

# Αντισεισμική Μελέτη Γέφυρας Ρίου – Αντιρρίου

Π. Παπανικόλας

*Τεχνικός Διευθυντής, Κοινοπραξία Γέφυρα.*

Α. Βλάμης-Σταθόπουλος

*Συντονιστής Μελετητής, Κοινοπραξία Γέφυρα.*

*Λέξεις κλειδιά:* καλωδιωτή γέφυρα, ενθέματα, μη-γραμμική ανάλυση, περίσφιξη σκυροδέματος υψηλής αντοχής

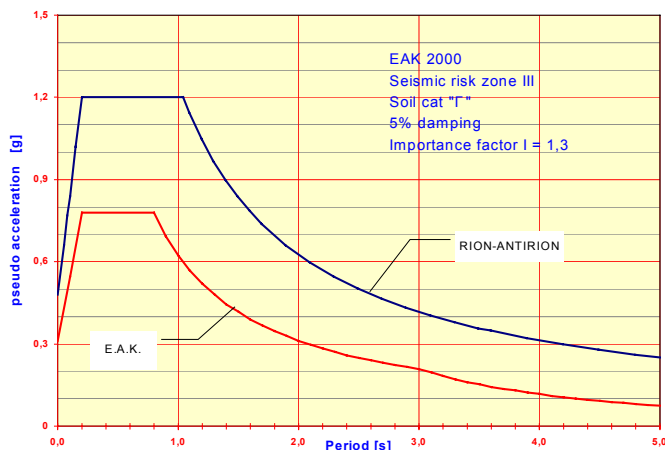
**ΠΕΡΙΛΗΨΗ:** Το μεγάλο βάθος θεμελίωσης, η υψηλή σεισμικότητα της περιοχής, οι τεκτονικές μετακινήσεις και η μέτρια ποιότητα του υπεδάφους αποτελούν τις τεχνικές προκλήσεις τόσο της μελέτης όσο και της κατασκευής της Γέφυρας Ρίου-Αντιρρίου. Για τη ζεύξη του θαλασσιού τμήματος επελέγει ο τύπος της καλωδιωτής γέφυρας πολλαπλών ανοιγμάτων. Οι πυλώνες με μέγιστο ύψος έως και 227 μέτρα, κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα, το δε κατάστρωμα είναι μια σύμμικτη κατασκευή. Στο άρθρο παρουσιάζονται η καλωδιωτή γέφυρα, οι παραδοχές σχεδιασμού, η αντισεισμική μελέτη και η διαστασιολόγηση των κρίσιμων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος.

## 1. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Στον Κορινθιακό Κόλπο και κυρίως στις βόρειες ακτές της Πελοποννήσου υπάρχουν πολλά ενεργά τεκτονικά ρήγματα. Τα γνωστότερα είναι αυτά του Ξυλόκαστρου, Αιγίου, Ελίκης, Ψαθόπυργου και Πάτρας. Τα τεκτονικά αυτά ρήγματα προκαλούν τις τεκτονικές μετακινήσεις και την πλειοψηφία των σεισμών που συμβαίνουν στην ευρύτερη περιοχή του έργου. Η κυρίως γέφυρα του Ρίου-Αντιρρίου σχεδιάστηκε ώστε να μπορεί να παραλάβει οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις της τάξης των δύο μέτρων μεταξύ δύο διαδοχικών βάθρων θεμελίωσης, σε συνδιασμό με ελαφρά κλίση των πυλώνων (1/500).

Ως προς τη σεισμικότητα της περιοχής, ιστορική αναδρομή έδειξε ότι η ευρύτερη περιοχή του Πατραϊκού και Κορινθιακού Κόλπου δέχεται σεισμικές δονήσεις με εντάσεις που ξεπερνούν την τιμή 6 της κλίμακας Richter (M6). Το σχεδιαστικό φάσμα σεισμικής απόκρισης στη στάθμη επιφάνειας του πυθμένα της θάλασσας έχει μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ίση με 48% της επιτάχυνσης της βαρύτητας, και μέγιστη επιτάχυνση απόκρισης, για περιόδους από 0,2 έως 1,04 , ίση με 1,2 φορές την επιτάχυνση της βαρύτητας. Το συγκεκριμένο φάσμα αντιστοιχεί σε σεισμό με περίοδο επαναφοράς τα 2000 χρόνια. Στο σχήμα 1 το φάσμα σχεδιασμού της Γέφυρας Ρίου-Αντιρρίου συγκρίνεται με το φάσμα σχεδιασμού που προβλέπει ο Ε.Α.Κ. 2000 για την περιοχή της ζεύξης (λαμβάνοντας υπόψη και συντελεστή σπουδαιότητας 1,3). Αξίζει να σημειωθεί ότι από τους συνδιασμούς φόρτισης οριακής αστοχίας που προβλέπει ο Κ.Μ.Ε., ο δυσμενέστερος είναι αυτός του σεισμού σχεδιασμού με ταυτόχρονη επιβολή του 50% των τεκτονικών μετακινήσεων.

