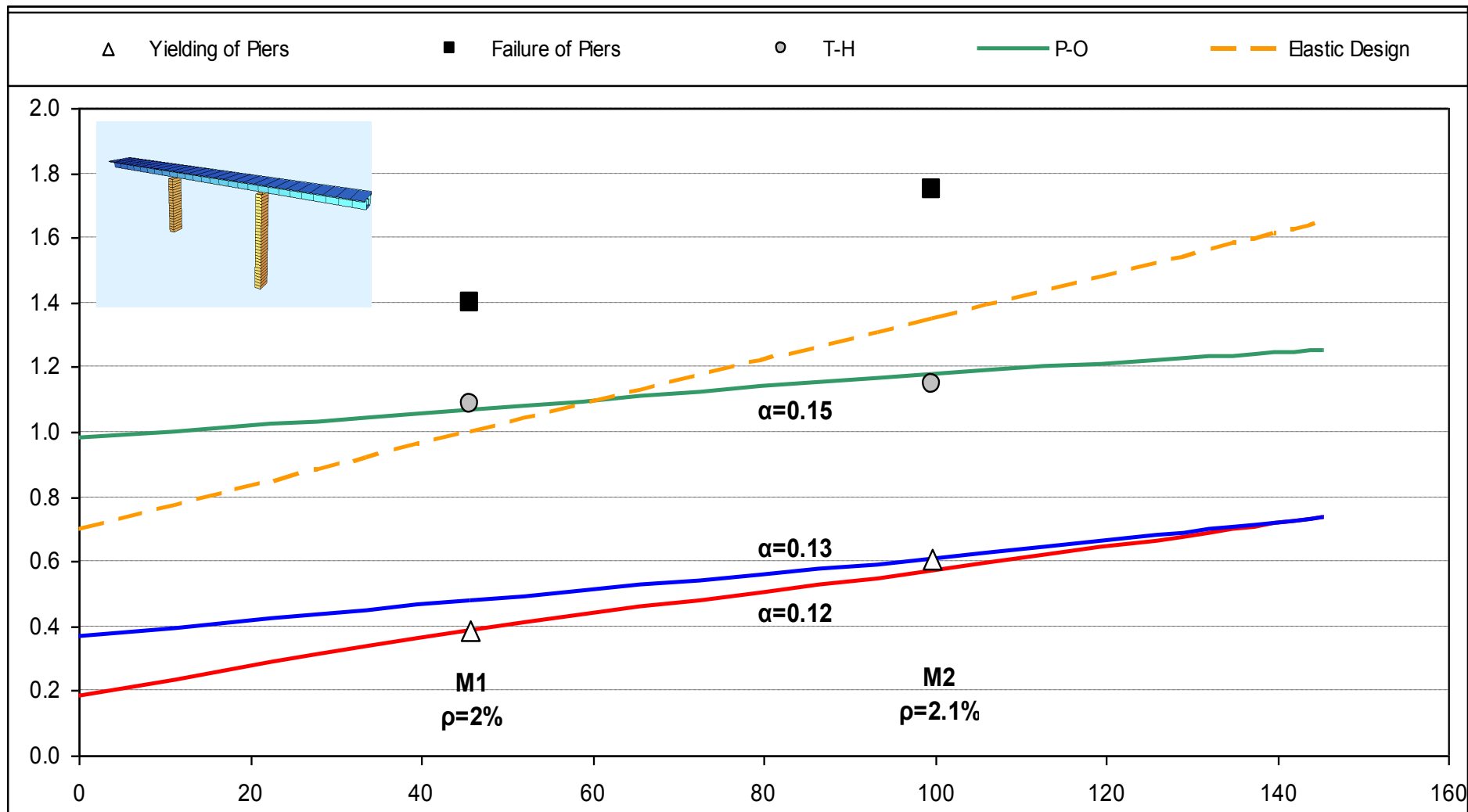
Σχήμα 5.23 Ανάλυση της απόκρισης της γέφυρας Νο 3 με δέσμευση στα ακρόβαθα ($\rho_i=2.1$).



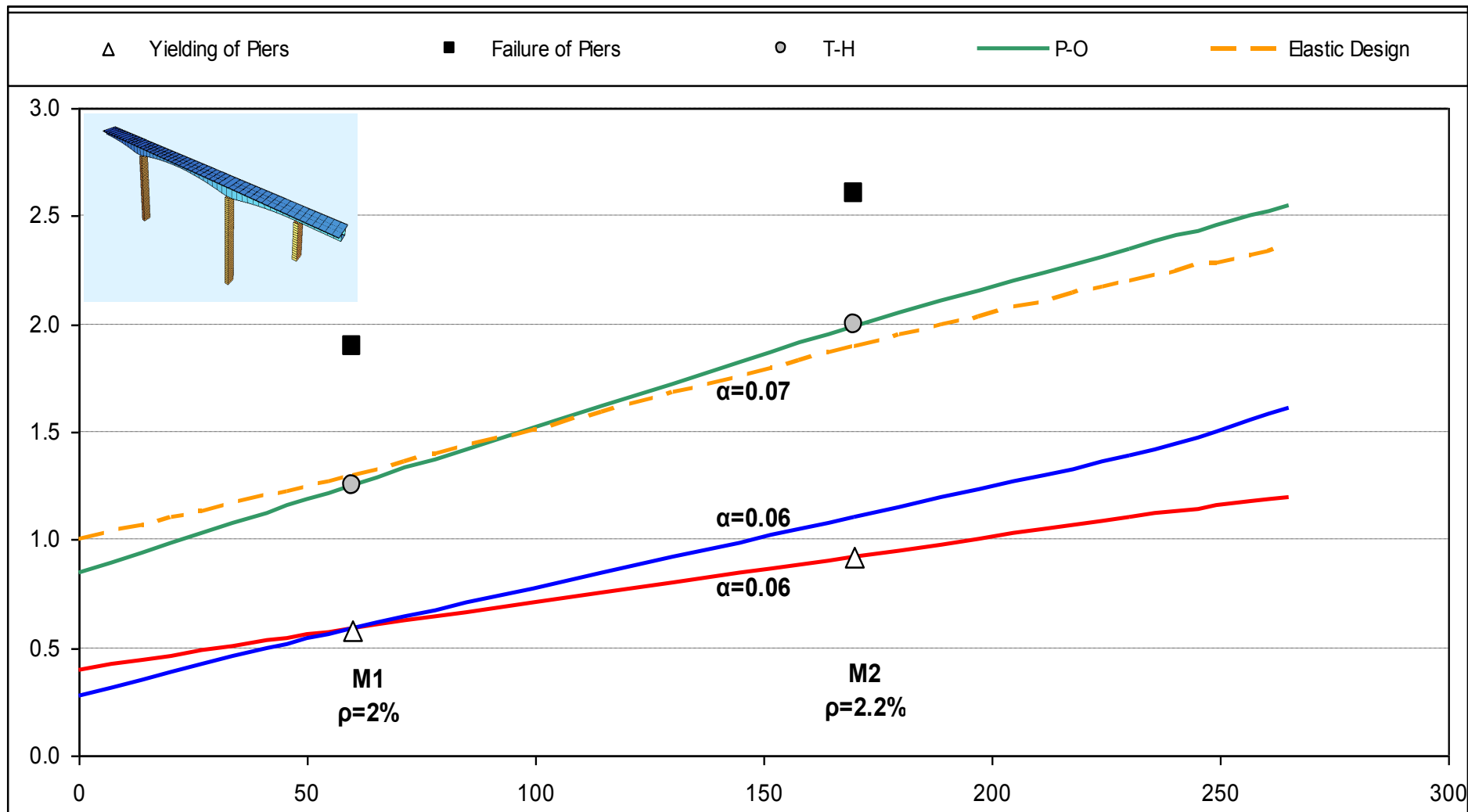
Σχήμα 5.24 Ανάλυση της απόκρισης της γέφυρας No 4 με δέσμευση στα ακρόβαθρα ($\rho_i=1.0$).



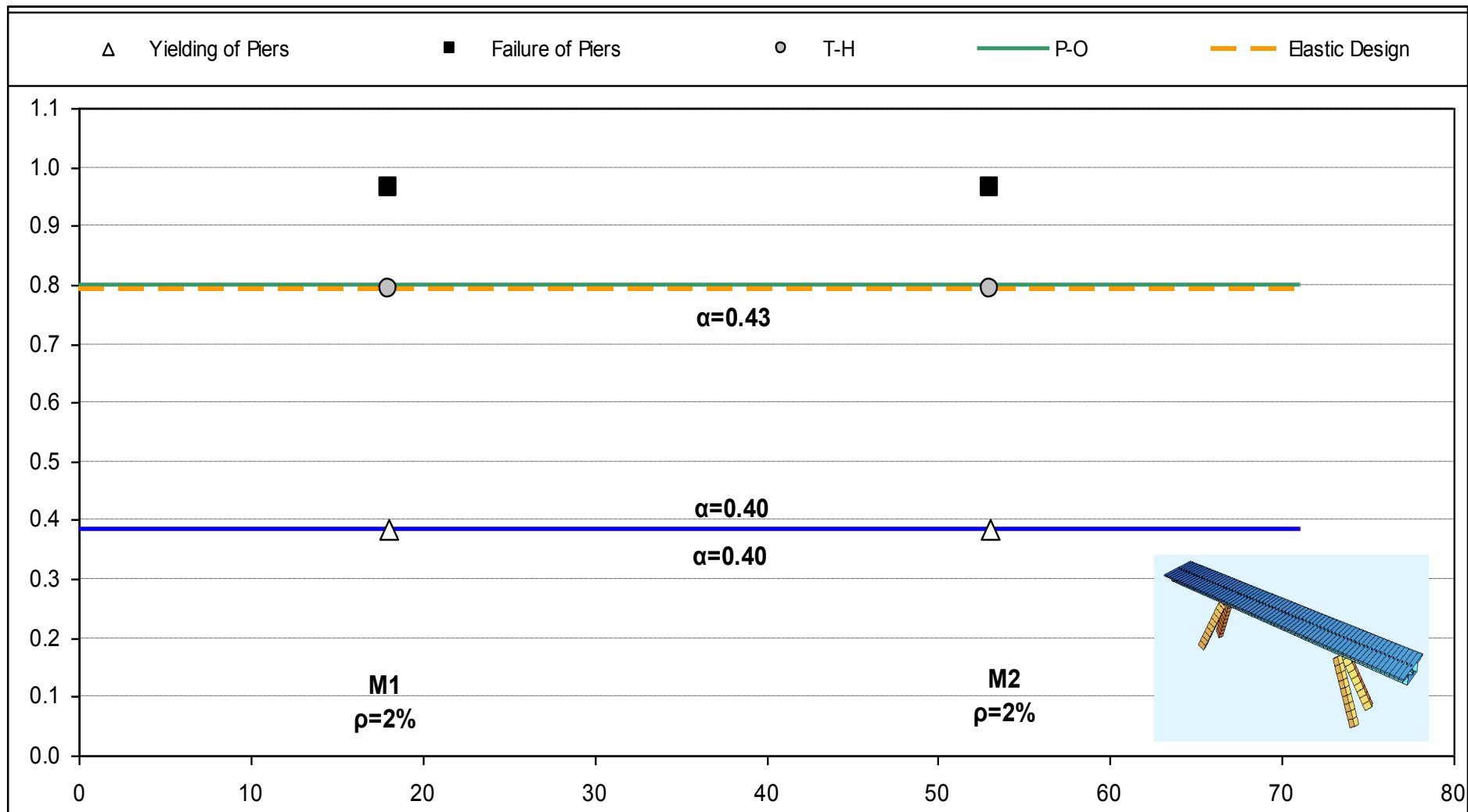
Σχήμα 5.25 Ανάλυση της απόκρισης της γέφυρας No 1 χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα ($\rho=1.2$).



Σχήμα 5.26 Ανάλυση της απόκρισης της γέφυρας No 2 χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα ($\rho=1.2$).



Σχήμα 5.27 Ανάλυση της απόκρισης της γέφυρας No 3 χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα ($\rho_i=1.3$).



Σχήμα 5.28 Ανάλυση της απόκρισης της γέφυρας No 4 χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα ($\rho_i=1.0$).

Πίνακας 5.1 Λόγοι τεμνουσών δυνάμεων από μη γραμμική στατική ανάλυση προς ισοδύναμη ελαστική ανάλυση.

ΓΕΦΥΡΑ Νο 1	A1	M1	M2	M3	A2
Με δέσμευση στα ακροβαθρα	0.80	1.54	1.20	1.48	1.60
Χωρίς δέσμευση στα ακροβαθρα	-	1.64	1.50	1.58	-

ΓΕΦΥΡΑ Νο 2	A1	M1	M2	A2
Με δέσμευση στα ακροβαθρα	0.90	1.45	1.39	1.50
Χωρίς δέσμευση στα ακροβαθρα	-	1.55	1.52	-

ΓΕΦΥΡΑ Νο 3	A1	M1	M2	A2
Με δέσμευση στα ακροβαθρα	0.88	1.42	1.20	1.50
Χωρίς δέσμευση στα ακροβαθρα	-	1.48	1.37	-

ΓΕΦΥΡΑ Νο 4	A1	M1	M2	A2
Με δέσμευση στα ακροβαθρα	1.20	1.44	1.44	1.20
Χωρίς δέσμευση στα ακροβαθρα	-	1.50	1.50	-

5.2 Ανάλυση αποτελεσμάτων

Οι ακόλουθες παρατηρήσεις προκύπτουν από τα αποτελέσματα των αναλύσεων όπως εμφανίζονται στα αντίστοιχα σχήματα.

5.2.1. Γέφυρες με δέσμευση στα ακρόβαθρα

α. Γέφυρα 1 (Σχήμα 5.21)

1. Η γέφυρα αυτή διαθέτει ένα ιδιαίτερα κοντό και επομένως δύσκαμπτο μεσόβαθρο (M1). Στην ελαστική φάση απόκρισης, στην οποία αντιστοιχεί η ελαστική δυναμική ανάλυση, το βάθρο αυτό αναλαμβάνει σχετικά υψηλό ποσοστό του σεισμικού φορτίου, που αντιστοιχεί σε απαίτηση διαμήκους οπλισμού $\rho = 2\%$. Αντίθετα, στα υψηλά και εύκαμπτα μεσόβαθρα M2 και M3 οι σεισμικές απαιτήσεις είναι σημαντικά μικρότερες από εκείνες που αντιστοιχούν στο ελάχιστο ποσοστό διαμήκους οπλισμού $\rho = 1\%$.
2. Συνέπεια των παραπάνω είναι το βάθρο M1 να διαρρέει πρώτο, σε φόρτιση που αντιστοιχεί σε σεισμικό συντελεστή $\alpha = 0.25$ και βρίσκεται σε ικανοποιητική συμφωνία με την τιμή 0.24 που προκύπτει από την ελαστική ανάλυση (Πίνακας 3.1).
3. Με αύξηση της φόρτισης διαρρέουν κατά σειράν το M3 σε $\alpha = 0.27$ και το M2 σε $\alpha = 0.28$.
4. Με μικρή περαιτέρω αύξηση του φορτίου, το πρώτο βάθρο που φτάνει στην σεισμική αστοχία σχεδιασμού, όπως η τελευταία ορίζεται στην 4.2, είναι το βάθρο M1, δηλαδή εκείνο που διέρρευσε πρώτο. Η μετακίνηση αστοχίας του βάρου M1 υπερβαίνει την μετακίνηση στόχο όπως απαιτείται από τον Ευρωκώδικα EC8-2 (βλ. 4.2).
5. Η καμπύλη μετακίνησης-στόχος βρίσκεται σε πολύ καλή συμφωνία με την καμπύλη μεγίστων μετακινήσεων που προκύπτει από την ελαστική φασματική ανάλυση (με $q = 1$).
6. Οι μέγιστες μετακινήσεις στη θέση των μεσοβάθρων που προκύπτουν από την μη-γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (ΔΜΓΑ), βρίσκονται σε ικανοποιητική συμφωνία με τις αντίστοιχες μετακινήσεις-στόχους της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (ΣΜΓΑ) και όπου αποκλίνουν είναι μικρότερες από εκείνες της ΣΜΓΑ.
7. Το ότι η μετακίνηση αστοχίας του M1, η οποία καθορίζει και την αστοχία του συνόλου της γέφυρας, βρίσκεται κοντά στην προβλεπόμενη τιμή από την σχετική μετακίνηση-στόχο, παρά το γεγονός ότι ο δείκτης «μη-κανονικότητας» $\rho_k = 3.0$ υπερβαίνει σημαντικά το όριο $\rho_o = 2.0$ που συνιστά ο EC8-2, δείχνει ότι το κριτήριο αυτό είναι επαρκώς συντηρητικό και βρίσκεται σε συνέπεια με την παρατήρηση 5.
8. Η σημαντικά αυξημένη παραμορφωσιακή ικανότητα των υψηλών μεσοβάθρων M2 και M3, που εκφράζεται από τις σημαντικά μεγαλύτερες μετακινήσεις αστοχίας τους, σε σύγκριση με τις μετακινήσεις-στόχο, οφείλεται στο ότι ο διαμήκους οπλισμός τους καθορίζεται από την απαίτηση ελάχιστου οπλισμού ($\rho \geq \rho_{\min} = 1\%$) και όχι από τις σεισμικές απαιτήσεις. Επομένως αυτή η «υπερδιαστασιολόγηση» δεν μπορεί να θεωρηθεί ότι οφείλεται σε εγγενή αδυναμία της ελαστικής σεισμικής ανάλυσης με την οποία έγινε ο σχεδιασμός.

9. Η καμπύλη μετακίνησης του φορέα που αντιστοιχεί σε ανάπτυξη ουσιαστικής διαρροής στον ίδιο τον φορέα, υπερβαίνει σημαντικά την μετακίνηση-στόχο. Κατά συνέπεια αυτή η οριακή κατάσταση αστοχίας δεν είναι κρίσιμη για την γέφυρα 1.

β. Γέφυρα 2 (Σχήμα 5.22)

1. Στη γέφυρα αυτή οι σεισμικές απαιτήσεις δίνουν απαιτούμενο οπλισμό
 - στο κοντό μεσόβαθρο M1, ίσο με τον ελάχιστο ($\rho = 1\%$)
 - στο υψηλότερο μεσόβαθρο M2, αρκετά λιγότερο από τον ελάχιστο, αλλά βέβαια και πάλι χρησιμοποιείται $\rho = \rho_{\min} = 1\%$Από τον λόγο αυτό προκύπτει αυξημένη τιμή του δείκτη μη-κανονικότητας $\rho_k = 1.60$.
2. Και πάλιν πρώτο διαρρέει το M1 σε επίπεδο φορτίου $\alpha = 0.19$ και πάλιν σε ικανοποιητική συμφωνία με τον Πίνακα 3.1
3. Ακολουθεί η διαρροή του M2 σε $\alpha = 0.20$.
4. Η καμπύλη μετακίνησης-στόχος προκύπτει από την ΣΜΓΑ για $\alpha = 0.22$ και παρουσιάζει εντονότερες αποκλίσεις από την αντίστοιχη καμπύλη μέγιστων μετακινήσεων της ελαστικής ανάλυσης (με $q = 1$) σε σύγκριση με την γέφυρα 1.
5. Οι παραμορφωσιακές ικανότητες στην αστοχία (μετακίνηση αστοχίας) είναι εδώ και στα δύο βάθρα αρκετά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες απαιτούμενες, όπως οι τελευταίες εκφράζονται με την καμπύλη-στόχο. Αυτό είναι συνεπές προς την μειωμένη τιμή του δείκτη $\rho_k = 1.60$ σε σχέση με το όριο $\rho_o = 2,0$ του EC8-2. Το περιθώριο είναι πάντως και πάλι μικρότερο στο βάθρο που διαρρέει πρώτο (M1).
6. Οι μέγιστες απαιτήσεις μετακίνησης που προκύπτουν από την ΔΜΓΑ για τα δύο βάθρα βρίσκονται σε ικανοποιητική συμφωνία με την καμπύλη-στόχο της ΣΜΓΑ (Η μετακίνηση της ΔΜΓΑ υπερβαίνει κατά ελάχιστο εκείνη της ΣΜΓΑ στο βάθρο M2).
7. Και πάλιν δεν είναι κρίσιμη η οριακή κατάσταση διαρροής του φορέα της γέφυρας.