Γεωτεχνικές έρευνες στις θέσεις θεμελίωσης και σε βάθη έως και 100 μέτρα κάτω από τον πυθμένα της θάλασσας, έδειξαν ότι το υπέδαφος αποτελείται από παχιές αργιλικές στρώσεις εναλλασσόμενες με στρώσεις λεπτής άμμου και ιλύος. Το υπέδαφος για να μπορέσει να υποστηρίξει τη Γέφυρα στην περίπτωση του σεισμού σχεδιασμού χρειαζόταν ενίσχυση.

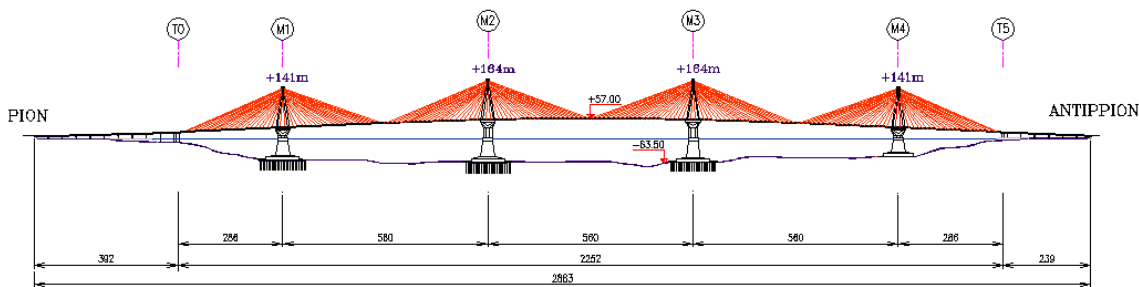


Σχήμα 1. Φάσμα σεισμικής απόκρισης

## 2. ΤΕΧΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Για τη ζεύξη του θαλάσσιου τμήματος (μήκους 2,252 μ), επελέγει ο τύπος της καλωδιωτής γέφυρας πολλαπλών ανοιγμάτων. Υπάρχουν επίσης, εκατέρωθεν της κυρίως γέφυρας, δύο γέφυρες πρόσβασης, μήκους 240 μ. στην πλευρά του Αντιρρίου και 1000 μ. στην πλευρά του Ρίου.

Η κυρίως καλωδιωτή γέφυρα αποτελείται από τρία κεντρικά ανοίγματα των 560 μέτρων και δύο ακραία των 286 μέτρων, αντίστοιχα. Το κατάστρωμα αναρτάται σε τέσσερις πυλώνες μέσα στη θάλασσα και στηρίζεται σε δύο ακρόβαθρα στις ακτές (Σχήμα 2).

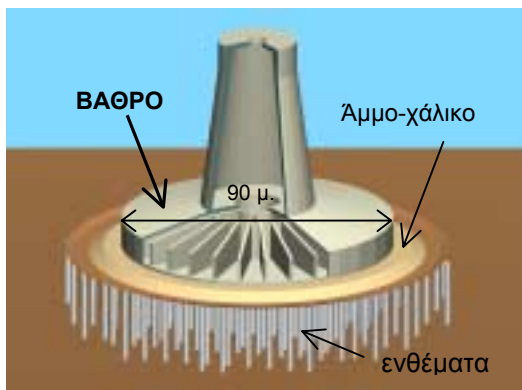


Σχήμα 2: Μηκοτομή της γέφυρας Ρίου-Αντιρρίου

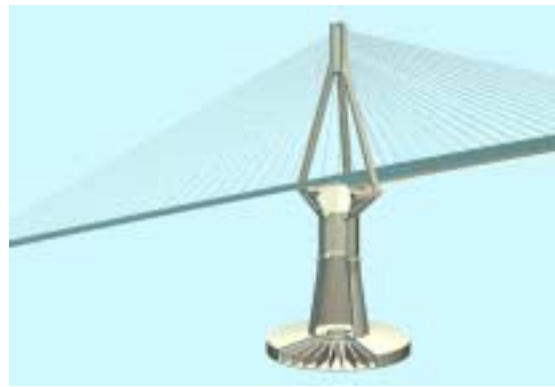
### 2.1 Η θεμελίωση

Οι πυλώνες της κυρίως γέφυρας, εδράζονται σε βάθη που κυμαίνονται από 48 μ. έως 64 μ.. Το υπέδαφος θεμελίωσης στον πυθμένα της θάλασσας θα έχει προηγουμένως εξυγιανθεί με εκσκαφή και ενισχυθεί με 'ενθέματα'. Πρόκειται για μεταλλικούς σωλήνες διαμέτρου 2 μ., πάχους 20 χιλ., και μήκος που κυμαίνεται από 25 έως 30 μ., η μεταξύ τους δε απόσταση είναι 7 μ. με 8 μ.. Οι