γ. Γέφυρα 3 (Σχήμα 5.23)

1. Στην γέφυρα αυτή οι σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται εξολοκλήρου από τα μεσόβαθρα M1 και M2, επειδή η έδραση του φορέα στο τρίτο μεσόβαθρο γίνεται μέσω εφεδράνων ολίσθησης. Στο μεσόβαθρο M2 ο απαιτούμενος οπλισμός προκύπτει από την εγκάρσια σεισμική φόρτιση και είναι $\rho = 1.6\%$. Στο μεσόβαθρο M1 ο απαιτούμενος οπλισμός προκύπτει κυρίως από την διαμήκη σεισμική φόρτιση και είναι $\rho = 2\%$. Αυτό προκαλεί τιμή του δείκτη μη-κανονικότητας $\rho_k = 2.1$ στην εγκάρσια διεύθυνση.
2. Στην γέφυρα αυτή υπό εγκάρσια σεισμική φόρτιση διαρρέει πρώτο το βάθρο M2 σε επίπεδο φορτίου $\alpha = 0.08$ και πάλιν σε ικανοποιητική συμφωνία με τον Πίνακα 3.1

3. Το μεσόβαθρο M1 διαρρέει στην συνέχεια, σε επίπεδο φορτίου $\alpha = 0.09$. Η αύξηση της μετακίνησης σε σχέση με την μετακίνηση του προηγούμενου βήματος είναι πολύ μεγαλύτερη στο βάθρο M2 (που είχε ήδη διαρρεύσει) σε σχέση με το M1.
4. Η μετακίνηση-στόχος αντιστοιχεί σε επίπεδο φορτίου $\alpha = 0.10$. Η αύξηση του φορτίου μετά την διαρροή και των δύο μεσοβάθρων οφείλεται στην αυξημένη συμμετοχή των ακροβάθρων και του φορέα στην ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων στο στάδιο αυτό.
5. Και πάλιν υπάρχει αξιοσημείωτη συμφωνία στις μέγιστες απαιτούμενες μετακινήσεις στις θέσεις των μεσοβάθρων M1 και M2 όπως προκύπτουν από την ΣΜΓΑ και την ΔΜΓΑ.
6. Οι μετακινήσεις αστοχίας του M1 και M2, όπως προκύπτουν από την παραμορφωσιακή ικανότητά τους, υπερβαίνουν τις αντίστοιχες απαιτήσεις. Το γεγονός αυτό επιβεβαιώνει και πάλιν την συντηρητικότητα του κριτηρίου κανονικότητας του EC8-2.
7. Και πάλιν δεν είναι κρίσιμη η οριακή κατάσταση διαρροής του φορέα.

δ. *Γέφυρα 4 (Σχήμα 5.24)*

1. Όπως ήδη αναφέρθηκε η γέφυρα αυτή είναι κανονική ($\rho_k = 1$) σύμφωνα με το κριτήριο του EC8-2. Επομένως η διερεύνησή της στοχεύει κυρίως στην αξιολόγηση της μειωμένης τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς $q = 2.0$ που προδιαγράφει ο EC8-2.
2. Τα βάθρα διαρρέουν συγχρόνως σε επίπεδο εγκάρσιου φορτίου $\alpha = 0.38$ που είναι σαφώς μικρότερο από το προβλεπόμενο από την ελαστική ανάλυση με $q = 2.0$ ($\alpha = 0.43$ σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1).
3. Η μετακίνηση-στόχος αναπτύσσεται σε επίπεδο φορτίου $\alpha = 0.40$, που υποδεικνύει την σημαντική συμμετοχή των ακροβάθρων στην μετελαστική απόκριση.
4. Και πάλιν υπάρχει αξιοπρόσεκτη συμφωνία στις απαιτούμενες μετακινήσεις όπως προκύπτουν από την ΣΜΓΑ και την ΔΜΓΑ.
5. Η παραμορφωσιακή ικανότητα (μετακίνηση αστοχίας) των μεσοβάθρων υπερβαίνει τις απαιτούμενες μέγιστες μετακινήσεις. Αυτό δείχνει την επαρκή συντηρητικότητα της τιμής $q = 2$ του EC8-2.
6. Και πάλιν δεν είναι κρίσιμη η οριακή κατάσταση διαρροής του φορέα, παρά το σχετικά μικρό μήκος της γέφυρας.

5.2.2. Γέφυρες χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα

Οι ακόλουθες παρατηρήσεις αφορούν όλες τις γέφυρες που εξετάστηκαν.

1. Όπως προαναφέρθηκε, η πρόβλεψη εγκάρσιας ολίσθησης πάνω στα ακρόβαθρα δεν αποτελεί ορθή τεχνική λύση για καμία από τις γέφυρες που εξετάστηκαν. Αυτό προκύπτει άμεσα από τα αποτελέσματα όπως δείχνονται στα Σχήματα 4.25 έως 4.28 και συγκεκριμένα επειδή:

- Οι εγκάρσιες σεισμικές μετακινήσεις που προκύπτουν στο «εύκαμπτο» άκρο, που κατά σύμπτωση είναι το Α2, στις γέφυρες 1, 2 και 3, κυμαίνονται μεταξύ 1.0 και 3.0m στις γέφυρες αυτές. Ακόμη και στην γέφυρα 4 προκύπτει εγκάρσια σεισμική μετακίνηση 0.80m. Οι τιμές αυτές είναι πρακτικά απαράδεκτες για τους σχετικούς αρμούς οδοστρώματος.
 - Οι απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί των μεσοβάθρων κατ' ελάχιστον διπλασιάζονται στις γέφυρες 1, 2 και 4, σε σύγκριση με τις αντίστοιχες απαιτήσεις για πλήρη εγκάρσια σύνδεση στα ακρόβαθρα. Στην γέφυρα 3, στην οποία η εγκάρσια δυσκαμψία του φορέα είναι σχετικά μικρή λόγω του μεγάλου μήκους της γέφυρας (260m), προκύπτει αυξημένη απαίτηση οπλισμού για το υψηλότερο μεσόβαθρο (Μ2), (από 1.6% σε 2.2%). Ανάλογη βέβαια είναι και η απαιτούμενη αύξηση των εγκάρσιων οπλισμών.
2. Παρά το ότι η ολισθαίνουσα στήριξη στα ακρόβαθρα δεν αποτελεί ορθή τεχνική λύση, εξετάζεται στην παρούσα έρευνα επειδή αποτελεί το άλλο όριο των δυνατών λύσεων, και επομένως η εξέτασή της είναι απαραίτητη για την οριοθέτηση των συμπερασμάτων της παρούσας, που πρέπει να διατηρούν την ισχύ τους και για την ακραία αυτή περίπτωση.
 3. Η βασική παρατήρηση, που αφορά την σεισμική συμπεριφορά των γεφυρών που εξετάστηκαν, είναι ότι η αφαίρεση της εγκάρσιας στήριξης στα ακρόβαθρα καθιστά όλες τις γέφυρες κανονικές, σύμφωνα με του κριτήριο του EC8-2. Πράγματι η αφαίρεση αυτή αίρει την ουσιώδη επίδραση της δυσκαμψίας των μεσοβάθρων και ακροβάθρων στην κατανομή των εγκάρσιων σεισμικών δυνάμεων επειδή
 - στις γέφυρες 2, 3 και 4 το εγκάρσιο σύστημα γίνεται ισοστατικό (στήριξη σε 2 βάθρα)
 - στην γέφυρα 1 (στήριξη σε 3 βάθρα) η σχετικά μεγάλη δυσκαμψία του φορέα σε σχέση με εκείνη των μεσοβάθρων, καθορίζει σε μεγάλο βαθμό την κατανομή των εγκάρσιων σεισμικών δυνάμεων στα μεσόβαθρα.

Για τον προαναφερόμενο λόγο όλα τα μεσόβαθρα καλούνται να αναλάβουν σημαντικές εγκάρσιες οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις και επομένως η εγκάρσια σεισμική φόρτιση είναι πρακτικά εξίσου κρίσιμη σε όλα τα βάθρα. Αυτό οδηγεί τον δείκτη «μη-κανονικότητας» ρ_k σε τιμές κοντά στην μονάδα.
 4. Όσον αφορά την σύγκριση μεταξύ ελαστικής και μετελαστικής συμπεριφοράς είναι φανερό από τα Σχήματα 5.25 έως 5.28 σε σύγκριση με τα Σχήματα 5.21 έως 5.24 ότι οι διαφοροποιήσεις μεταξύ ελαστικής και μετελαστικής απόκρισης είναι εδώ σημαντικά μικρότερες. Αυτό σημαίνει ότι η τιμή του δείκτη «μη-κανονικότητας» μπορεί να θεωρηθεί –ποιοτικά– μέτρο της διαφοροποίησης της συμπεριφοράς μεταξύ ελαστικής και μετελαστικής απόκρισης.
 5. Τα αποτελέσματα σε όλες τις γέφυρες δείχνουν ικανοποιητική προσέγγιση ανάμεσα στις μετακινήσεις-στόχο της ΣΜΓΑ και στις μέγιστες απαιτούμενες μετακινήσεις που προκύπτουν από την ΔΜΓΑ.
 6. Σε όλες τις γέφυρες προκύπτει ικανοποιητικό περιθώριο ανάμεσα στην μετακίνηση-στόχο και στις μετακινήσεις αστοχίας που καθορίζονται από την παραμορφωσιακή ικανότητα των

μεσοβάθρων. Αυτό σημαίνει ότι οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς που ορίζει ο EC8-2 είναι επαρκώς συντηρητικές.

5.3 Σύνοψη γενικότερων συμπερασμάτων

Συγκεντρώνονται παρακάτω τα συμπεράσματα με γενικότερο ενδιαφέρον που προκύπτουν από τις παραμετρικές μη-γραμμικές αναλύσεις των γεφυρών.

Γενικά συμπεράσματα, τα οποία αφορούν ειδικότερα την παραμορφωσιακή ικανότητα πλάστιμων βάθρων, δίνονται στο 1.6, και δεν επαναλαμβάνονται εδώ.

5.3.1 Τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς α

Σε όλες τις μη-γραμμικές αναλύσεις που έγιναν, δεν προέκυψε καμία περίπτωση ανεπάρκειας (μη συντηρητικότητας) των μέγιστων τιμών του συντελεστή συμπεριφοράς α , που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα EC8-2 για βάθρα γεφυρών με κανονική πλάστιμη συμπεριφορά. Σε όλες τις περιπτώσεις προέκυψαν σημαντικά πρόσθετα περιθώρια ανάμεσα στην μετακίνηση αστοχίας σχεδιασμού και στις απαιτούμενες μέγιστες σεισμικές μετακινήσεις.

5.3.2 Κριτήριο κανονικής πλάστιμης συμπεριφοράς

Σε όλες τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν φάνηκε ότι ο δείκτης μη-κανονικότητας ρ_k που προδιαγράφει ο EC8-2 βρίσκεται στην σωστή κατεύθυνση. Συγκεκριμένα: αυξημένες τιμές του ρ_k συνοδεύονται από εντονότερη διαφοροποίηση μεταξύ μετελαστικής και ελαστικής απόκρισης του συστήματος.

Όσον αφορά την μέγιστη τιμή του $\rho_k = \rho_o$, η οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως όριο μεταξύ «κανονικής» και «μη-κανονικής» πλάστιμης συμπεριφοράς, από όλες τις αναλύσεις προέκυψε ότι η προτεινόμενη από τον EC8-2 τιμή $\rho_o=2.0$ είναι λογικά συντηρητική. Πέραν τις τιμής αυτής είναι σκόπιμο να γίνεται συμπληρωματικός έλεγχος της γέφυρας με χρήση μη-γραμμικής ανάλυσης. Η χρησιμοποίηση για τον σκοπό αυτό της σημαντικά απλούστερης ΣΜΓΑ, όπως προτείνεται στον EC8-2, αποδείχθηκε λυσιτελής και επαρκώς ασφαλής, σε όλες τις περιπτώσεις που διερευνήθηκαν

5.3.3 Στατική μη-γραμμική σεισμική ανάλυση

α. Απαιτούμενες μετακινήσεις (μετακίνηση-στόχος)

Σε όλες τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν αποδείχτηκε αξιοσημείωτα καλή προσέγγιση μεταξύ των μέγιστων μετακινήσεων που προέκυψαν από ΔΜΓΑ χρονοιστορίας, και των μετακινήσεων-στόχος της ΣΜΓΑ, όπως οι τελευταίες προκύπτουν από την εφαρμογή του κανόνα ίσων μετακινήσεων μεταξύ μη-γραμμικού και απεριορίστα γραμμικού (ελαστικού) συστήματος, με τη διαδικασία που προτείνεται από την παρούσα έρευνα και από την EC8-2.

Η διαδικασία αυτή προβλέπει:

- Προσδιορισμό της μετακίνησης του κέντρου μάζας του παραμορφωμένου φορέα σε σύστημα απεριορίστα γραμμικό, στο οποίο οι δυσκαμψίες των στοιχείων αντιστοιχούν στην διαρροή των πλάστιμων στοιχείων (τέμνουσες δυσκαμψίες).
- Στατική μη-γραμμική ανάλυση (ΣΜΓΑ - Pushover) του μη-γραμμικού συστήματος, με τις ακόλουθες δύο μορφές κατανομής του εγκάρσιου σεισμικού φορτίου στον φορέα:
 - Κατανομή ανάλογη με την μάζα (σταθερός σεισμικός συντελεστής)
 - Κατανομή ανάλογη με τις εγκάρσιες μετακινήσεις της πρώτης εγκάρσιας ιδιομορφής του απεριορίστα γραμμικού συστήματος.
- Ισότητα των μετακινήσεων στα κέντρα μάζας των παραμορφωμένων φορέων των προαναφερόμενων συστημάτων, από την οποία προσδιορίζεται η μετακίνηση στόχος της ΣΜΓΑ..

Πρέπει να σημειωθεί ότι διερευνήθηκε και ενδεχόμενη απλοποίηση της διαδικασίας, με χρησιμοποίηση ως σημείου αναφοράς για την ισότητα των μετακινήσεων των δύο συστημάτων, του σημείου του παραμορφωμένου φορέα που αντιστοιχεί στην κατά μήκος θέση του κέντρου μάζας του απαμόρφωτου φορέα. Η απλοποίηση αυτή όμως μειώνει σημαντικά την προσέγγιση προς τις απαιτούμενες μετακινήσεις της ΔΜΓΑ.

β. Μετελαστική συμπεριφορά

Σε όλες τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν, η ΣΜΓΑ, σε μία από τις δύο προβλεπόμενες κατανομές του εγκάρσιου σεισμικού φορτίου, απέδωσε με αξιοσημείωτη ακρίβεια τις αντίστοιχες μέγιστες μετακινήσεις στις θέσεις των βάρων που προέκυψαν από την ΔΜΓΑ.

5.3.4 Διαστασιολόγηση μέσω άμεσης διαδικασίας με βάση τις μετακινήσεις

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας δεν κατέστη δυνατόν να συντεθεί μία διαδικασία που θα επέτρεπε την άμεση διαστασιολόγηση των πλαστικών στοιχείων μιάς γέφυρας, με βάση τις μετακινήσεις, μιας διαδικασίας που θα ήταν επαρκώς γενική ώστε να καλύπτει το ευρύ φάσμα των πρακτικών αναγκών και δυνατοτήτων σχεδιασμού γεφυρών.

Ετσι η κλασική γραμμική φασματική ανάλυση με χρήση δείκτη συμπεριφοράς q , παραμένει το βασικό εργαλείο τόσο για την διαστασιολόγηση όσο και για τον καθορισμό της μετακίνησης-στόχος για την ΣΜΓΑ.

5.3.5 Συντελεστής υπεραντοχής για τον προσδιορισμό μεγεθών ικανοτικού ελέγχου μη-πλαστικών μορφών αστοχίας (διάτμηση στοιχείων οπλ. σκυροδέματος ή αστοχία εδάφους)

Όπως φαίνεται από τον πίνακα 5.1 ο λόγος της τέμνουσας από ΣΜΓΑ προς εκείνη της κλασσικής ελαστικής σεισμικής ανάλυσης, κυμαίνεται μεταξύ 1,20 και 1,64. Στα κρίσιμα μεσόβαθρα ο μέσος όρος κυμάνθηκε μεταξύ 1,46 στις γέφυρες με δέσμευση στη ακροβάθρα, μέχρι 1.54 στις γέφυρες χωρίς δέσμευση.

Οι τιμές αυτές είναι αρκετά μεγαλύτερες από τον συντελεστή υπεραντοχής $\gamma_0=1,35$ που προτείνεται από τον EC8-2. Θα πρέπει όμως να ληφθεί υπόψη ότι η ΣΜΓΑ, σύμφωνα με τον EC8-2, γίνεται με τις πιθανές τιμές αντοχής των υλικών δηλαδή με τιμές f_{cm} για το σκυρόδεμα και f_{ym} για τον χάλυβα, που η σχέση τους με τις χαρακτηριστικές τιμές είναι

$$\frac{f_{cm}}{f_{ys}} = \frac{43}{35} = 1,23 \quad \text{για σκυρόδεμα με } f_{ck}=35\text{MPa)}$$

$$\text{και } \frac{f_{ym}}{f_{ys}} = 1,15 \quad \text{για τον χάλυβα οπλισμού}$$

Σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, αν θεωρηθεί ότι οι τοπικές ατέλειες υλικού καλύπτονται από την διαφορά μεταξύ χαρακτηριστικών τιμών f_k και τιμών αντοχής σχεδιασμού f_d , οι τιμές του λόγου του Πίνακα 5.1 θα έπρεπε να διαιρεθούν τουλάχιστον με 1,15 πριν συγκριθούν με τιμή του $\gamma_0=1,35$. Με αυτή την προϋπόθεση η τιμή αυτή είναι ικανοποιητική για τον ικανοτικό έλεγχο τέτοιων στοιχείων.

Αντίθετα, η τιμή $\gamma_0=1,35$ δεν εμφανίζεται επαρκώς συντηρητική για ελέγχους αστοχίας εδάφους.

6. Συμμόρφωση προς τις Συμβατικές υποχρεώσεις

6.1 Μεθοδολογία

Σύμφωνα με τη σύμβαση για την εκτέλεση του ερευνητικού έργου είχαν προγραμματιστεί η ακόλουθη μεθοδολογία:

- *Επιλογή 3-4 τύπων γεφυρών, από πραγματικές εφαρμογές στην Ελλάδα, που θα χρησιμοποιηθούν σαν βασικά μοντέλα για παραμετρική ανάλυση.*

Στο κεφάλαιο 2 γίνεται αναλυτική περιγραφή των 4 τύπων γεφυρών που επιλέχθηκαν ως βασικά μοντέλα για την παραμετρική ανάλυση.

- *Πιλοτική Ανάλυση με Pushover Analysis και Substitute Structure Model Analysis των βασικών μοντέλων με στόχο την κατάλληλη επιλογή των παραμέτρων και του εύρους διακύμανσης τους, που θα χρησιμοποιηθούν για την παραμετρική ανάλυση. Σε κάθε ανάλυση των βημάτων (2) και (3) θα προηγείται διαστασιολόγηση του οπλισμού με βάση την κλασσική μέθοδο και τον ισχύοντα κανονισμό (EC8-2).*

Στο Παράρτημα 2 παρατίθεται η διαστασιολόγηση και των τεσσάρων γεφυρών που χρησιμοποιήθηκαν στην εργασία. Οι στατικές μη-γραμμικές αναλύσεις παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 4 ενώ οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση παρουσιάζονται στα κεφάλαια 2 και 4 ως εξής:

- παραμετρικές αναλύσεις για διατομές βάρων με βασικές παραμέτρους:
 - τύπο διατομής (ορθογωνική, κυκλική, κιβωτοειδής)
 - ανηγμένο αξονικό φορτίο (0.1 και 0.2)

Από την παραμετρική αυτή ανάλυση προέκυψαν διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων των κρίσιμων διατομών των βάρων για τον προσδιορισμό των καμπυλοτήτων «διαρροής» και «αστοχίας» και λήφθηκαν υπόψη όλα τα φαινόμενα που επηρεάζουν την μετελαστική συμπεριφορά (αδρανοποίηση της επικάλυψης, κράτυνση του διαμήκους οπλισμού, επίδραση της περίσφιγξης). Από τα διαγράμματα αυτά προέκυψαν ποσοτικά συμπεράσματα σχετικά με τις παραμέτρους της ανάλυσης.

- παραμετρικές αναλύσεις για σύνδεση φορέα με τα ακρόβαθρα (ελεύθερη, δεσμευμένη) Πραγματοποιήθηκαν τόσο στατικές μη-γραμμικές (ΣΜΓΑ) όσο και δυναμικές μη-γραμμικές αναλύσεις (ΔΜΓΑ) όλων των γεφυρών ώστε διερευνηθεί η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων της προτεινόμενης μεθοδολογίας των ΣΜΓΑ.