σωλήνες αυτοί ενισχύουν μια επιφάνεια στο βυθό της τάξης των 23,000 μ<sup>2</sup>. Η επιφάνεια έδρασης του βάρου δημιουργείται από τη διάστρωση μια ελεγχόμενης διαβάθμισης αδρανών υλικών (στρώσεις άμμου και χαλικιού) συνολικού πάχους 3,00 μ (σχήμα 3). Αξίζει να σημειωθεί ότι τα τέσσερα βάρη εδράζονται στο προαναφερθέν υλικό, χωρίς να υπάρχει κάποιο είδος σύνδεσης (πάκτωσης) μεταξύ βάρου και θεμελίωσης. Η τεχνολογία αυτή θεμελίωσης χρησιμοποιείται στις εξέδρες πετρελαίου ανοιχτής θαλάσσης για τη θεμελίωση σε μεγάλα βάθη (συστήματα βαρύτητας – gravity base systems). Σε σεισμογενείς περιοχές, όπως είναι η περίπτωση της γέφυρας Ρίο-Αντιρρίου, τα συστήματα βαρύτητας αποκτούν ιδιαίτερη σημασία για τη σεισμική προστασία της ανωδομής. Η διεπιφάνεια έδρασης αποτελεί ένα φυσικό μηχανισμό μόνωσης της ανωδομής από τη σεισμική διέγερση, εφόσον το μέγιστο οριζόντιο φορτίο που μπορεί να επιβληθεί στο βάρη είναι ισοδύναμο με τη δύναμη τριβής.



Σχήμα 3 Το Σύστημα θεμελίωσης

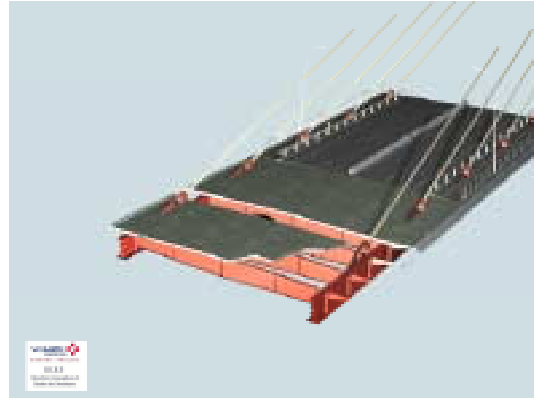
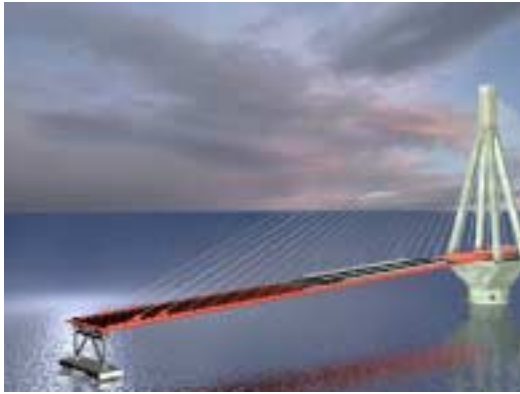


Σχήμα 4 Η ανωδομή

## 2.2 Η ανωδομή

Οι πυλώνες με ύψος έως και 227 μέτρα (από τον πυθμένα της θάλασσας) κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και εδράζονται με βάρη που έχουν πέλματα διαμέτρου 90 μ. (Σχήμα 3). Η κεφαλή του βάρου έχει τη μορφή ανεστραμμένης πυραμίδας ύψους περίπου 15 μέτρων, που καταλήγει σε μια τετράγωνη βάση με περιμετρικά προ-εντεταμένα δοκάρια (21 καλώδια 37T15 σε κάθε δοκό) μήκους 40 μέτρων, πλάτους 6 μέτρα και ύψους 3,5 μέτρα. Ο κάθε πυλώνας αποτελείται από τέσσερις βραχίονες κοίλης διατομής (4 μ. επί 4 μ.) πάχους 70 εκ., που καταλήγουν στην κεφαλή του πυλώνα όπου αγκυρώνονται τα 46 ζεύγη των καλωδίων ανάρτησης του καταστρώματος. Η κεφαλή του πυλώνα είναι μια σύμμικτη κατασκευή με ένα μεταλλικό κορμό (ύψους 33 μέτρων) που καλείται να παραλάβει τη δύναμη αγκύρωσης του κάθε καλωδίου (Σχήμα 4). Η μεταλλική κεφαλή εδράζεται στην πλάκα σύνδεσης των τεσσάρων βραχίωνων και λειτουργεί σύμμικτα με μια κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος μέσω διατμητικών συνδέσμων. Για να αντιμετωπιστεί η ασύμμετρη φόρτιση που προκαλούν τα καλώδια στην κεφαλή του πυλώνα στην περίπτωση του σεισμού σχεδιασμού, έχει τοποθετηθεί εξωτερική κατακόρυφη προένταση (16 καλώδια 37T15 σε κάθε πυλώνα).