Με βάση τα παραπάνω, ουσιαστικές αποκλίσεις από τη μεθοδολογία που οριζόταν στην σύμβαση δεν υπάρχουν παρά μόνο στο ότι τα υπολογιστικά εργαλεία που υιοθετήθηκαν στην έρευνα ήταν τελικά διαφορετικά από τα συμβατικά προκαθορισμένα (π.χ. DRAIN-3DX αντί SAP2000/NEABS, UCFYBER αντί SEQMC κλπ). Οι αποκλίσεις αυτές τελικά βελτιώνουν την ποιότητα των αποτελεσμάτων.

6.2 Αποτελέσματα

Τα αποτελέσματα στα οποία στόχευε η εργασία ήταν, κατά σειρά αύξουσας γενικότητας:

1. *Συμπεράσματα σχετικά με την επάρκεια της μελέτης μη-κανονικών γεφυρών με την κλασσική μέθοδο.*

Αποδείχθηκε και για τους τέσσερις τύπους γεφυρών ότι η κλασσική μέθοδος μελέτης κανονικών γεφυρών είναι επαρκώς ασυντηρητική για τα επίπεδα του σεισμού σχεδιασμού τους.

2. *Οριοθέτηση της περιοχής αξιόπιστης εφαρμογής της κλασσικής μεθόδου.*

Από την έρευνα που πραγματοποιήθηκε οριοθετήθηκε η περιοχή «κανονικής πλάστιμης συμπεριφοράς» μεσοβάθρων, όπως ορίζεται στον EC8-2, η οποία και αποτελεί την περιοχή αξιόπιστης εφαρμογής της κλασσικής μεθόδου.

3. *Διατύπωση κατά το δυνατόν απλοποιημένων πρόσθετων κριτηρίων/απαιτήσεων που θα πρέπει να ικανοποιούνται εκτός της περιοχής ισχύος της κλασσικής μεθόδου.*

Ουσιαστικά αναπτύχθηκε και διερευνήθηκε η διαδικασία της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (ΣΜΓΑ) που προτείνει ο EC8-2, και διαπιστώθηκε ότι με την χρησιμοποίησή της σε μη-κανονικές γέφυρες μπορεί να επιτευχθεί επαρκώς ικανοποιητική προσέγγιση της πρόβλεψης της πραγματικής σεισμικής απόκρισής τους, όπως προκύπτει από τη δυναμική μη-γραμμική ανάλυση (ΔΜΓΑ) χρονοϊστορίας.

4. *Διατύπωση κανόνων εφαρμογής νέας μεθοδολογίας, με βάση τις σεισμικές μετακινήσεις, που θα καλύπτει βέβαια και τις μη-κανονικές γέφυρες, και οριοθέτηση της περιοχής υποχρεωτικής εφαρμογής της και διατύπωση προτάσεων βελτίωσης διατάξεων του κανονισμού σεισμικού σχεδιασμού γεφυρών αλλά και για την σεισμική αξιολόγηση υφισταμένων γεφυρών.*

Από τα αποτελέσματα της έρευνας δεν κατέστη δυνατό να διατυπωθεί μεθοδολογία άμεσης διαστασιολόγησης γεφυρών με βάση τις μετακινήσεις, που να καλύπτει με κάποια γενικότητα το ευρύ φάσμα των πρακτικών αναγκών και δυνατοτήτων σεισμικού σχεδιασμού γεφυρών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στις περιπτώσεις των γεφυρών που διερευνήθηκαν στην παρούσα, η κλασική μέθοδος ελαστικής ανάλυσης, στην οποία η πλαστιμότητα εκτιμάται με χρήση ενιαίου συντελεστή συμπεριφοράς, φάνηκε ότι οδηγεί στην σωστή κατεύθυνση διαστασιολόγησης, τουλάχιστον σαν πρώτο βήμα. ΣΜΓΑ (ή ΔΜΓΑ) φαίνεται να είναι αναγκαία μόνον στις σπανιότερες περιπτώσεις μη κανονικών γεφυρών, ως πρόσθετος έλεγχος διασφάλισης της αναγκαίας παραμορφωσιμότητας των πλαστικών στοιχείων και της αντοχής εναντι μη-πλαστικών μορφών αστοχίας, ή/και για βελτιστοποίηση της σεισμικής συμπεριφοράς του συνολικού συστήματος.

Βιβλιογραφία

- [1] Υ.Π.Ε.ΧΩ.Δ.Ε., “Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών“, Εγκύκλιος Ε39/99, 1999.
- [2] CEN, prEN1998-2, EC8-2: Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 2: Bridges, 2003.
- [3] AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, USA, 1999.
- [4] CALTRANS: Seismic Design Criteria – Version 1-2, December 2001
- [5] FEMA-356, Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000.
- [6] ATC-32, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges, 1996.
- [7] ATC-18, Seismic Design Criteria for Bridges and other Highway Structures: Current and Future, 1997.
- [8] Priestley, M.J.N., Seible, F., Clavi, G.M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, J. Wiley & Sons, 1996.
- [9] Penzien, J.: Earthquake Engineering for Transportation Structures – Past, Present, Future, Earthquake Spectra, Volume 17, No 1, Feb. 2001.
- [10] Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N.: Deformations of RC members at Yielding and Ultimate Greek Conference of Earthquake Engineering, Thessaloniki, Greece, 2001.
- [11] Kawashima, K.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
- [12] Preumont, A.: The Generation of Spectrum Compatible Accelerogram for the Design of Nuclear Power Plants, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.12, 481-497, 1984.
- [13] Powell, G.H., Campbell, S.A.: DRAIN-3DX: Static and Dynamic Analysis of Inelastic 3D Structures, Berkeley 1994.
- [14] Chadwell, C.: UCFyber: Cross Section Analysis of Reinforced Concrete, Berkeley 2001.
- [15] Miranda, E.: Evaluation of Site-Dependent Inelastic Seismic Design Spectra, Journal of Structural Engineering, ASCE, 119(5), 1319–1338, 1993.
- [16] Miranda, E.: Site-Dependent Strength Reduction Factors, Journal of Structural Engineering, ASCE, 119(12), 3505–3519, 1993.
- [17] Lam, N., Wilson J. and Hutchinson, G.: The Ductility Factor in the Seismic Design of Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, 749–769, 1998.
- [18] Ang Beng Ghee, Priestley, M.J.N., and Park, R.: Ductility of Reinforced Concrete Bridge Piers Under Seismic Loading, Report 81-3, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1981.
- [19] Chai, Y., Priestley, M.J. and Seible, F.: Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance, ACI Structural Journal, V88., No.5, September-October 1991, pp. 572-584.
- [20] Cheok, G.S., and Stone, William C.: Behavior of 1/6-Scale Model Bridge Columns Subjected to Cycle Inelastic Loading, NBSIR 86-3494, Center for Building Technology, National Engineering Laboratory, National Institute of Standards and Technology, 1986.
- [21] Davey, B.E.: Reinforced Concrete Bridge Piers Under Seismic Loading, Master of Engineering Report, Civil Engineering Department, University of Canterbury, New Zealand, 1975.
- [22] Hose, Y.D., Seible, F. and Priestley, M.J.N.: Strategic Relocation of Plastic Hinges in Bridge Columns, Structural Systems Research Project, 97/05, University of California, San Diego, 1997.
- [23] Kunnath, S.K., El-Bahy, A., Taylor, A., and Stone, W.: Cumulative Seismic Damage of Reinforced Concrete Bridge Piers, Technical Report NCEER-97-0006, National Center for Earthquake Engineering Research, 1997.

- [24] Lehman, D.E., Moehle, J.P.: Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 1998/01, 2000.
- [25] Lim, K. Y., McLean, D., and Henley, E. H.: Moment-Reducing Hinge Details for the Bases of Bridge Columns, Transportation Research Record, No. 1275, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1991.
- [26] Lim, K.Y., and McLean, D.I.: Scale Model Studies of Moment-Reducing Hinge Details in Bridge Columns, ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 4, July-August, 1991, pp. 465-474.
- [27] McLean, D.I., and Lim, K.Y.: Moment-Reducing Hinge Details for the Bases of Bridge Columns, Report No.WA-RD 220.1, Washington State Department of Transportation, Planning, Research and Public Transportation Division, 1990.
- [28] Munro, I.R.M., Park, R. and Priestley, M.J.N.: Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Bridge Piers, Report 76-9, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1976.
- [29] Ng Kit Heng, Priestley, M.J.N.; and Park, R.: Seismic Behaviour of Circular Reinforced Concrete Bridge Piers, Report 78-14, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1978.
- [30] Petrovski, J. and Ristic, D.: Reversed Cyclic Loading Test of Bridge Column Models, Report IZIIZ 84-164, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, 1984.
- [31] Pontangaroa, R.T., Priestley, M.J.N.; and Park, R.: Ductility of Spirally Reinforced Concrete Columns Under Seismic Loading, Report 79-8, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1979.
- [32] Stone, W.C., and Cheok, G.S.: Inelastic Behavior of Full-Scale Bridge Columns Subjected to Cyclic Loading, NIST BSS 166, Building Science Series, Center for Building Technology, National Engineering Laboratory, National Institute of Standards and Technology, 1989.
- [33] Zahn, F.A., Park, R., and Priestley, M.J.N.: Design of Reinforced Concrete Bridge Columns for Strength and Ductility, Report 86-7, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1986.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 1

Δημοσιεύσεις

2^ο Ελληνικό Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής
Θεσσαλονίκη, Νοέμβριος 2001

Σεισμικός Σχεδιασμός και Αποτίμηση Συμπεριφοράς
Μη-Κανονικών Γεφυρών Σκυροδέματος

Σεισμικός Σχεδιασμός και Αποτίμηση Συμπεριφοράς Μη-Κανονικών Γεφυρών Σκυροδέματος

Seismic Design and Assessment of Irregular R/C Bridges

ΚΟΛΙΑΣ, Β. Πολιτικός Μηχανικός, DENCO Σύμβουλοι Μηχανικοί Ε.Π.Ε.
ΠΛΑΚΑΣ, Α. Πολιτικός Μηχανικός, Λέκτορας, Ε.Μ.Π.
ΠΑΝΑΓΙΩΤΑΚΟΣ, Τ.Β. Πολιτικός Μηχανικός, DENCO Σύμβουλοι Μηχανικοί Ε.Π.Ε.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Μη κανονικές γέφυρες με διαφορετικά ύψη βάθρων μπορεί να εμφανίζουν σημαντική συγκέντρωση απαιτήσεων πλαστιμότητας σε κάποια βάρθρα όταν κάποια άλλα παραμένουν σχεδόν ελαστικά με πολύ μικρή ένταση. Έτσι η χρήση ενιαίου συντελεστή συμπεριφοράς δεν προσφέρει υποχρεωτικά την απαραίτητη ασφάλεια. Η λύση του προβλήματος θα μπορούσε να προέλθει από την υιοθέτηση διαφορετικών συντελεστών συμπεριφοράς ανάλογα με τις απαιτήσεις πλαστιμότητας του κάθε μέλους. Από τη στιγμή που δεν έχει θεσπιστεί κάποιο κριτήριο για την επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς η πολιτική που ακολουθείται από τους κανονισμούς είναι η χρήση σχετικά μικρών τιμών. Για να αποφευχθούν αυτές οι αδυναμίες των Κανονισμών γίνεται προσπάθεια για εφαρμογή σεισμικού σχεδιασμού γεφυρών με βάση τις μετακινήσεις.

ABSTRACT: Bridges over irregular soil profiles with adjacent piers of different heights can have severe concentrations of ductility demands on the stiffer piers, with the more flexible ones remaining almost unstressed, thus proving that the use of a single R for the whole structure does not always provide adequate safety. The remedy could be in assigning different R factors to the various piers, so as to equalize the ductility demands imposed on them. Since a workable criterion for selecting the R-values is not yet available, the policy followed by the codes is to keep the values of R uniformly low. In order to try to overcome this significant limitation of the design process, attempts made to extend to bridges the promising new approach of DBD.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Μετά το σεισμό του Kobe το 1995 οι πρώτες απόπειρες σχεδιασμού γεφυρών με βάση τις μετακινήσεις έγιναν στην Ιαπωνία με την προσθήκη σχετικών διατάξεων στους αντίστοιχους αντισεισμικούς κανονισμούς (Kawashima et al. 2000). Στην California, ο σεισμικός σχεδιασμός σημαντικών γεφυρών ήδη έχει υιοθετήσει μια πολυεπίπεδη μεθοδολογία σχεδιασμού κατά την οποία γίνονται έλεγχοι για το σεισμό αποφυγής κατάρρευσης (Safety Evaluation Earthquake -

SEE) και για το σεισμό λειτουργίας (Function Evaluation Earthquake - FEE) με το έλεγχο της σεισμικής απόκρισης μέσω των μετακινήσεων στο επιθυμητό επίπεδο σχεδιασμού. Έτσι ιδιαίτερο βάρος δίνεται στο σχεδιασμό με βάση τις παραμορφώσεις, με προσπάθεια δημιουργίας ανελαστικών φασμάτων, στη χρήση στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (push-over) κλπ.

Όλες οι παραπάνω προσπάθειες απαιτούν οριοθέτηση της αστοχίας των μελών (βάρθρα, φορέας κλπ) με βάση το επίπεδο των παραμορφώσεων. Το γεγονός αυτό ώθησε στο

να πραγματοποιηθεί σημαντική ερευνητική πρόοδος στον τομέα αυτόν. Ενδεικτικά αναφέρονται οι βάσεις πειραματικών αποτελεσμάτων των πανεπιστημίων: 1) University of California, San Diego, “The UCSD/PEER Performance Library for Concrete Bridge Components, Sub-Assemblages, and Systems under Simulated Seismic Loads”, 2) University of Washington, “The UW-PEER Reinforced Concrete Column Test Database”, 3) Πανεπιστήμιο Πατρών, “Βάση πειραματικών αποτελεσμάτων μελών οπλισμένου σκυροδέματος σε μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση”.

Τέλος ο προσδιορισμός των απαιτούμενων μετακινήσεων κατά τη σεισμική απόκριση αποτελεί έναν από τα πιο βασικά προβλήματα τα οποία καλείται να λύσει η μέθοδος σχεδιασμού με βάση τις μετακινήσεις. Χρήση μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης (push-over) φαίνεται ότι αποτελεί ένα εργαλείο για τον προσδιορισμό των μετακινήσεων αυτών σε περιπτώσεις μη-κανονικών γεφυρών. Στο παρελθόν έχουν γίνει αρκετές προσπάθειες για την εκτίμηση της απαιτούμενης σεισμικής παραμόρφωσης κυρίως μέσω ισοδύναμων μονοβάθμιων συστημάτων τα οποία μπορεί για κάποιες περιπτώσεις κανονικών κατασκευών να λειτουργούν ικανοποιητικά, σε περιπτώσεις όμως μη κανονικών γεφυρών δεν δίνουν ικανοποιητικά αποτελέσματα (Priestley 1996, Calvi 1996). Τροποποίηση της μεθόδου με χρήση ανελαστικών φασμάτων μπορεί να αποτελεί λύση του προβλήματος όμως το κάνει περίπλοκο στερώντας από την μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος την απλότητα εφαρμογής της (Chopra 2001). Έτσι η μέθοδος αυτή δεν πλεονεκτεί πλέον σε σχέση με την χρήση μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης (push-over) για το προσδιορισμό των απαιτούμενων παραμορφώσεων στην πραγματική κατασκευή (Fajfar 2000).

Η εργασία αυτή περιλαμβάνει τα πρώτα αποτελέσματα - συμπεράσματα έρευνας που πραγματοποιείται στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος «Σεισμικός Σχεδιασμός Μη-Κανονικών Γεφυρών» το οποίο χρηματοδοτείται από τον Οργανισμό Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ). Αντικείμενο του προγράμματος είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μη-κανονικών γεφυρών, η οποία περιλαμβάνει τόσο τη διατύπωση κατά το δυνατόν απλοποιημένων πρόσθετων κριτηρίων / απαιτήσεων που θα πρέπει να ικανοποιούνται εκτός της περιοχής ισχύος της κλασσικής

μεθόδου, όσο και τη διατύπωση κανόνων εφαρμογής σχεδιασμού με βάση τις σεισμικές μετακινήσεις. Στην εργασία παρουσιάζονται τα πρώτα αποτελέσματα που προέκυψαν από την μελέτη μιας μη-κανονικής γέφυρας.

2. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ.

Η μεθοδολογία που εφαρμόζεται για την επίτευξη του στόχου της εργασίας περιλαμβάνει τη διαστασιολόγηση μίας μη-κανονικής γέφυρας για σεισμικές δράσεις με τη συμβατική διαδικασία των δυνάμεων όπως ορίζεται από τους κανονισμούς (EC8-2, E39/99), την οριοθέτηση της αστοχίας της υπό σεισμική φόρτιση με την επιμέρους ανάλυση των κρίσιμων διατομών βάθρων και φορέα, και τέλος την ανάλυση της σεισμικής απόκρισής της υπό μη-γραμμική στατική φόρτιση (push-over analysis).

Σε όλες τις φάσεις των αναλύσεων γίνεται χρήση εξελιγμένων υπολογιστικών εργαλείων, όπως προσομοιώματα τύπου ινών (fiber models) για τα μέλη οπλισμένου σκυροδέματος.

Αρχικά γίνεται συμβατική διαστασιολόγηση της γέφυρας για επίπεδο σεισμικής δράσης 0.16g και στη συνέχεια επαναλαμβάνεται ο σχεδιασμός για υψηλότερο επίπεδο σεισμικής δράσης (0.30g) και εκ νέου ανάλυση των κρίσιμων διατομών των βάθρων της γέφυρας με στόχο τη διερεύνηση πρόσθετων απαιτήσεων που θα έπρεπε να ικανοποιούνταν κατά το σχεδιασμό ώστε να αποφευχθούν προβλήματα που δημιουργεί η μη-κανονικότητά της. Τέλος γίνεται προσπάθεια, διερεύνησης κανόνων διαστασιολόγησης της γέφυρας με βάση τις απαιτήσεις παραμορφώσεων. Αυτό επειδή εκτιμάται ότι μια τέτοια διαδικασία διαστασιολόγησης οδηγεί σε βελτίωση της σεισμικής της συμπεριφοράς.

3. ΕΦΑΡΜΟΓΗ

3.1. Περιγραφή της γέφυρας.

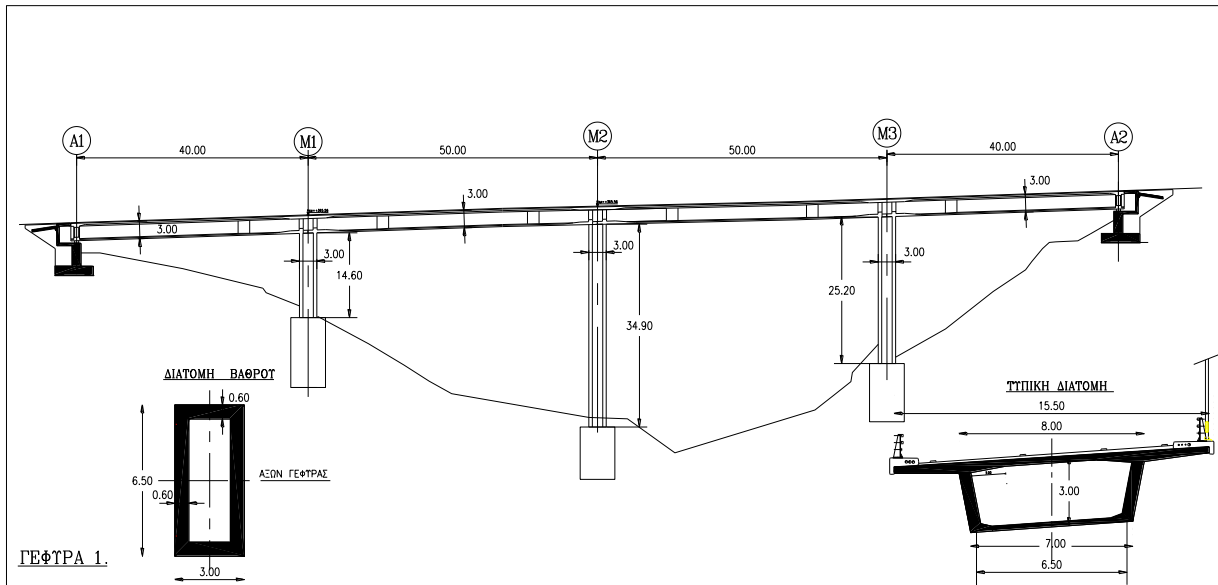
Η Γέφυρα που εξετάζεται (Σχήμα 1) είναι κοιλαδογέφυρα με 4 ανοίγματα 40 + 2x50 + 40 m. Ο φορέας έχει διατομή απλού κιβωτίου ύψους 3.00m και πλάτους καταστρώματος 15.50m. Τα βάθρα έχουν διατομή κιβωτίου με εξωτερικές διαστάσεις 3.00x6.50m με πάχος τοιχώματος 0,60 m. Η σύνδεση μεσοβάθρων

και φορέα είναι μονολιθική. Τα ύψη των τριών μεσοβάθρων είναι 14.60, 34.90 και 25.20m αντίστοιχα, δηλαδή με σημαντικές διαφορές, πράγμα που κάνει την γέφυρα μη-κανονική. Η γέφυρα διαστασιολογήθηκε σύμφωνα με την Εγκύκλιο Ε39/99 και τον ΕΑΚ με μέγιστη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $\alpha = 0.16g$, και έδαφος κατηγορίας Α.

Από τη διαστασιολόγηση προέκυψε ότι στα βάθρα απαιτείται ο ελάχιστος οπλισμός ($\rho=1\%$) ενώ για το φορέα δεν προκύπτουν πρόσθετες απαιτήσεις σε οπλισμό λόγω

σεισμού (δηλ. αρκεί ο απαιτούμενος λόγω φορτίων βαρύτητας).

Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για την διαστασιολόγηση της γέφυρας περιλαμβάνει στοιχεία γραμμικής παραμόρφωσης για το φορέα και τα βάθρα, αγνοεί την παραμορφωσιμότητα των ακροβάθρων λόγω της μη ουσιαστικής συμμετοχής της κατά τη σεισμική απόκριση, και τέλος θεωρεί τα μεσόβαθρα πακτωμένα στη βάση τους.



Σχήμα 1. Η γέφυρα.
Figure 1. The bridge.

3.2 Διαθέσιμη αντοχή και παραμόρφωση των μελών της γέφυρας.

Η αποτίμηση της διαθέσιμης παραμόρφωσης και αντοχής των μελών της γέφυρας αποτελεί ένα από τα πιο βασικά βήματα της αποτίμησης της σεισμικής της συμπεριφοράς. Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή υπάρχει ήδη μια τάση δημιουργίας βάσης πειραματικών δεδομένων που αποσκοπούν στον έλεγχο των αποτελεσμάτων υπολογιστικών μοντέλων, εμπειρικών ή/και ημι-εμπειρικών σχέσεων για την εκτίμηση της αντοχής (σε επίπεδο δυνάμεων και παραμορφώσεων) των μελών.

Στην κατηγορία των υπολογιστικών μοντέλων περιλαμβάνονται προγράμματα τα οποία με την περιγραφή της διατομής (UCFYBER, ΒΙΑΧ, RCCOLA κλπ) ή και του μέλους (RESPONSE2000, DRAIN-3DX κλπ) και μέσα από κατάλληλους νόμους υλικού

παρέχουν την δυνατότητα εκτίμησης της συμπεριφοράς της διατομής ή του μέλους σε επίπεδο αστοχίας. Ανάλογα με τις δυνατότητες του προγράμματος συνεκτιμώνται και φαινόμενα όπως η ολίσθηση του οπλισμού πέραν της στήριξης κλπ.

Στη κατηγορία των ημι-εμπειρικών σχέσεων μπορεί να αναφερθεί η διαδικασία υπολογισμού της αστοχίας με τη εκτίμηση του μήκους πλαστικής άρθρωσης και των καμπυλοτήτων στη διαρροή και στην αστοχία ως εξής:

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_s} \right) \quad (1)$$

όπου θ_y και θ_u , η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή και στην αστοχία, L_{pl} το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, L_s το μήκος του μέλους,

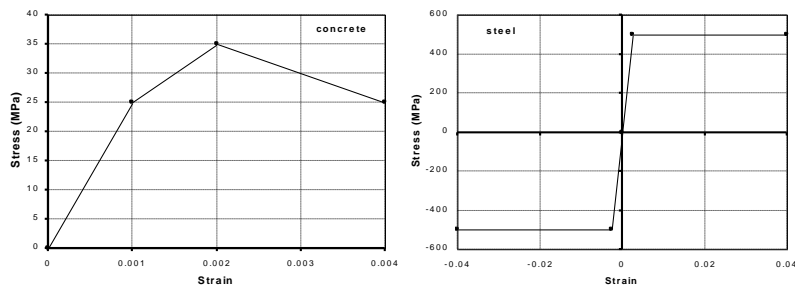
ϕ_y και ϕ_u , η καμπυλότητα στη διαρροή και στην αστοχία. Τα μεγέθη θ_y , θ_u , L_{pl} , ϕ_y , ϕ_u , μπορούν να υπολογιστούν από σχετικές σχέσεις στη βιβλιογραφία (Park, Priestley 1996).

Τέλος στην κατηγορία των εμπειρικών σχέσεων ανήκουν σχέσεις που βασίζονται καθαρά σε πειραματικά αποτελέσματα. (Park and Ang, Panagiotakos and Fardis 2001 κλπ).

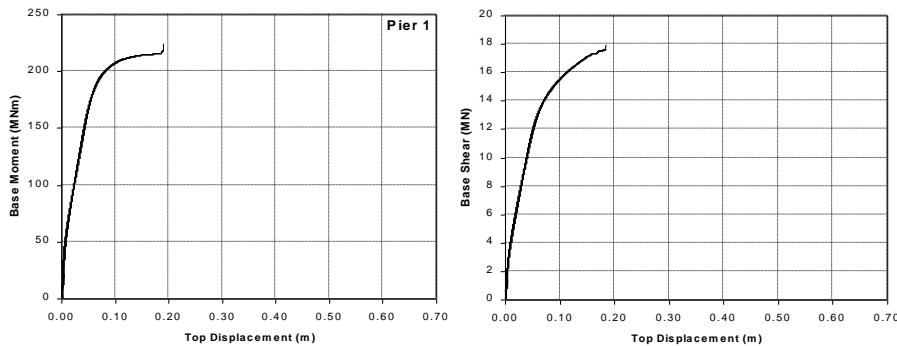
Στην εργασία επιλέχθηκε η χρήση υπολογιστικών μοντέλων για το προσδιορισμό της διαθέσιμης αντοχής όπως αυτή πραγματοποιείται απευθείας μέσω του προγράμματος DRAIN-3DX για λόγους συμβατότητας με τις αναλύσεις της γέφυρας.

Χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα DRAIN 3DX και υιοθετώντας τους νόμους υλικού όπως παρουσιάζονται στο Σχήμα 2 υπολογίστηκαν τα διαγράμματα ροπή βάσης - μετακίνησης κορυφής και τέμνουσας βάσης - μετακίνησης κορυφής για τα τρία βάθρα της γέφυρας μέχρι την πιθανή αστοχία. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών παρουσιάζονται στα Σχήματα 3, 4 και 5. Σημειώνεται ότι το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για τη προσομοίωση των βάθρων είναι τύπου fiber (ινών) το οποίο αναπαριστά με αρκετά καλή ακρίβεια την πραγματική συμπεριφορά μελών οπλισμένου σκυροδέματος.

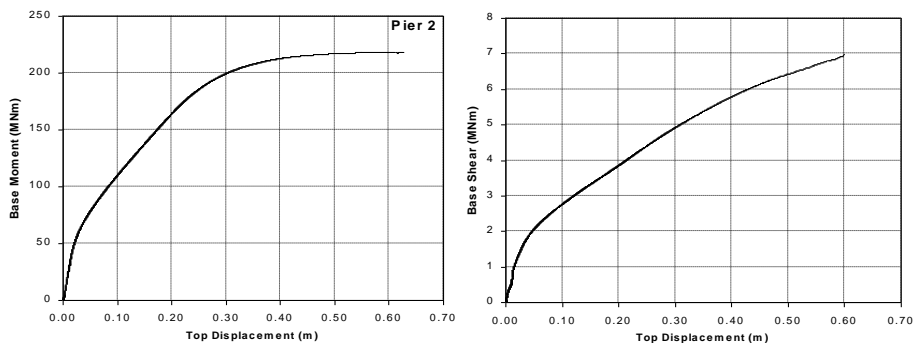
3.2.1 Βάθρα.



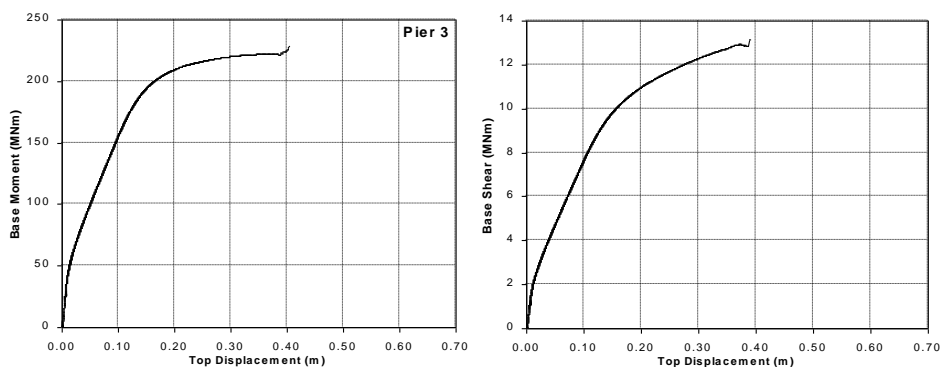
Σχήμα 2. Νόμοι υλικών για χάλυβα και σκυρόδεμα.
Figure 2. Steel and concrete stress-strain relations.



Σχήμα 3. Βάθρο 1: Ροπή βάσης-μετακίνηση κορυφής.
Figure 3. Pier 1: Base moment-top displacement.



Σχήμα 4. Βάθρο 2: Ροπή βάσης-μετακίνηση κορυφής.
Figure 4. Pier 2: Base moment-top displacement.



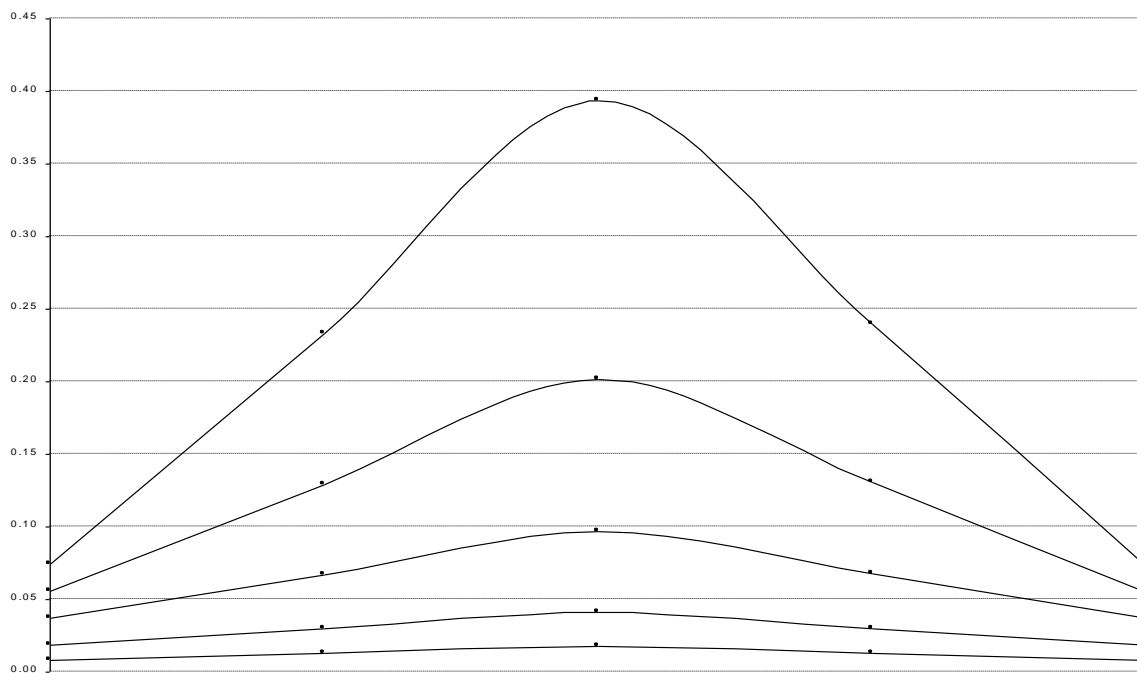
Σχήμα 5. Βάθρο 3: Ροπής βάσης-μετακίνηση κορυφής.
Figure 5. Pier 3: Base moment-top displacement.

3.2.2 Φορέας.

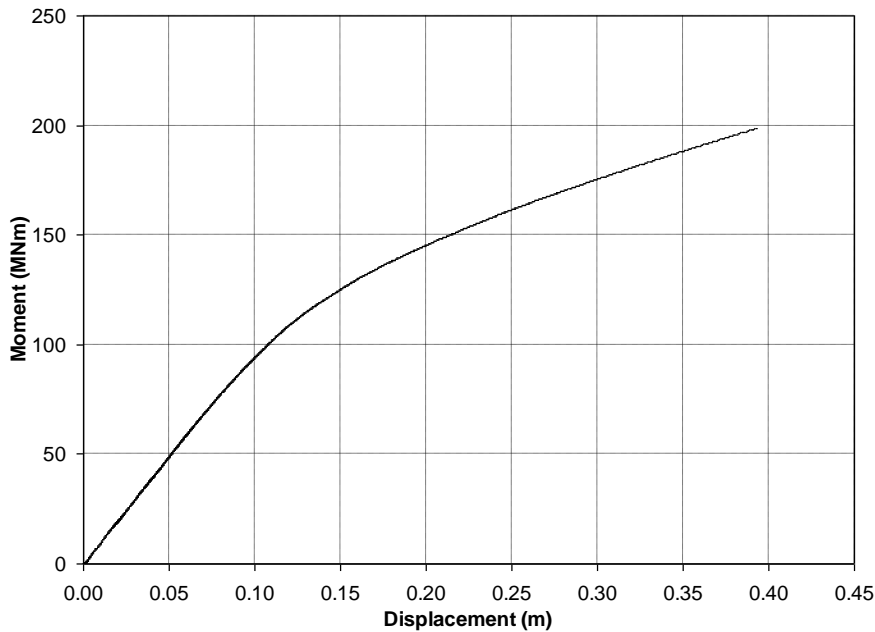
Χρησιμοποιώντας και πάλι το πρόγραμμα DRAIN 3DX και υιοθετώντας τους νόμους υλικού όπως παρουσιάζονται στο Σχήμα 2 υπολογίστηκε η παραμορφωσιακή εικόνα του φορέα τη στιγμή της διαρροής προεπιλεγμένου σπλισμού (κρίσιμη διαρροή). Στο σημείο αυτό επισημαίνεται ότι το σκεπτικό του ελέγχου αυτού είναι ότι παρά την απαίτηση να παραμείνει ο φορέας στη γραμμική ελαστική περιοχή κρίνεται γενικά σκόπιμο να γίνει αποδεκτό ότι κάποια τμήματα της διατομής του επιτρέπεται να έχουν μετελαστική απόκριση εφόσον αυτή δεν είναι κρίσιμη για τη σεισμική απόκριση του συνόλου και τη μετασεισμική

κατάσταση της γέφυρας. Τέτοιο τμήμα θεωρήθηκε το ακραίο τμήμα των προβόλων του φορέα στο οποίο η τυχόν διαρροή του σπλισμού δεν δημιουργεί πρόβλημα στη φέρουσα ικανότητά του και μπορεί κατά συνέπεια να θεωρηθεί αποδεκτή.

Το αποτέλεσμα της ανάλυσης αυτής παρουσιάζονται στα Σχήμα 6 υπό τη μορφή στιγμιοτύπων της κίνησης μέχρι τη διαρροή και στο Σχήμα 7 υπό τη μορφή μέγιστης καμπτικής ροπής – μετακίνησης στην κορυφή του μεσαίου βάθρου.



Σχήμα 6 Στιγμιότυπα κίνησης του φορέα μέχρι τη κρίσιμη διαρροή του φορέα.
Figure 6 Snapshot of deck at yielding.



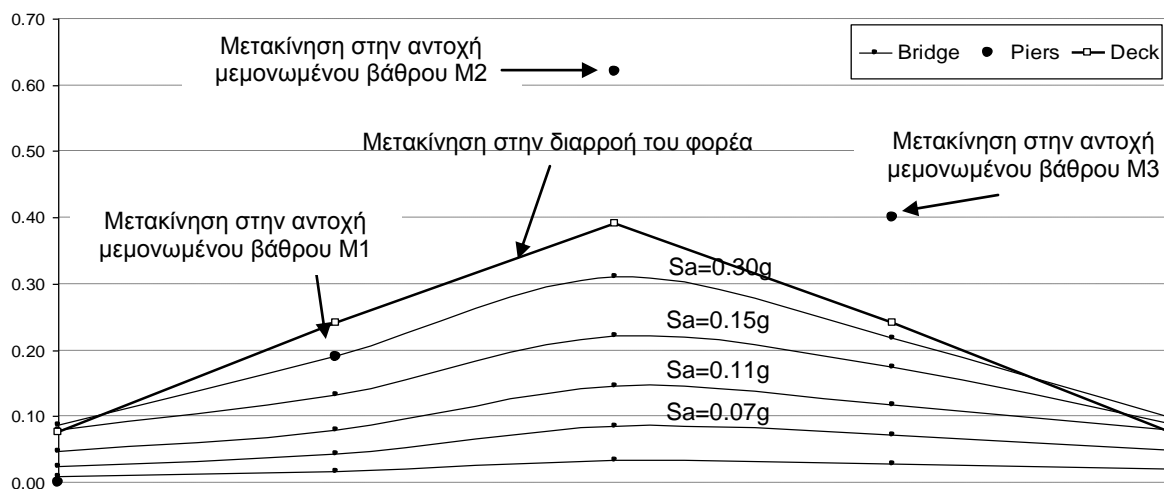
Σχήμα 7 Καμπτική ροπή – Μετακίνηση τη κρίσιμη διαρροή του φορέα.
Figure 7 bending moment – Displacement of deck at yielding.

3.3 Μη-γραμμική στατική ανάλυση της γέφυρας σχεδιασμένης με $S_a=0.16g$.

Με δεδομένα τη διαστασιολόγηση της γέφυρας και τις οριακές τιμές των μελών της, ακολούθησε μη-γραμμική στατική ανάλυση (push-over) κάνοντας χρήση του προγράμματος DRAIN 3DX και υιοθετώντας τους νόμους υλικού όπως επιλέχθηκαν στις επιμέρους αναλύσεις των μελών της.

Για την ανάλυση αυτή θεωρήθηκε ότι οι δρώσες οριζόντιες δυνάμεις έχουν ομοιόμορφη κατανομή κατά μήκος του φορέα πράγμα που αντιπροσωπεύει με καλή ακρίβεια τη δράση του σεισμού.

Στόχος της ανάλυσης αυτής ήταν να διερευνηθεί και να αποτιμηθεί η σεισμική ικανότητα του συνόλου της γέφυρας σε σύγκριση με τις επιμέρους αντοχές των μελών της. Έτσι η σεισμική δράση έφτασε και το διπλάσιο της δράσης σχεδιασμού. Για να είναι εποπτική αυτή η σύγκριση παρουσιάζονται στο Σχήμα 8 στιγμιότυπα της απόκρισης της γέφυρας σε διάφορα επίπεδα σεισμικής επιτάχυνσης καθώς και οι παραμορφώσεις στην πιθανή αστοχία μεμονωμένων μελών υπό οριζόντια μη-γραμμική στατική δράση.



Σχήμα 8. Στιγμιότυπα απόκρισης της γέφυρας και μετακινήσεις αστοχίας μεμονωμένων μελών.
Figure 8. Snapshot of bridge and ultimate displacements of individual members.

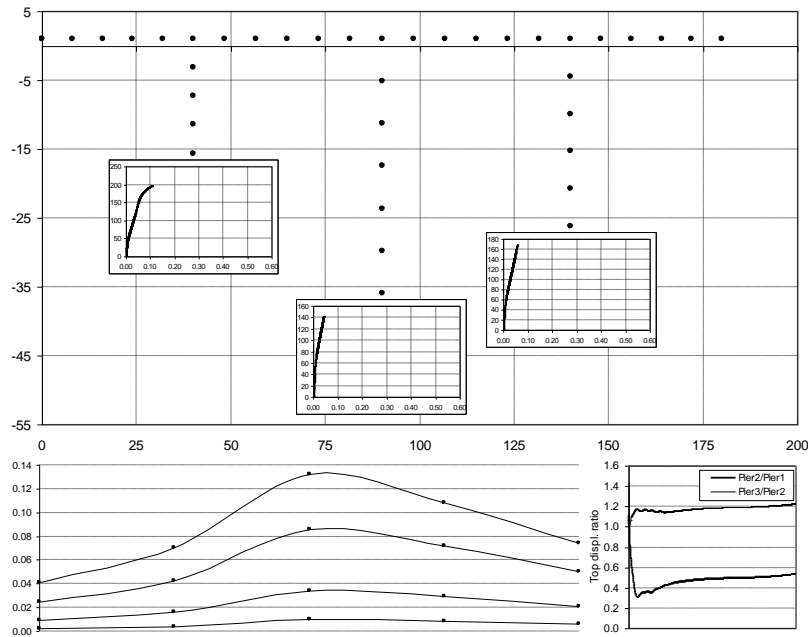
Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στα Σχήματα 9 έως 11. Πιο συγκεκριμένα στη Σχήμα 9 εμφανίζεται η συμπεριφορά της γέφυρας κατά τη στιγμή της

πρώτης διαρροής στο βάθρο M1, το οποίο όπως και αναμενόταν ήταν το πιο δύσκαμπτο (κοντότερο) και στο Σχήμα 10 κατά τη στιγμή της πρώτης αστοχίας στο βάθρο M1, το οποίο είναι και πάλι το πιο δύσκαμπτο.

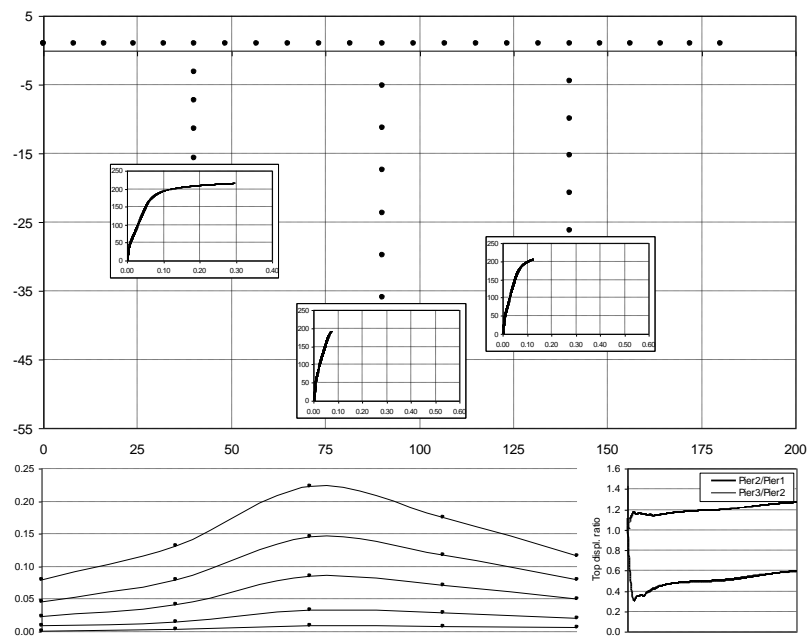
Σε όλα τα επίπεδα της σεισμικής έντασης που εφαρμόστηκε και μέχρι την αστοχία του βάθρου δεν υπήρξε πρόβλημα διαρροής στο φορέα της γέφυρας.

Σε γενικές γραμμές η εικόνα της συμπεριφοράς της γέφυρας, η οποία

επισημαίνεται ότι έχει διαστασιολογηθεί με τον ελάχιστο οπλισμό στα βάθρα ($\rho=1\%$), ήταν η αναμενόμενη ενώ αξιοπρόσεκτο είναι το γεγονός ότι η αστοχία του πιο δύσκαμπτου βάθρου προηγήθηκε της διαρροής του πιο εύκαμπτου (M2) πράγμα οφείλεται στο ότι τα βάθρα έχουν τον ίδιο (ελάχιστο) ποσοστό οπλισμού.



Σχήμα 9. Απόκριση της γέφυρας στη διαρροή.
Figure 9. Response of bridge at yielding.



Σχήμα 10. Απόκριση της γέφυρας στην αστοχία.
Figure 10. Response of bridge at ultimate.

3.4 Μη-γραμμική στατική ανάλυση της γέφυρας σχεδιασμένης με $S_a=0.30g$.

Σε δεύτερο στάδιο η γέφυρα επαναδιαστασιολογήθηκε με σκοπό να προκύψει οπλισμός μεγαλύτερος του ελαχίστου σε κάθε βάθρο και να ελεγχθεί εκ νέου η συμπεριφορά της. Έτσι εφαρμόζοντας τις διατάξεις της Εγκυκλίου Ε39/99 και τον EC8-2 με μέγιστη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a_g = 0.3g$, και έδαφος κατηγορίας Α προέκυψε για τα βάρθρα 1, 2, 3 οπλισμός $\rho = 2.8\%$, 1.0% , 1.6% , αντίστοιχα.

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση της νέας γέφυρας μέχρι την αστοχία κάποιου βάρθρου. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής συνοψίζονται στο Σχήμα 11. Η πρώτη αστοχία σε βάθρο της γέφυρας εμφανίζεται και πάλι στο M1, σε επίπεδα δρώσας σεισμικής δύναμης που αντιστοιχεί σε σεισμικό συντελεστή $0.35g$, όπως συνέβη και στην αρχική γέφυρα με τον κατασκευαστικά ελάχιστο οπλισμό στα βάρθρα ($\rho = 1\%$). Το γεγονός αυτό οφείλεται στη μικρή διαθέσιμη πλαστιμότητα των μελών της γέφυρας λόγω του αυξημένου ποσοστού οπλισμού. Επίσης το φαινόμενο κατά το οποίο κάποια βάρθρα δεν διαρρέουν (ή μπαίνουν οριακά στη διαρροή) ενώ ταυτόχρονα κάποιο αστοχεί εμφανίστηκε και σ' αυτήν την περίπτωση. Είναι χαρακτηριστικό ότι η αύξηση του οπλισμού της γέφυρας δεν οδήγησε σε ουσιαστική βελτίωση της σεισμικής της συμπεριφοράς στην αστοχία. Η γέφυρα παρέμεινε σε ελαστική απόκριση πράγμα που δηλώνει την ασφάλειά της τουλάχιστον για σεισμό σε επίπεδο σχεδιασμού ($0.30g$) αντί του $0.15g$.

4. ΠΡΟΤΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Από τα παραπάνω προέκυψε ότι οι ισχύουσες διατάξεις του Κανονισμού δεν δείχνουν τη σωστή κατεύθυνση για βέλτιστο σχεδιασμό μη κανονικών γεφυρών όσον αφορά την αστοχία. Έτσι χρειάζεται τροποποίηση του τρόπου σχεδιασμού ώστε να αποφευχθεί η πρόωρη αστοχία βάρθρων ενώ κάποια παραμένουν ελαστικά. Η υιοθέτηση σχεδιασμού με βάση τις μετακινήσεις φαίνεται να αποτελεί τη λύση στο πρόβλημα αυτό. Για να πραγματοποιηθεί όμως κάτι τέτοιο απαιτούνται τα ακόλουθα:

1. Υπολογισμός της αξιόπιστα διαθέσιμης παραμορφωσιακής ικανότητας των μελών της γέφυρας (π.χ. στροφής χορδής) S_R .
2. Υπολογισμός των αντίστοιχων απαιτούμενων παραμορφώσεων κατά το σεισμό σχεδιασμού S_E .

Το (1) μπορεί να πραγματοποιηθεί με τις μεθόδους που αναπτύχθηκαν σε προηγούμενη παράγραφο ενώ το (2) με χρήση είτε μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης (time-history) είτε μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης (push-over) σε επίπεδο παραμόρφωσης που καθορίζεται με μέθοδο ενεργειακά ισοδύναμης μετακίνησης. Για το (2) θα πρέπει πάντως να ελεγχθεί το κατά πόσον τα αποτελέσματα μια στατικής φόρτισης μπορούν να οδηγήσουν στα ίδια αποτελέσματα με αυτά υπό το σεισμό σχεδιασμού. Αυτός ο έλεγχος μπορεί να γίνει μέσα από παραμετρικές μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις της σεισμικής απόκρισης διαφόρων τύπων μη κανονικών γεφυρών και σύγκρισή τους με αποτελέσματα στατικών αναλύσεων των ίδιων γεφυρών. Η όλη διαδικασία σχεδιασμού θα πρέπει να γίνεται επαναληπτικά μια και μεταβολή του οπλισμού οδηγεί και σε μεταβολή διαθέσιμης και απαιτούμενης παραμόρφωσης μέχρι την ικανοποίηση του κριτηρίου σχεδιασμού ($S_R > S_E$). Τέλος για να εφαρμοστεί η παραπάνω διαδικασία απαιτείται μια αρχική διαστασιολόγηση η οποία μπορεί να γίνει με συμβατική γραμμική ανάλυση. Για τη βελτιστοποίηση όμως της απόκρισης θα πρέπει να προηγηθεί κατάλληλη διαμόρφωση του συστήματος που θα αποφεύγει τα μειονεκτήματα που προαναφέρθηκαν.

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η εφαρμογή της συμβατικής διαδικασίας πλάστιμου σχεδιασμού μπορεί να είναι ασφαλής σε επίπεδο σεισμού σχεδιασμού, δεν επιτυγχάνει όμως έναν από τους κύριους στόχους του πλάστιμου σχεδιασμού, δηλαδή την αύξηση του επιπέδου πιθανής αστοχίας της γέφυρας. Για την επίτευξη του τελευταίου είναι απαραίτητη κατάλληλη διαμόρφωση του συστήματος και έλεγχος με μη-γραμμική ανάλυση έστω και στατική.

Σε επίπεδο σεισμού σχεδιασμού η συμβατική διαδικασία για μη κανονικές για γέφυρες φαίνεται ότι είναι ασφαλής όμως δεν αποδίδει στην πραγματικότητα για υψηλότερες σεισμικές δράσεις.

Η χρήση προσεγγιστικών σχέσεων για την πιθανή αστοχία μελών οπλισμένου σκυροδέματος σε συνδυασμό με μη-γραμμική στατική ανάλυση (push-over) αποτελεί ένα απλό και λειτουργικό εργαλείο για την αποτίμηση της τρωτότητας και τη διαστασιολόγηση μη-κανονικών γεφυρών υπό σεισμική δράση.

Τέλος η εφαρμογή διαδικασίας σχεδιασμού με βάση τις μετακινήσεις είναι και εφικτή και οδηγεί γενικά σε καλύτερη σεισμική απόκριση. Η ανάγκη πρόσθετων αναλύσεων και διατύπωσης κανόνων εφαρμογής σχεδιασμού με βάση τις σεισμικές μετακινήσεις είναι πρόδηλη και αποτελούν στόχους του ερευνητικού έργου.

6. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η έρευνα που παρουσιάζεται στην εργασία αυτή έχει την οικονομική υποστήριξη του Οργανισμού Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) στα πλαίσια του Συντονισμένου Προγράμματος Εφαρμοσμένης Έρευνας «Σεισμικός Σχεδιασμός Μη-κανονικών Γεφυρών».

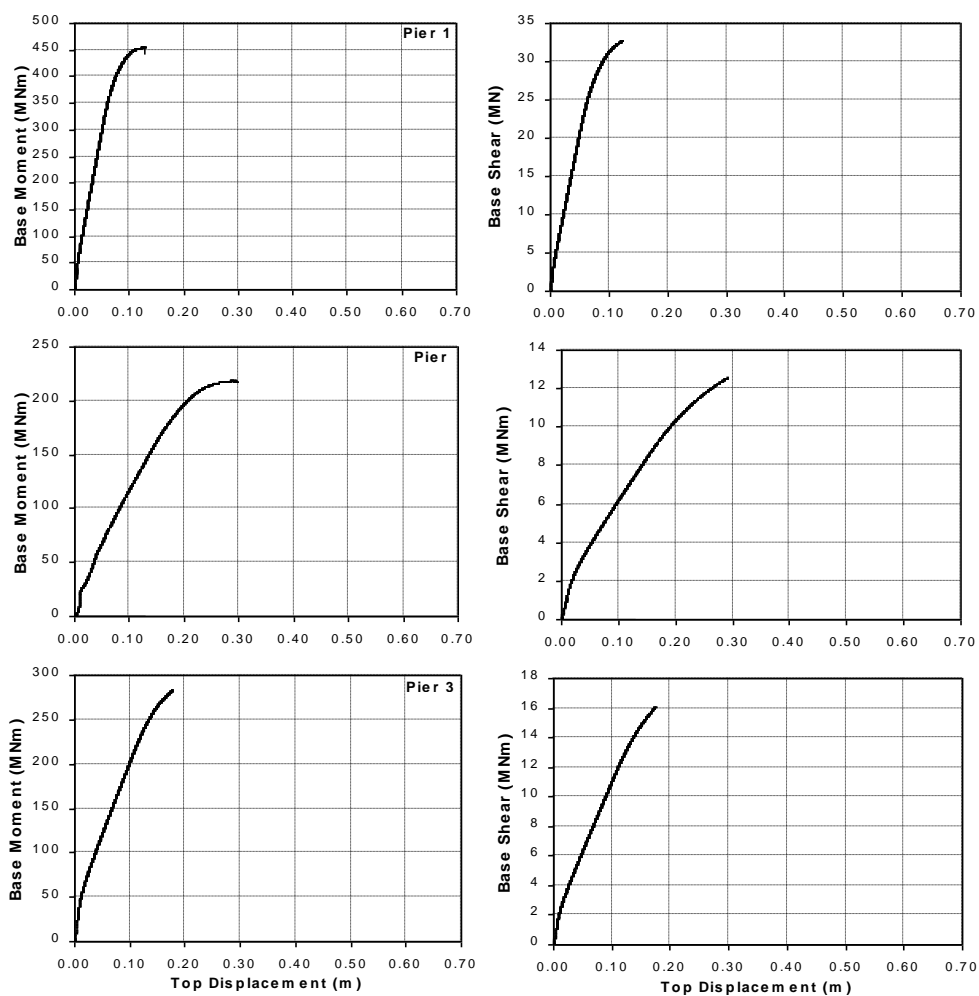
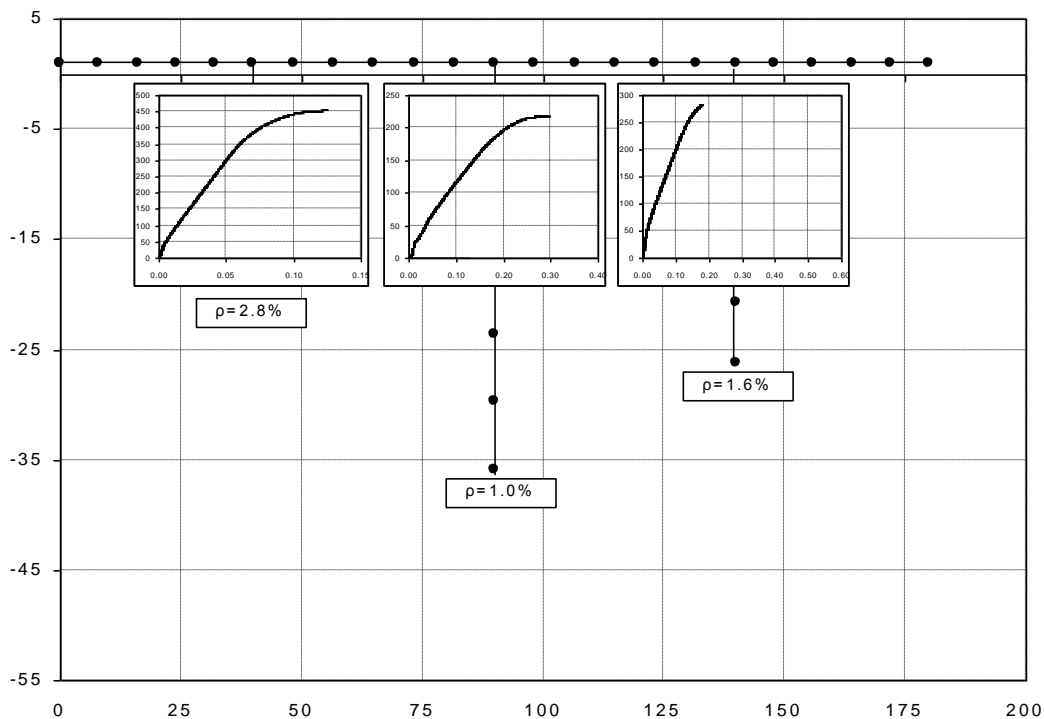
7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- AASHTO (1999), Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, USA
- ATC-18 (1997), "Seismic Design Criteria for Bridges and other Highway Structures: Current and Future".
- ATC-32 (1996), "Improved Seismic Design Criteria for California Bridges".
- CEN, ENV1998-2 (1994), "Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 2: Bridges", 1994.
- Chadwell, C. (2001), "UCFyber: Cross Section Analysis of Reinforced Concrete", Berkeley.
- FEMA-356 (2000), "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings".
- Kawashima, K. (2000), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", 12th World Conference on Earthquake Engineering.
- Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. (2001), "Deformations of RC members at Yielding and Ultimate" Journal of American Concrete Institute, Vol. 98 No 2 March-April.
- Park, Y.J. and Ang, A.M.S., "Mechanistic Seismic Damage Model of Reinforced Concrete", J. of Structural Engineering, ASCE, V. 111, No. 4, 1985, pp.722-739
- Penzien, J. (2001), "Earthquake Engineering for Transportation Structures – Past, Present, Future", Earthquake Spectra, Volume 17, No 1.

Powell, G.H., Campbell, S.A., (1994), "DRAIN-3DX: Static and Dynamic Analysis of Inelastic 3D Structures", Berkeley.

Priestley, M.J.N, Seible, F., Clavi, G.M., (1996), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", J. Wiley & Sons.

Υ.Π.Ε.ΧΩ.Δ.Ε. (1999), "Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών", Εγκύκλιος Ε39/99.



Σχήμα 11. Απόκριση της επανασχεδιασμένης γέφυρας στην αστοχία.
 Figure 11. Response of redesigned bridge at ultimate.

FIB SYMPOSIUM : CONCRETE STRUCTURES IN SEISMIC REGIONS
ATHENS, MAY 6-9, 2003

**PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN
AND ASSESSMENT OF IRREGULAR BRIDGES**

PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN AND ASSESSMENT OF IRREGULAR BRIDGES

Telemachos B. PANAGIOTAKOS¹

Basil KOLIAS¹

Alexandros PLAKAS²

¹ DENCO Ltd.

² National Technical University of Athens, Department of Civil Engineering.

Keywords: bridges, design, assessment, irregular, performance.

1 INTRODUCTION

The current Code provisions regarding seismic design methods for continuous concrete bridges are generally based on equivalent linear analyses [1], [2]. To account for inelastic structural response, these design procedures rely on a global behavior factor (R or q) to reduce the force demand. On the other hand in bridges that exhibit irregular behavior, as is the case of bridges with adjacent piers of different heights where severe concentrations of ductility demands are observed at the stiffer piers while the more flexible ones remain almost unstressed, the use of a single behavior factor for the whole structure cannot always provide adequate safety.

This paper aims at contributing to overcome this and other relevant shortcomings of the current design practice, by applying to continuous irregular bridges structures the promising new approach of Performance-Based Design philosophy. The first attempts at designing bridges based on their performance have been made in Japan, through the inclusion of some appropriate provisions in the relevant seismic regulations and in California where a multilevel methodology of design in the seismic planning of important bridges has been adopted [3]. The approach applied is based on comparison of the deformation demands to the deformation capacity of concrete members.

To achieve the above stated aims, it is necessary as a first step, to determine, the inelastic deformation capacity of reinforced concrete members. To this end the first part of the paper focuses on the experimental behavior of piers with typical cross sections through a critical review of available experimental databases. The experimental data are used to evaluate and calibrate the existing analytical models quantifying the deformation capacity of the geometric and mechanical characteristics of the members and of their reinforcement.

The second part of the paper focuses on the determination of the inelastic response, on methods of estimating the deformation demands and on the establishment of the limits of application of the equivalent linear methods, as described previously. In order to achieve this, a series of non-linear time-history analyses has been performed on SDOF systems, using a set of semi-artificial accelerograms and their response compared to the results of linear elastic time-history analyses. Furthermore irregular continuous concrete bridges, have been designed on the basis of EC8-2 [1] and subjected to parametric study using: a) Equivalent response spectrum analysis, b) Push-over analysis and c) Non-linear time-history.

2 DEFORMATION CAPACITY OF BRIDGE PIERS

2.1 Theoretical approach

In order to quantify the deformation capacity of bridge piers the approach adopted by EC8-2 is applied. Therefore ultimate chord rotations, θ_u , are typically expressed quantitatively on the basis of purely flexural behavior through the concepts of plastic hinge and plastic hinge length, L_{pl} , in which the entire inelasticity of the shear span is considered to be lumped and uniformly distributed:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p \quad (1 \text{ a})$$

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_s} \right) \quad (1 \text{ b})$$

where: L_s is the shear span, φ_y the curvature at yield and φ_u the ultimate curvature. In Eq. (1 a) the chord rotation at yield, θ_y , is typically computed as $\phi_y L_s / 3$. Curvatures ϕ_y and ϕ_u are determined from moment-curvature analysis based on the plane-section principle and on stress strain relations for material corresponding to their probable values (mean strength values according the EC2). For

confined concrete the Mander model is assumed (in agreement with EC8-2). Ultimate curvature is reached when either steel or concrete reaches its ultimate strain. Ultimate steel strain is assumed equal to $\varepsilon_{su} = 7.5\%$ (Class C, acc. to EC2) while ultimate strain of confined concrete is assumed equal to: $0.004 + 1.4\rho_s f_{ym} \varepsilon_{su} / f_{cm,c}$ (acc. to [7], [3] and EC8-2).

For the plastic hinge length following relation is proposed

$$L_{pi} = 0.10L_s + 0.015f_{ys}d_s \quad (2)$$

where f_{ys} (MN/m^2) and d_s (m) are the yield stress and the bar diameter of the longitudinal reinforcement respectively. This relation was derived from a database of 64 tests as described in 2.3.

2.2 Parametric section analysis

A set of typical cross sections of bridge piers (circular, box and rectangular) have been analysed, using special software [13]. Transverse reinforcement has been selected such as to fulfil the minimum requirements of EC8-2 for ductile bridge piers and to avoid buckling of longitudinal reinforcement. In all cases the concrete grade was C25 and the steel grade (both for longitudinal and transverse reinforcement) was S500.

In all sections the longitudinal reinforcement was varied between $\rho = 0.01$ and $\rho = 0.04$. Three levels of axial forces were examined corresponding to $\nu = N_{Ed} / (A_c f_{ck}) = 0.10$ and 0.20 and 0.30 . The circular sections have a diameter of 1.60m and results are shown in Fig. 1 and Fig. 2. The box section has external dimension $3.50 \times 0.60\text{m}$ and wall thickness 0.50m (satisfying relevant rule of EC8-2 for ductile piers). The results are shown in Fig. 3 and Fig. 4. The rectangular section has dimensions $3.00 \times 1.00\text{m}$ and the results are shown in Fig. 5 and Fig. 6. Only the results for $\nu = 0.10$ and 0.20 are presented here.

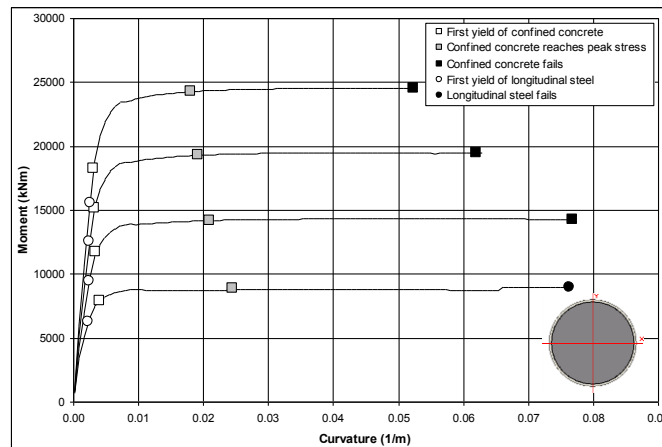


Fig. 1. Circular cross section with $D=1.6\text{m}$, $\nu=0.1$ and $\rho=1\%$, 2% , 3% , 4%

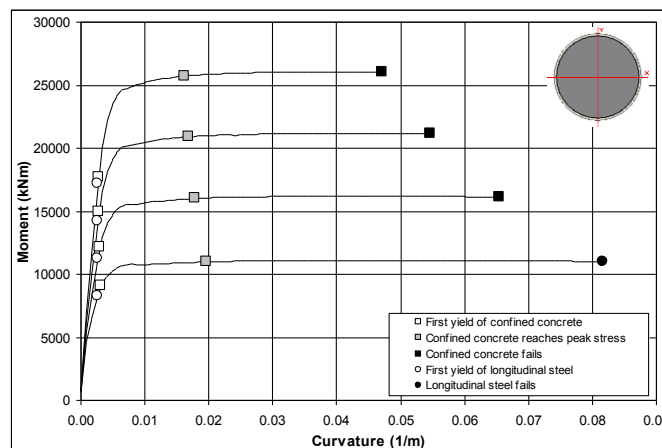


Fig. 2. Circular cross section with $D=1.6\text{m}$, $\nu=0.2$ and $\rho=1\%$, 2% , 3% , 4%

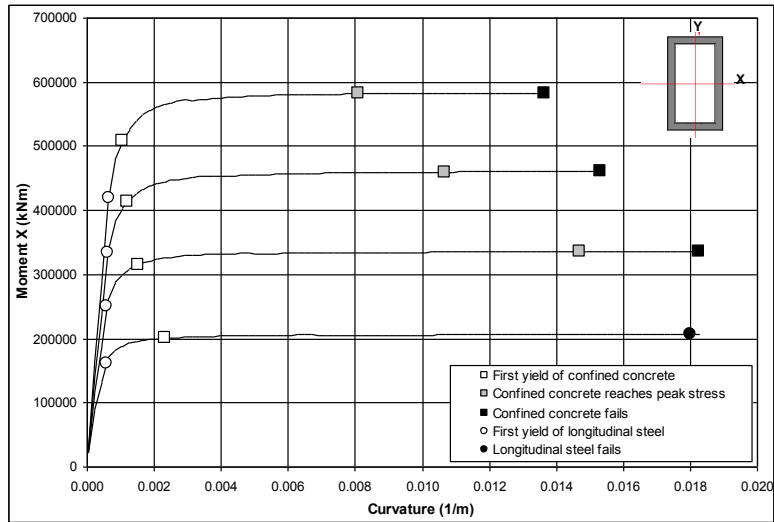


Fig. 3. Box cross section 3.5x6.0x0.5m with $\nu=0.1$ and $\rho=1\%$, 2%, 3%, 4%

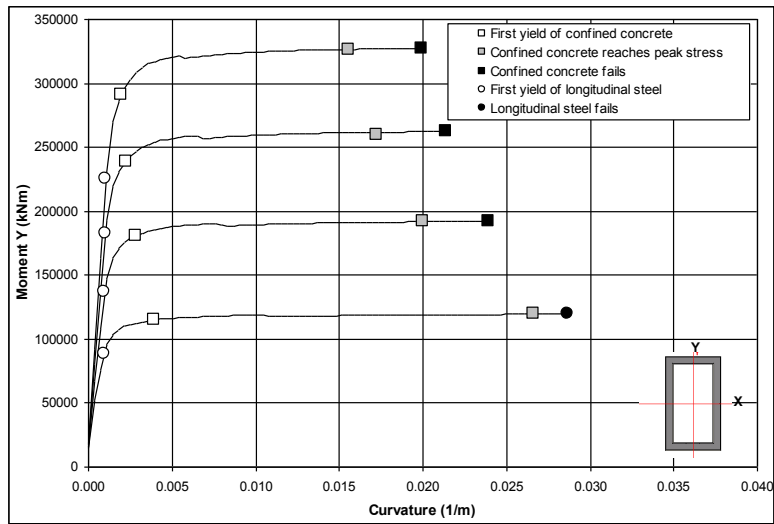


Fig. 4. Box cross section 3.5x6.0x0.5m with $\nu=0.1$ and $\rho=1\%$, 2%, 3%, 4%

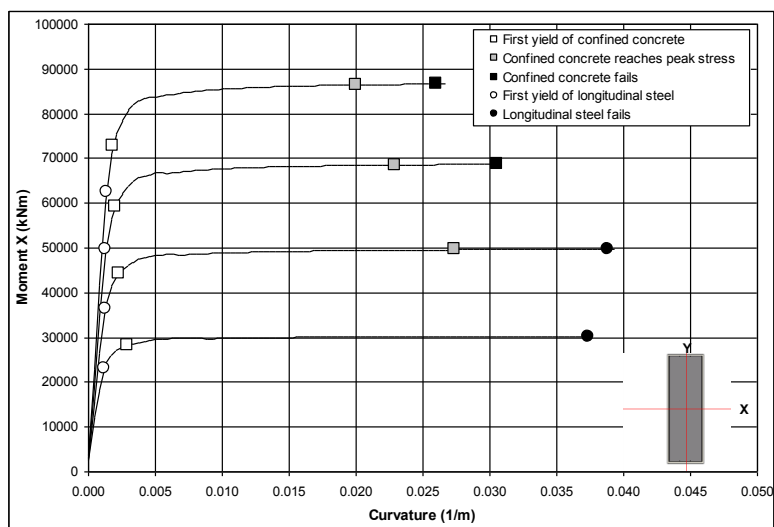


Fig. 5. Rectangular cross section 3.0x1.0m with $\nu=0.1$ and $\rho=1\%$, 2%, 3%, 4%

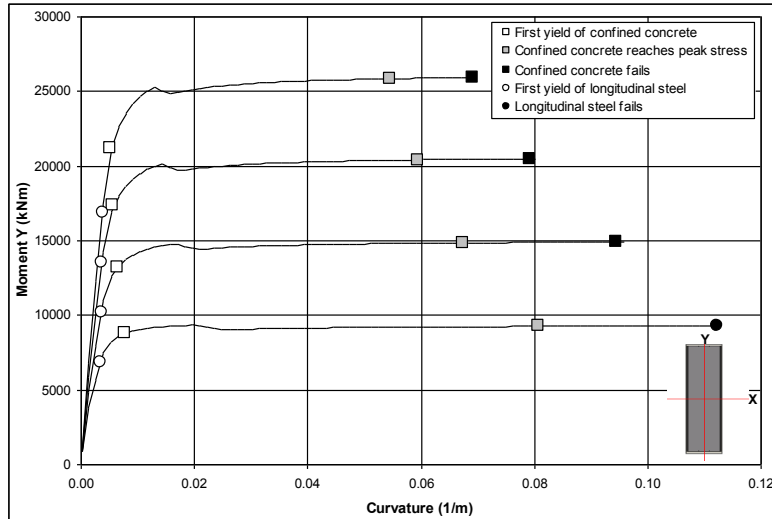


Fig. 6. Rectangular cross section 3.0x1.0m with $v=0.1$ and $\rho=1\%$, 2%, 3%, 4%

From the results of the previous analysis the following conclusions can be drawn for typical cross sections of bridge piers:

- The curvature at yield, ϕ_y , remains almost constant throughout the range of usual values of ρ and v . The expressions $\phi_y=2.10 \cdot f_{yv}/(E_s \cdot h)$ and $\phi_y=2.40 \cdot f_{yv}/(E_s \cdot D)$ given in Annex C of EC8-2 for rectangular and circular bridge piers respectively, give on average a good approximation to the curvature at yield (mean value of the ratio of analytical to predicted ϕ_y is 1.1 and the standard deviation is 18%).
- The curvature at ultimate, ϕ_u , is controlled by the longitudinal reinforcement ratio. For low ratio the steel governs. For higher ratio, concrete failure governs, leading to less ductile response. Also ϕ_u decreases with increasing axial force v .
- As a direct consequence, transverse reinforcement for effective confinement should be increased with both ρ and v (see [7] and EC8-2).
- In box section piers, the amount of transverse reinforcement required to avoid buckling of the longitudinal bars provides enough confinement to ensure ductile response.

2.3 Evaluation of experimental results of the deformation capacity

The database of tests used in this study comprises 64 tests of RC bridge pier elements in uniaxial bending, with axial force ([17]-[31]). Out of these specimens 31 have circular cross section 8 box and 25 rectangular. In all tests failure was flexural. The specimens included in the database were selected such as to fulfill the requirements of EC8-2 regarding the dimensions the reinforcement and the shear capacity. For this reason, although a larger number of experimental results exist in the literature, only 64 have been used. This should make the results representative for bridge piers according to EC8-2. On the other hand, one should be aware of the limitations imposed by the small number of tests.

The following procedure has been followed: Curvature analysis, as described in 2.1, was performed for each test specimen. Non-linear regression was used to calculate the numerical factors of relation (2) for L_{pl} , based on the values of L_{pl} resulting by applying relations (1a) and (1b) on the measured values of θ_u .

Fig. 7 shows the comparison between θ_p values as measured in the tests and those predicted by relations (1a), (1b) and (2). A remarkably good agreement is achieved, as is indicated by the value of the standard deviation (18%).

According to EC8-2 a safety factor $\gamma_{R,d} = 1.40$ should be applied for defining the design value $\theta_{p,d} = \theta_p / \gamma_{R,d}$ of the plastic chord rotation, reflecting the dispersion of test results, local defects and uncertainties of the model. Both the line corresponding to $\gamma_{R,d} = 1.50$ and that corresponding to 5% fractile (corresponding to a value of $\gamma = 1.25$) are also shown in Fig. 7. It is noted that the numerical values of the factors of relation (2) are identical to those derived in [11] under similar assumptions from a much larger number of tests (though with much higher standard deviation).

The ratio of plastic hinge length L_{pl} according to relation (2) to that according to the corresponding relation $L_{pl} = 0.08L_s + 0.022f_{ys}d_s$ proposed by [7], for values of $d_s = 25$ to 32mm and $L_s = 3$ to 20m (typical for bridges), varies between 0.95 and 1.15. It should also be noted that L_{pl} values resulting

from [7] are considered to be conservative and are used unfactored (not reduced by safety factor i.e. $\gamma = 1.0$) for determining the displacement demands (see [3]). In view of the above it appears that the procedure for the calculation of the plastic chord rotation proposed by EC8-2 and the value of $\gamma_{R,d} = 1.50$ proposed by EC8-2 is sufficiently conservative.

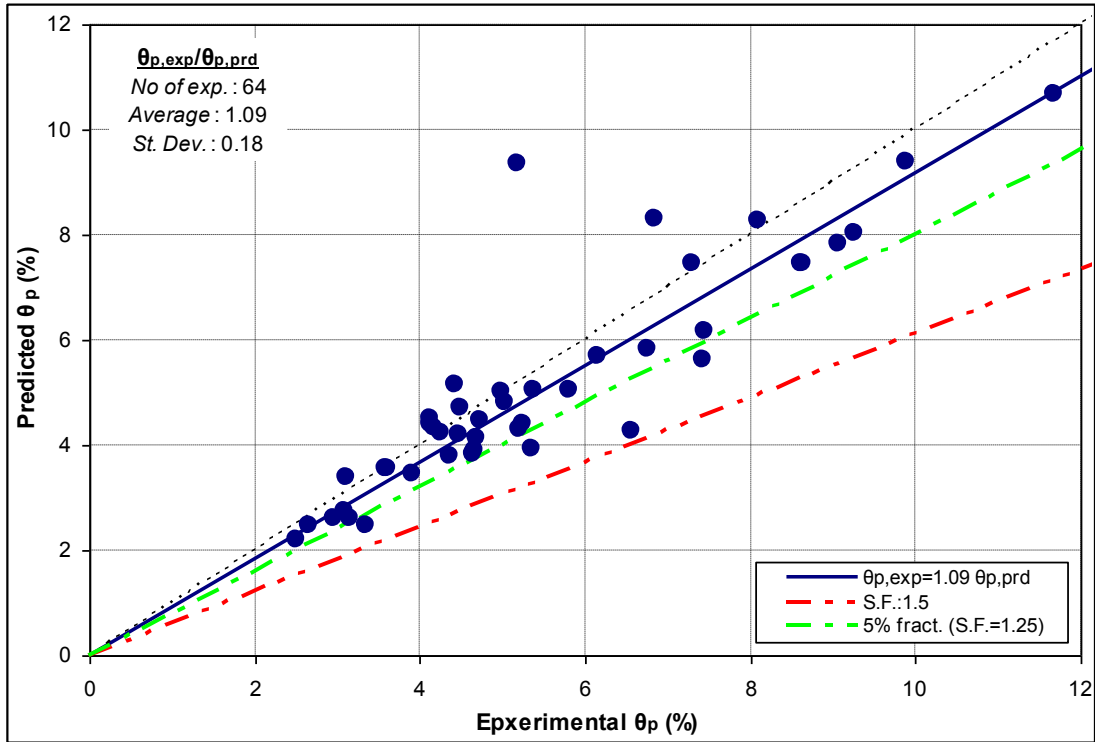


Fig. 7. Comparison between prediction and experimental results

3 INELASTIC DEFORMATION DEMANDS OF BRIDGE PIERS

3.1 Ground motions

The design ground motions used in this work should be compatible with the EC8-1 Type 1 Spectrum. To this end, a set of seven records has been selected as original motions (Table 1). Then these motions were modified to be compatible with EC8-1 Type 1 spectrum for subsoil class C (Deep deposits of dense or medium dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of m , $V_s=180-300m/s$, $N_{spt}=15-50$). The modification process for the generation of spectrum compatible accelerograms is based on the method proposed by Preumont. According to this approach the modifications of the time history record come as a result of an adjustment made to its Fourier transformation from time to frequency domain:

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3)$$

and inverse Fourier transformations from frequency to time domain:

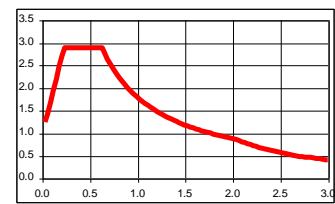
$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega) e^{i\omega t} dt \quad (4)$$

where ω is the frequency and t is the time variable. The original time-history and its corresponding response spectrum serve only as the starting point of an iterative process that continuously adjusts the computed response spectrum or the Fourier transform of the time history record $F_g(\omega_i)$ to fit the target response spectrum or the Fourier transform of the time history $F_g^{target}(\omega_i)$ respectively. It is to be noted that since the problem of computing a time-history record directly from a response spectrum is not uniquely defined, the Fourier transform of the time history is adjusted instead.

$$F_g^{new}(\omega_i) = F_g(\omega_i) \left(\frac{S_a^T(\omega_i)}{S_a(\omega_i)} \right) \quad (5)$$

It is to be noted that each accelerogram has been scaled to fit the target response spectra. Therefore all the generated accelerograms have the same maximum peak acceleration, a_g .

Table 1 List of Earthquake records and Target Spectrum used.

	Earthquake record	Target Spectrum
1	Athens 1999 – Metro	
2	Aegion 1995 – OTE	
3	Kalamata 1986	
4	Northridge 1994	
5	Kobe 1995	
6	Loma Prieta 1989	
7	Hollister 1974	

In Figure 8 the average spectrum of 7x2 directions = 14 generated accelerograms is presented and compared to the target response spectrum.

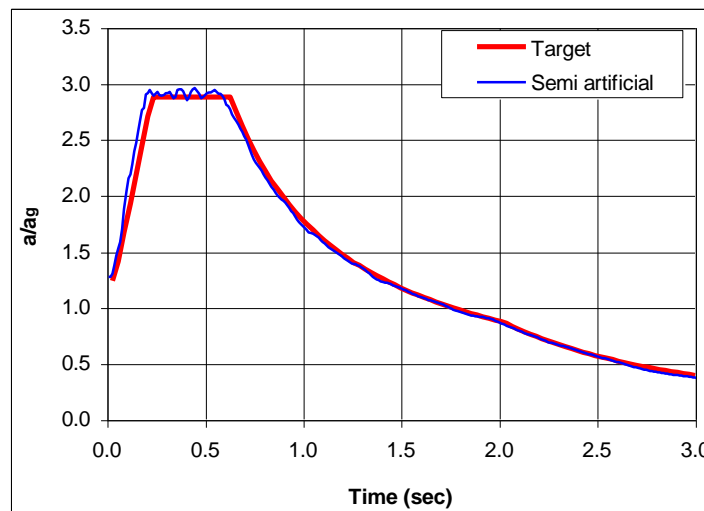


Fig. 8. Average spectrum from 7x2directions = 14 semi artificial accelerograms

3.2 Validation of the design motions

Previous work on inelastic displacement demands of SDOF systems, has essentially confirmed the validity of the equal displacement rule, for systems with natural elastic period T_e greater than the “predominant period” of the site T_c , i.e the limit between the constant acceleration and constant pseudovelocity regions of the design elastic spectrum.

In order to verify that the above mentioned design motions are compatible with the equal displacements rule, for different types of nonlinear response, a series of analyses on S.D.O.F. systems has been performed, using three different types of response: a) linear elastic, b) bilinear and c) degrading stiffness, using the set of modified design motions.

3.3 Results for Single Degree of Freedom Systems

Figures 9 and 10 present the results of the analysis of SDOF systems, for 7 x 2 directions = 14 design accelerograms compatible with the spectrum of EC8-1 and for 4 behavior factors, q ($q=1$: elastic case, $q=1.83$, $q=2.67$ and $q=3.5$). From these figures, it is obvious that the rule of equal displacement leads in average to satisfactory results, for systems with natural period greater than the “predominant period”, $T_c = 0.6\text{sec}$, for both assumed models of non-linear response.

A second observation comes from the typical loops shown in Fig. 9 and 10. It is evident that for systems with relatively large elastic periods $T_e > T_c$, the vast majority of the loops consist of relatively small positive and negative displacements, thus substantially reducing the dissipated energy per loop in relation to the elastic energy. Therefore the effective damping is correspondingly reduced in relation

to that corresponding to the area of the loop at maximum displacement. This however is not valid for short period structures with large ductility.

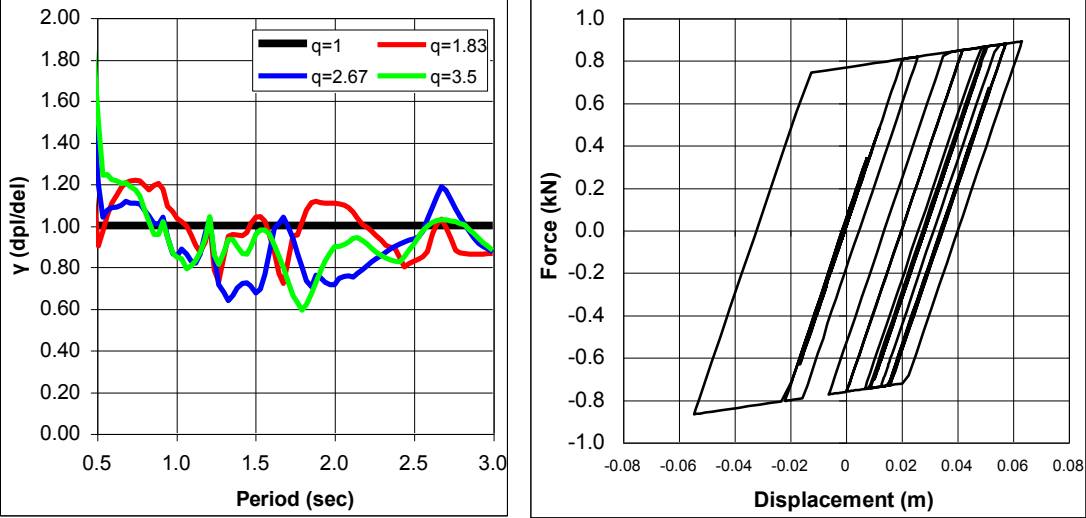


Fig. 9. Ratio of inelastic to elastic displacements and a typical loop for a bilinear SDOF system.

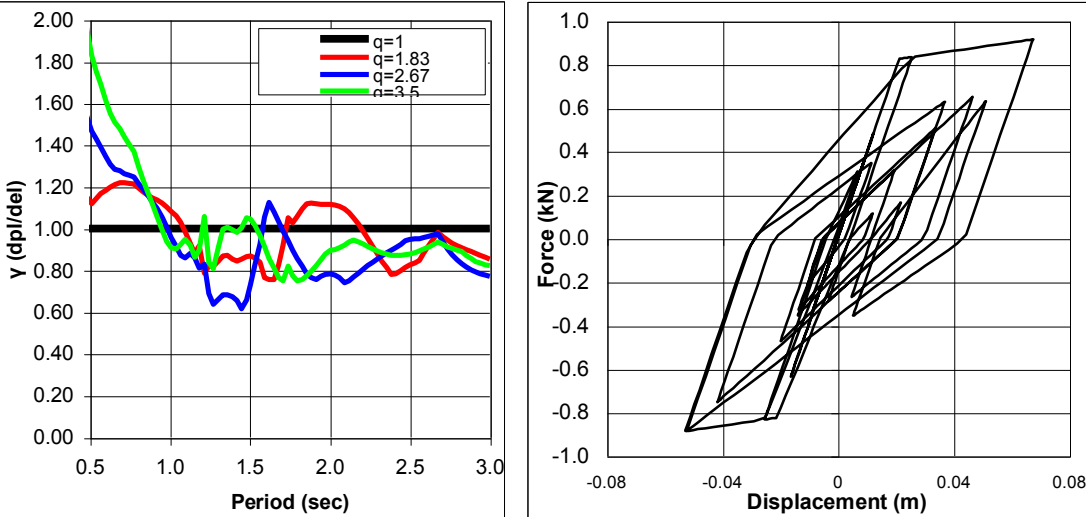


Fig. 10. Ratio of inelastic to elastic displacements and a typical loop for a stiffness degrading SDOF system.

4 IRREGULAR BRIDGES

4.1 Introduction

Three irregular bridges have been designed in accordance with EC8-2 and then subjected to static and dynamic non-linear analysis. The regularity criterion adopted by EC8-2 has been applied. In essence, bridges are considered to have regular seismic behaviour when no significant redistribution of forces between elastic and post-elastic response is expected. According to this criterion in regular bridges, for all ductile elements the ratio of the maximum to the minimum required value of the response reduction coefficient $r = M_{Ed}/M_{Rd}$ = seismic moment/actual moment strength, with M_{Ed} resulting from the conventional linear analysis, should not be greater than 2.0. One or more ductile elements may be excluded from the above consideration of maximum and minimum r values, if the sum of their shear contribution does not exceed 20% of the total seismic shear in the direction under consideration. For all bridges the design peak ground acceleration was assumed 0.30g and the maximum value of the force reduction factor $q = 3.5$ allowed by EC8-2 has been applied.

4.2 Description of the bridges

Bridge No 1 is a viaduct with 4 spans 40+2x50+40m. The deck has a cross-section of simple box with 3.00m height and 15.50m width. The piers have box cross-section with exterior dimensions 3.00x6.50m and 0.60m thickness. The connection of the piers to the deck is monolithic. The heights of the three piers are 14.60, 34.90 and 25.20m respectively.

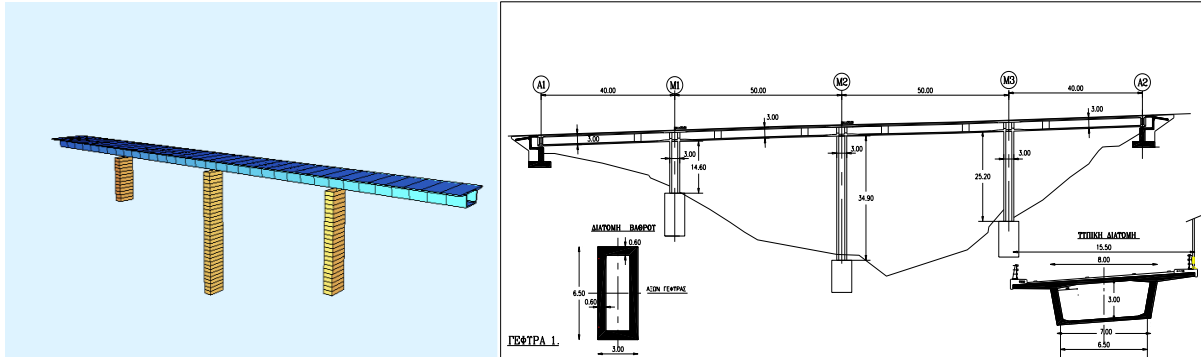


Fig. 11. Bridge No 1

Bridge No 2 is similar with Bridge No 1 but has three spans 45.70+54.00+45.70 and the height of the piers are 15 and 30m respectively.

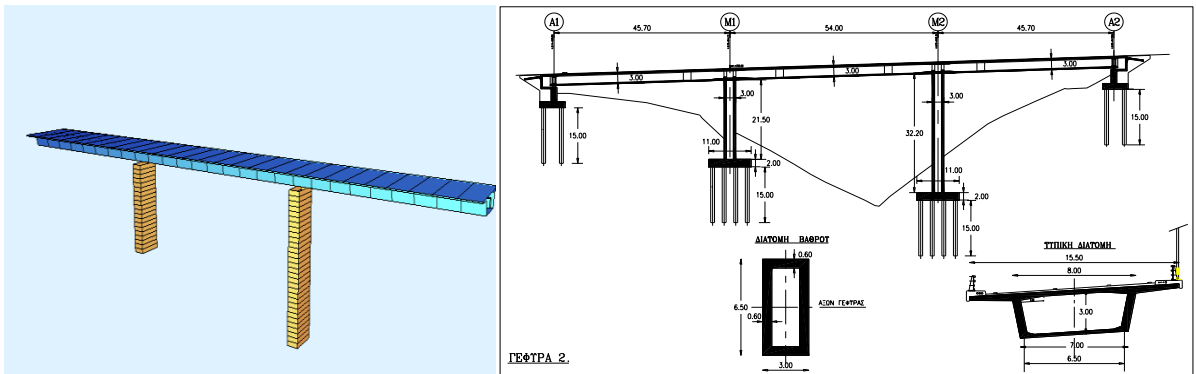


Fig. 12. Bridge No 2

Bridge No 3 is a cantilevered bridge. It has four spans of 60+110+60+35m. The last opening is constructed in common scaffolds. Main pier M1 and M2 have box cross section with dimensions 3.50x7.30m, and are connected monolithically with the deck.

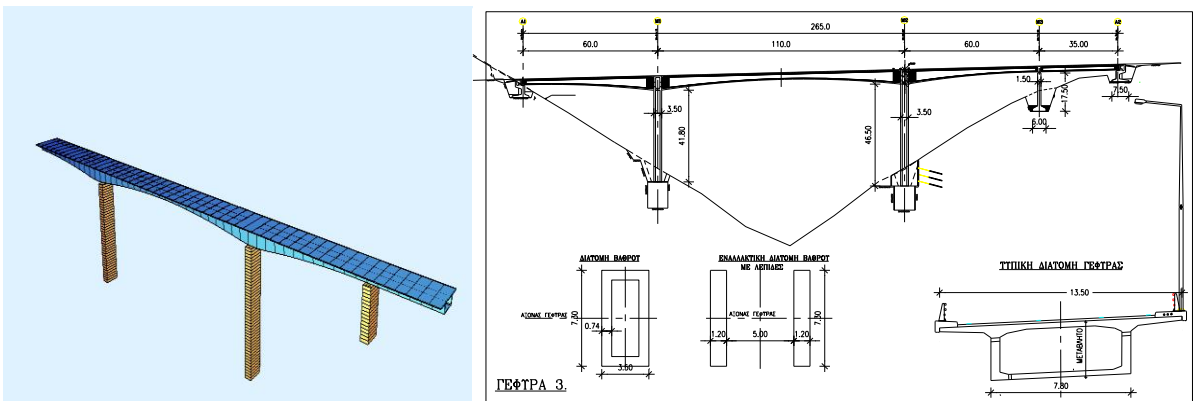


Fig. 13. Bridge No 3

These bridges were designed according to EC8 and the same spectrum and peak ground accelerations have been used. Due to lack of space only main results from Bridge No 1 are shown in this paper.

4.3 Non-linear analysis of bridges

4.3.1 Finite element models

The structural analysis program, DRAIN-3DX ([12] Powell and Campbell, 1994), was used to perform nonlinear analyses. The deck has been modelled with three-dimensional beam-column elements (line elements) and was discretized with elements of equal length located along the centroid of the deck. The mass of the deck was lumped to the nodes. Additional load/mass was considered to represent the mass. The flexural stiffness of the deck was based on uncracked cross sectional properties because the deck is expected to respond linearly to seismic loadings. The torsional stiffness of the deck was assumed 1/10 of the uncracked.

Restraints at the abutments were assumed as follows: For a typical 10m high abutment with spread foundation 14 x 6m, the transverse composite translational stiffness of the abutment depends mainly on the soil modulus of elasticity, and may be approximated by $\sim 2.5 E_s$ (MN/m²) for full transversal restraint of the deck. Assuming dense soil conditions (not rock) the secant value of E_s under large strains is in the range of 50 to 100 MN/m². A value of $E_s \cong 60$ MN/m² has been used in the present analysis. The case of transversally free support on the abutments was also considered.

Inelastic three-dimensional beam-column elements are used to model the piers of the bridges. A beam-column element connects each of the nodes at the geometric centroid of the pier cross section. The beam-column element in DRAIN-3DX is Type 15 which uses a fiber model of the cross section. Each fiber has a specified stress-strain relationship, which can be specified to represent unconfined concrete, confined concrete, and longitudinal steel reinforcement. The distribution of inelastic deformation and forces is achieved by specifying cross section slices along the length of the element. The fiber model approach provides versatile modelling of biaxial moment-axial force interaction with distributed inelastic hinges. The fiber model can represent the loss of stiffness caused by concrete cracking, yielding of reinforcing steel due to flexural yielding, and strain hardening. The Type 15 element, however, is less successful in representing degradation and softening after yielding. Pinching and bond slip are not included in the present model, although a limited capability to model these behaviours is provided in the Type 15 element. Shear and torsion behaviours are represented elastically. Probable material properties according to EC8-2 (Annex E) have been used for concrete and steel. Piers were considered to be fully fixed at the base.

4.3.2 Seismic action

According to EC8-2, the force distribution transverse to the deck follows the most onerous of either a constant or a proportional to the first mode shape acceleration pattern. The ratio $\alpha_j = \sum \Delta F_{i,j} / (m_i g)$ characterizes the deformation state j . Loading was increased till the first pier failure occurred defining also the bridge failure.

For the non-linear time-history analysis the 7 semi-artificial accelerograms described in 3.2 were used.

4.3.3 Results and Conclusions

Figure 14 shows results for the case of the bridge fully restrained in transverse direction at the abutments, while Figure 15 shows comparable results for the bridge fully free horizontally over the abutments. Although none of these two cases is appropriate for a proper design (especially the second) they were investigated in order to cover the entire range of design possibilities.

Both Figures show the deck deformation in plan, in the form of snapshots of characteristic states of the push over analysis, where the load level is given by the α -values (see 4.3.2). Furthermore the following results are presented in these figures:

- the deformation shape corresponding to the equivalent-linear response spectrum analysis (target displacements)
- the points corresponding to the maximum displacement of the pier tops, resulting from the time-history analysis, and those corresponding to the displacement capacity of each individual pier.
- the deformation shape corresponding to significant yielding of the deck (only in Figure 14).

In the first case (Figure 14 – ends restrained) the bridge has irregular behaviour ($\rho=2.01>2$) according to the EC8-2 criterion. The “irregularity” of the bridge behaviour is due to the large height of piers M2 and M3 in relation to the short pier M1. All piers have the same cross-section and the reinforcement of piers M2 and M3 due to the significant contribution of the end restraint over abutment A2 is governed by the minimum reinforcement ratio $\rho_{min} = 0.01$.

For this case, following conclusions can be drawn from Fig. 14:

- despite the “irregularity” of the bridge, the deformation capacity of the critical pier M1 is larger than the relevant target displacement (confirming that the regularity limit $\rho_o = 2$ of EC8-2 is satisfactory).
- the reference point for comparing the displacement capacity to the displacement demand (target displacement) should obviously be the top of the critical pier, where first failure occurs (and not the center of mass of the deck).
- very good agreement appears between maximum displacements of the pier tops derived from the time-history analysis and those corresponding to the failure state resulting from the push over analysis. This is an indication that the uniform acceleration pattern used in the relevant push over analysis is satisfactory.
- deck yielding does not govern the ULS for the bridge considered. However this could be easily the case for shorter bridges.

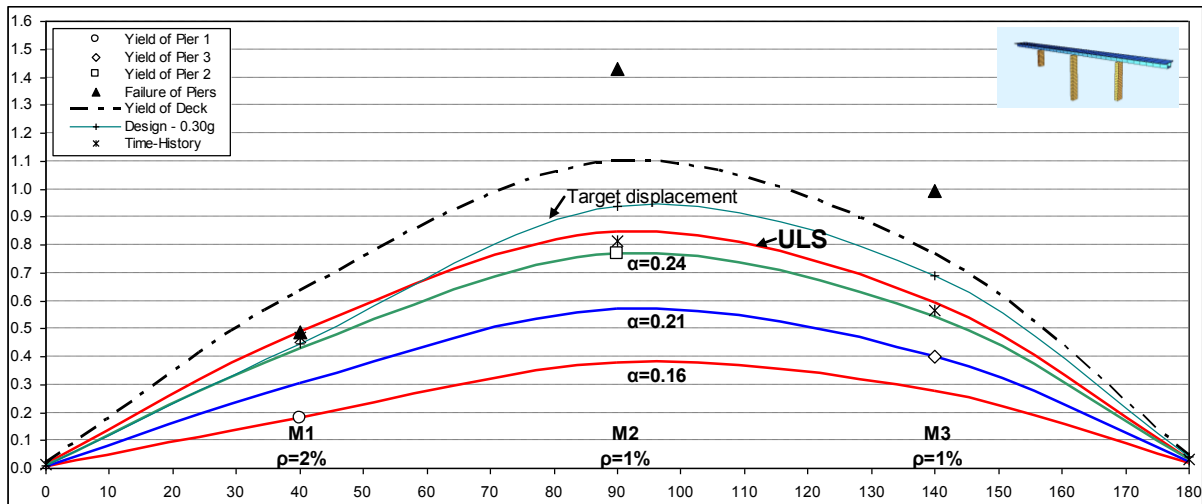


Fig. 14. Response analysis of Bridge No 1 restrained at the abutments

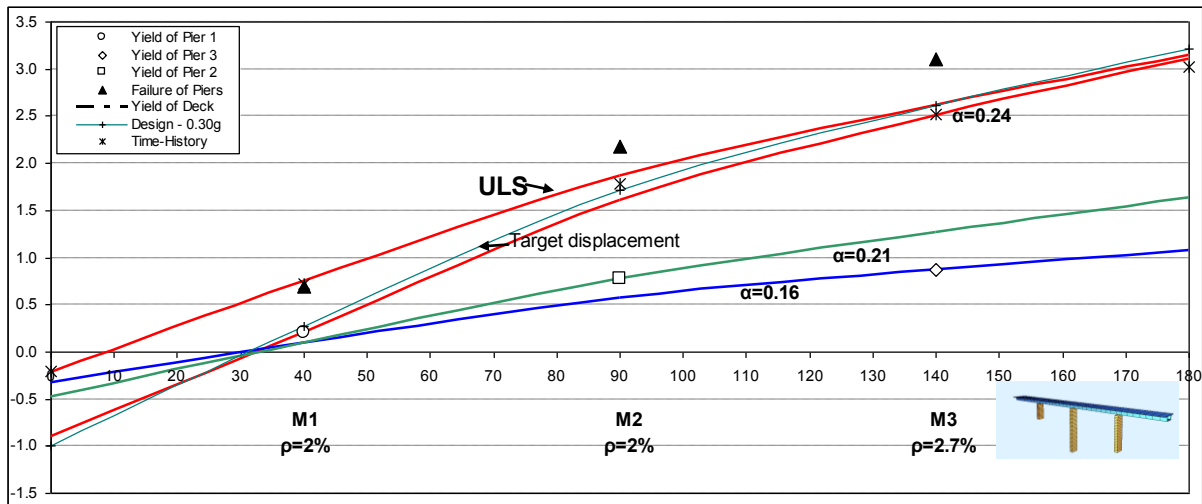


Fig. 15. Response analysis of Bridge No 1 free on the abutments

For the other limiting case of design possibilities i.e. the arrangement without lateral restraint at the abutments (Fig. 15), following should be noted:

The lack of end lateral restraints makes the bridge response “regular”, according to the EC8-2 definition, as increased seismic forces are induced to the more flexible piers. This however leads, to an unacceptably high increase of displacements (at the “flexible” end) and a corresponding increase of the reinforcement.

From the point of view of comparison between the 3 different design methods following can be seen from Fig. 15:

- Equivalent linear design is in satisfactory agreement with the other methods (as expected by the regular behavior).
- The “regularity” of the behavior of the system offers a larger margin between deformation demand and capacity at the critical and the other piers.
- Very good agreement is observed between maximum time-history displacements and push-over failure state, when the proportional -to-the-first-mode-displacement force pattern is used for the latter.

Table 2 shows the ratio of the seismic shear forces induced at the piers and abutments as derived from the push-over analysis to those derived from the equivalent linear analysis.

Table 2 Ratio of Shear Forces

SYSTEM	A1	M1	M2	M3	A2
Restrained at ends	0.80	1.54	1.20	1.48	1.60
Free at ends	-	1.64	1.50	1.58	-

The dispersion of the values in the case of the restrained system reflects the “irregularity” of the bridge, and the results for piers are unconservative as the non-linearity of the abutment response has been ignored. However the magnitude of the values (between 1.5 and 1.65) reflects the probable overstrength of the ductile elements and shows that the overstrength factor $\gamma_o = 1.35$ defined by EC8-2 for capacity design is not on the safe side.

5 GENERAL CONCLUSIONS

- The deformation capacity of ductile bridge piers can be assessed from the ultimate curvature of the plastic joints, by the approach described in 2.1 and in EC8-2. The reliability of this assessment should be enhanced through the evaluation of an increased number of representative tests.
- For regular bridges, the values q-factors defined by EC8-2 are sufficient to ensure the required ductility. For irregular bridges the seismic deformation demands should be checked against the deformation capacities of the ductile elements. Push over analysis as described above may be used with reliability to this end.
- Capacity design should be used for the verification of non-ductile failure modes (shear) including foundation failure. However the overstrength factor $\gamma_o = 1.35$ defined by EC8-2 for the estimation of the capacity design effects appears to be rather low, even for regular bridges.

ACKNOWLEDEMENTS

The Greek Earthquake Planning and Protection Organization (OASP) provided financial support to this research.

REFERENCES

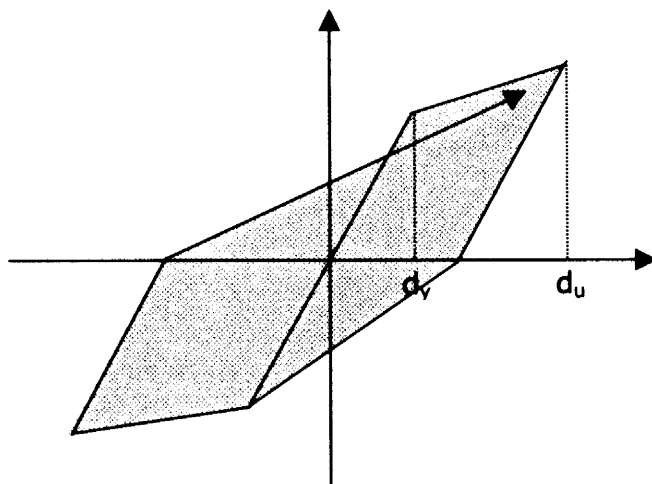
- [1] CEN, prEN1998-2, EC8-2: Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 2: Bridges, 2003.
- [2] AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, USA, 1999.
- [3] CALTRANS: Seismic Design Criteria – Version 1-2, December 2001
- [4] FEMA-356, Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000.
- [5] ATC-32, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges, 1996.
- [6] ATC-18, Seismic Design Criteria for Bridges and other Highway Structures: Current and Future, 1997.
- [7] Priestley, M.J.N, Seible, F., Clavi, G.M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, J. Wiley & Sons, 1996.
- [8] Penzien, J.: Earthquake Engineering for Transportation Structures – Past, Present, Future, Earthquake Spectra, Volume 17, No 1, Feb. 2001.
- [9] Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N.: Deformations of RC members at Yielding and Ultimate Greek Conference of Earthquake Engineering, Thessaloniki, Greece, 2001.

- [10] Kawashima, K.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
- [11] Preumont, A.: The Generation of Spectrum Compatible Accelerogram for the Design of Nuclear Power Plants, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.12, 481-497, 1984.
- [12] Powell, G.H., Campbell, S.A.: DRAIN-3DX: Static and Dynamic Analysis of Inelastic 3D Structures, Berkeley 1994.
- [13] Chadwell, C.: UCFyber: Cross Section Analysis of Reinforced Concrete, Berkeley 2001.
- [14] Miranda, E.: Evaluation of Site-Dependent Inelastic Seismic Design Spectra, Journal of Structural Engineering, ASCE, 119(5), 1319–1338, 1993.
- [15] Miranda, E.: Site-Dependent Strength Reduction Factors, Journal of Structural Engineering, ASCE, 119(12), 3505–3519, 1993.
- [16] Lam, N., Wilson J. and Hutchinson, G.: The Ductility Factor in the Seismic Design of Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, . 27, 749–769, 1998.
- [17] Ang Beng Ghee, Priestley, M.J.N., and Park, R.: Ductility of Reinforced Concrete Bridge Piers Under Seismic Loading, Report 81-3, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1981.
- [18] Chai, Y., Priestley, M.J. and Seible, F.: Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance, ACI Structural Journal, V88., No.5, September-October 1991, pp. 572-584.
- [19] Cheok, G.S., and Stone, William C.: Behavior of 1/6-Scale Model Bridge Columns Subjected to Cycle Inelastic Loading, NBSIR 86-3494, Center for Building Technology, National Engineering Laboratory, National Institute of Standards and Technology, 1986.
- [20] Davey, B.E.: Reinforced Concrete Bridge Piers Under Seismic Loading, Master of Engineering Report, Civil Engineering Department, University of Canterbury, New Zealand, 1975.
- [21] Hose, Y.D., Seible, F. and Priestley, M.J.N.: Strategic Relocation of Plastic Hinges in Bridge Columns, Structural Systems Research Project, 97/05, University of California, San Diego, 1997.
- [22] Kunnath, S.K., El-Bahy, A., Taylor, A., and Stone, W.: Cumulative Seismic Damage of Reinforced Concrete Bridge Piers, Technical Report NCEER-97-0006, National Center for Earthquake Engineering Research, 1997.
- [23] Lehman, D.E., Moehle, J.P.: Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 1998/01, 2000.
- [24] Lim, K. Y., McLean, D., and Henley, E. H.: Moment-Reducing Hinge Details for the Bases of Bridge Columns, Transportation Research Record, No. 1275, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1991.
- [25] Lim, K.Y., and McLean, D.I.: Scale Model Studies of Moment-Reducing Hinge Details in Bridge Columns, ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 4, July-August, 1991, pp. 465-474.
- [26] McLean, D.I., and Lim, K.Y.: Moment-Reducing Hinge Details for the Bases of Bridge Columns, Report No.WA-RD 220.1, Washington State Department of Transportation, Planning, Research and Public Transportation Division, 1990.
- [27] Munro, I.R.M., Park, R. and Priestley, M.J.N.: Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Bridge Piers, Report 76-9, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1976.
- [28] Ng Kit Heng, Priestley, M.J.N.; and Park, R.: Seismic Behaviour of Circular Reinforced Concrete Bridge Piers, Report 78-14, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1978.
- [29] Petrovski, J. and Ristic, D.: Reversed Cyclic Loading Test of Bridge Column Models, Report IZIIZ 84-164, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, 1984.
- [30] Pontangaroa, R.T., Priestley, M.J.N.; and Park, R.: Ductility of Spirally Reinforced Concrete Columns Under Seismic Loading, Report 79-8, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1979.
- [31] Stone, W.C., and Cheok, G.S.: Inelastic Behavior of Full-Scale Bridge Columns Subjected to Cyclic Loading, NIST BSS 166, Building Science Series, Center for Building Technology, National Engineering Laboratory, National Institute of Standards and Technology, 1989.
- [32] Zahn, F.A., Park, R., and Priestley, M.J.N.: Design of Reinforced Concrete Bridge Columns for Strength and Ductility, Report 86-7, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1986.

**ΣΥΜΠΛΗΡΩΣΕΙΣ
ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΚΘΕΣΗΣ
ΣΕ ΑΝΤΑΠΟΚΡΙΣΗ ΣΤΙΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ ΤΗΣ ΕΚΘΕΣΗΣ ΚΡΙΣΕΩΣ**

1. Μη χρησιμοποίηση της μεθόδου του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος (Substitute Structure Method)

Κεντρικό σημείο της μεθόδου του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος είναι ότι η απαίτηση μετακίνησης του χαρακτηριστικού σημείου αναφοράς του πραγματικού συστήματος εκτιμάται από ισοδύναμη γραμμική ανάλυση μονοβάθμιου ταλαντωτή, του οποίου η ελαστική δυσκαμψία και η μετελαστική συμπεριφορά λαμβάνονται από μη-γραμμική στατική ανάλυση υπό μονοτονικά αυξανόμενο φορτίο μέχρι την μετακίνηση αστοχίας. Από το διάγραμμα δύναμη-μετακίνηση της ανάλυσης αυτής (βλ. Σχήμα 1), υπολογίζεται η επιφάνεια του βρόχου ανακυκλικής φόρτισης και εκτιμάται η απόσβεση του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Από την απόσβεση αυτή σε συνδυασμό με την ενεργό περίοδο του ταλαντωτή και το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει η απαίτηση μετακίνησης.



Σχήμα 1. Βρόγχος υστέρησης.

Εναλλακτικά η μετελαστική μετακίνηση ενός μη-γραμμικού συστήματος μπορεί να υπολογιστεί με βάση τον κανόνα των ίσων μετακινήσεων μεταξύ μη-γραμμικού και απεριόριστα ελαστικού συστήματος. Δυστυχώς οι δύο αυτές προσεγγίσεις δεν δίνουν συμβατά αποτελέσματα.

Τα διαθέσιμα σήμερα αποτελέσματα της πλειονότητας των ερευνητικών εργασιών (βλ. A. K. Chopra and R. K. Goel "Direct Displacement - Based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra", Earthquake Spectra, Vol. 17, No 1, Feb. 2001) δείχνουν ότι ο κανόνας των ίσων μετακινήσεων

δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του συστήματος υπερβαίνει την περίοδο T_c του φάσματος που διαχωρίζει τις περιοχές σταθερής επιτάχυνσης και σταθερής ταχύτητας (τυπικά 0.40 έως 0.80sec). Το συμπέρασμα αυτό επιβεβαιώθηκε και στα πλαίσια της παρούσας εργασίας (βλ. κεφάλαιο 2).

Αντίθετα τα διαθέσιμα σήμερα ερευνητικά αποτελέσματα (βλ. Tsopelas, P., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., and Whittaker, A. S., 1997, Evaluation of simplified methods of analysis for yielding structures. Report No. NCEER-97-0012, State Univ. of New York at Buffalo) οδηγούν στο συμπέρασμα ότι η χρησιμοποίηση της μεθόδου του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος με απόσβεση εξαγόμενη από το μονοτονικό διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα σε συστήματα με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $T \ll T_c$. Αυτό σε αντίθεση με τον κανόνα ίσων μετακινήσεων ο οποίος υποτιμά την μετακίνηση σ' αυτή τη περιοχή περιόδων.

Ένας από τους λόγους της απόκλισης των αποτελεσμάτων και επομένως της διαφοροποίησης των τομέων εφαρμογής των δύο αυτών μεθόδων προκύπτει άμεσα από την εξέταση των βρόχων ανακύκλισης απλού ταλαντωτή όπως προέκυψαν στο κεφάλαιο 2 της παρούσας έρευνας και επισημαίνεται στην παράγραφο 2.5. Πράγματι σε συστήματα με σχετικά υψηλή θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ($T > T_c$) ένας μεγάλος αριθμός βρόχων ανακύκλισης βρίσκεται είτε πάνω είτε κοντά στον ελαστικό κλάδο, με αποτέλεσμα να προκύπτει σημαντική μείωση της μέσης επιφάνειας που περικλείεται από τους βρόχους ανακύκλισης στην διάρκεια του σεισμού, και με περαιτέρω συνέπεια η πραγματική ενεργός απόσβεση να είναι σημαντικά μικρότερη από εκείνη που εκτιμάται από βρόχους με μετακινήσεις κοντά στην μέγιστη d_u .

Αντίθετα, συστήματα με πολύ μικρή ελαστική ιδιοπερίοδο $T \ll T_c$ έχουν συνήθως πολύ μικρή μετακίνηση διαρροής d_y σε σχέση με την μέγιστη d_u . Στα συστήματα αυτά πρακτικά όλοι οι κύκλοι έχουν σημαντικό μετελαστικό περιεχόμενο, κι έτσι η ενεργός απόσβεση που υπολογίζεται από τους βρόχους είναι πολύ κοντά στην πραγματική. Τέτοια συστήματα είναι κατεξοχήν τα συστήματα με κατάλληλη σεισμική μόνωση.

Ύστερα από την προαναφερόμενη διαπίστωση και δεδομένου ότι οι εξεταζόμενες γέφυρες με πλάστιμη συμπεριφορά ανήκουν αποκλειστικά στην πρώτη κατηγορία συστημάτων με $T > T_c$, κρίθηκε σκόπιμο, παρά την αρχική πρόταση και πρόθεση των ερευνητών, να χρησιμοποιηθεί σαν κριτήριο για την απλοποιημένη μη-γραμμική ανάλυση, απευθείας ο κανόνας των ίσων μετακινήσεων.

2. Μη διατύπωση κανόνων νέας μεθοδολογίας με βάση τις μετακινήσεις που να καλύπτει και τις μη-κανονικές γέφυρες

Στα συμπεράσματα της έρευνας αναφέρεται σαφώς η εκτίμηση των ερευνητών ότι η παρούσα έρευνα δεν επιτρέπει την διατύπωση νέας

μεθοδολογίας με βάση την μέθοδο των μετακινήσεων, τουλάχιστον στην άμεση μορφή της όπως διατυπώνεται π.χ. από τους Priestley και Kowalski.

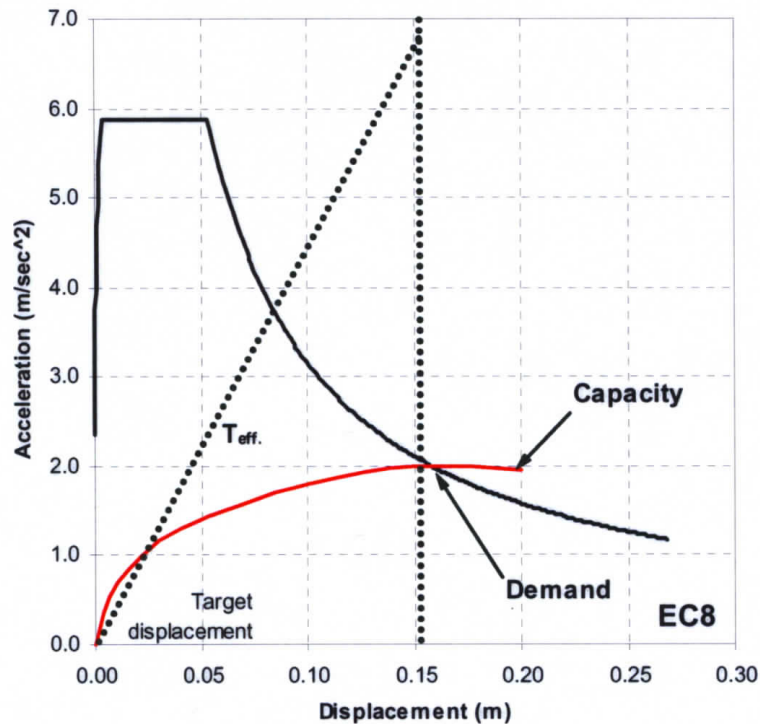
Είναι όμως αλήθεια ότι τα αποτελέσματα της έρευνας δείχνουν ότι θα μπορούσε να εφαρμοστεί η ίδια μεθοδολογία που ακολούθησε η παρούσα έρευνα. Η μεθοδολογία αυτή συνίσταται σε συνδυασμό στατικών μη-γραμμικών αναλύσεων μονοτονικά αυξανόμενης φόρτισης (ΣΜΓΑ) και ελαστικών δυναμικών αναλύσεων (ΕΔΑ) χωρίς την χρήση συντελεστή συμπεριφοράς ($\alpha = 1$). Μια τέτοια διαδικασία περιλαμβάνει τα ακόλουθα στάδια:

- α. Εκτίμηση των θέσεων των πλαστικών αρθρώσεων των βάρων και των οπλισμών των αντίστοιχων διατομών (με χρήση του ελάχιστου οπλισμού σε πρώτη προσέγγιση εφόσον δεν κριθεί σκόπιμη η χρήση αυξημένου οπλισμού).
- β. ΕΔΑ του συστήματος (φασματική) με χρήση δυσκαμψίας των πλαστικών στοιχείων που ανταποκρίνεται στην μετακίνηση διαρροής με τους προαναφερθέντες οπλισμούς. Η ανάλυση αυτή δίνει την μετακίνηση στόχο του επόμενου σταδίου.
- γ. ΣΜΓΑ του συστήματος μέχρι την προαναφερθείσα μετακίνηση στόχο. Αν οι μετακινήσεις των κεφαλών των βάρων είναι μικρότερες από τις οριακές μετακινήσεις σεισμικής αστοχίας και εφόσον η αντίστοιχη επιπόνηση του φορέα δεν οδηγεί σε ουσιαστική διαρροή του, οι επιλεγέντες οπλισμοί των πλαστικών αρθρώσεων είναι ικανοποιητικοί. Απομένει να γίνει ικανοτική ανάλυση των υπολοίπων περιοχών και μη-πλαστικών μορφών αστοχίας.
- δ. Αν σε κάποιο ή κάποια βάρη η μετακίνηση υπερβαίνει την μετακίνηση αστοχίας πρέπει να γίνει αύξηση του οπλισμού και επανάληψη των σταδίων α, β και γ μέχρι να ικανοποιηθεί η συνθήκη:

$$\text{απαιτούμενη μετακίνηση} \leq \text{μετακίνηση σεισμικής αστοχίας}$$

Σημειώνεται ότι στην διαδικασία αυτή η αύξηση του οπλισμού στο στάδιο (α) στοχεύει ουσιαστικά σε μείωση της απαιτούμενης μετακίνησης μέσω της αντίστοιχης αύξησης της δυσκαμψίας των κρίσιμων βάρων. Αντίθετα η μετακίνηση αστοχίας ελάχιστα μεταβάλλεται πρακτικώς. Η παρατήρηση αυτή θα πρέπει να αξιοποιηθεί για την εκτίμηση της απαιτούμενης αύξησης οπλισμού. Η μεθοδολογία αυτή ανήκει καθαρά στην κατηγορία της μεθόδου μετακίνησης καθώς χρησιμοποιεί σαν κριτήριο αστοχίας (ή/και ενδιάμεσων οριακών καταστάσεων) αποκλειστικά μεγέθη μετακίνησης.

Στο Σχήμα 2 παρουσιάζουμε ενδεικτικά τις καμπύλες αστοχίας (Capacity) και απαίτησης (Demand) οι οποίες αφορούν τη γέφυρα Νο 1 χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα για το κέντρο μάζας του παραμορφωμένου φορέα.



Σχήμα 2. Καμπύλες αστοχίας (Capacity) και απαίτησης (Demand) της γέφυρας No 1 χωρίς δέσμευση στα ακρόβαθρα για το κέντρο μάζας του παραμορφωμένου φορέα.

3. Πρόταση απαιτούμενης πρόσθετης έρευνας

Είναι σαφές ότι απαιτείται πολύ σημαντική πρόσθετη έρευνα στον τομέα αυτόν. Η παρούσα έκθεση δείχνει ιδιαίτερα την ανάγκη αυτή στους ακόλουθους τομείς:

- α. Ελεγχο ή/και βελτίωση των προτεινόμενων κανόνων εκτίμησης της σεισμικής αστοχίας διατομής με ευρύτερη βάση πειραματικών αποτελεσμάτων που ήδη υφίστανται και συνεχώς διευρύνονται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο καμπτική αλλά και διατμητική αστοχία.
- β. Χρησιμοποίηση των παραπάνω κανόνων για την βελτίωση των κανόνων ελάχιστης απαιτούμενης περίσφιγξης διατομών σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων με ενδεχόμενη διαφοροποίηση ανάλογα με τον τύπο της διατομής και με αποτίμηση της επίδρασης διαξονικής επιπόνησης.
- γ. Επέκταση του εύρους των παραμετρικών διερευνήσεων για την συστηματικότερη κάλυψη και άλλων τύπων και διατάξεων μη-κανονικών γεφυρών.
- δ. Διερεύνηση των περιπτώσεων στις οποίες η ΣΜΓΑ δεν προσεγγίζει την πραγματική μορφή αστοχίας της γέφυρας και εξαγωγή αντίστοιχων κανόνων σχεδιασμού.