Το κατάστρωμα της γέφυρας με πλάτος 27.2 μ., θα εξυπηρετεί δύο λωρίδες κυκλοφορίας σε κάθε κατεύθυνση. Είναι μια σύμμικτη κατασκευή με μεταλλικό σκελετό που συνδέεται διατμητικά με την, από οπλισμένο σκυρόδεμα, πλάκα καταστρώματος πάχους 25 εκ. Αξίζει να σημειωθεί ότι το κατάστρωμα είναι συνεχές σε όλο το μήκος των 2,252 μέτρων, και πλήρως αναρτημένο από τις κεφαλές των τεσσάρων πυλώνων με 368 καλώδια ομοιόμορφα διανεμημένα ανά 12 μ. κατά μήκος του καταστρώματος (Σχήμα 5).



Σχήμα 5 Το κατάστρωμα

Το κατάστρωμα στο μεταβατικό βάθρο στηρίζεται σε ένα μεταλλικό αρθρωτό πλαίσιο (σχήμα 5) που καλείται να αποτρέψει το ανασήκωμα του καταστρώματος και να παραλάβει τις συστολοδιαστολές και τις μεγάλες διαμήκειες (+2,81m, -2,20m) και εγκάρσιες ( $\pm 2,50$ m) μετακινήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού.



Σχήμα 6: Η σεισμική μόνωση του καταστρώματος – Δοκιμές συμπεριφοράς

Το κατάστρωμα συνδέεται με τους πυλώνες στην εγκάρσια διεύθυνση, με σύστημα σεισμικής απόσβεσης, το οποίο συνίσταται από τέσσερις αποσβεστήρες σε κάθε πυλώνα και από δύο στα μεταβατικά βάθρα (σχήμα 6). Κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, λοιπόν, οι αποσβεστήρες με φέρουσα ικανότητα 320 τόνων ο καθένας, καλούνται να παραλάβουν εγκάρσιες σχετικές μετατοπίσεις του καταστρώματος της τάξης των  $\pm 1,60$  μέτρων, με ταχύτητες που προσεγγίζουν τα 1.6 m/s.

Η συμπεριφορά των αποσβεστήρων είναι ιξώδης μη γραμμική, σύμφωνα με τη σχέση  $F = 3 \cdot V^{0,15}$ , όπου F είναι η δύναμη σε MN και V η ταχύτητα σε m/sec. Για την επιβεβαίωση της σταθερότητας του καταστατικού νόμου συμπεριφοράς των αποσβεστήρων για τους διάφορους κύκλους φόρτισης,

απαιτήθηκαν πειραματικές δοκιμές σε προσομοίωμα κλίμακας 1:1. Οι δοκιμές αυτές πραγματοποιήθηκαν σε εργαστήριο του Πανεπιστημίου του Σαν Ντιέγκο, στην Καλιφόρνια (σχήμα 6).

### 3. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΗΣ ΚΥΡΙΩΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

#### 3.1 Σχεδιασμός με βάση την επίδοση

Ο σχεδιασμός της Κυρίως Γέφυρας για το σεισμό έγινε με βάση την επίδοση (seismic performance). Ο συνδιασμός φόρτισης που διαστασιολογεί τόσο τη θεμελίωση όσο και την ανωδομή, είναι αυτός της οριακής κατάστασης αστοχίας για το σεισμό σχεδιασμού και 50% των τεκτονικών μετακινήσεων. Για το σεισμό σχεδιασμού, λοιπόν, με μέση περίοδο επανάληψης 2000 χρόνια και πιθανότητα υπέρβασης 5% (για τα 120 χρόνια διάρκειας ζωής του έργου), ορίστηκαν τα ακόλουθα επίπεδα επίδοσης της κατασκευής. Για τα φέροντα στοιχεία αποδεχθήκαμε περιορισμένες βλάβες σε συγκεκριμένες ελεγχόμενες ζώνες. Οι πυλώνες, το κατάστρωμα και τα καλώδια διατηρούν σχεδόν ανέπαφη την προ του σεισμού αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι «βλάβες» επικεντρώνονται στα ακόλουθα σημεία:

- Πιθανή αποφλοίωση των κάτω άκρων των βραχιόνων
- Λειτουργία του συστήματος αποσβεστήρων
- Ολίσθηση της διεπιφάνειας «θεμελίωσης – βάσης πυλώνα»

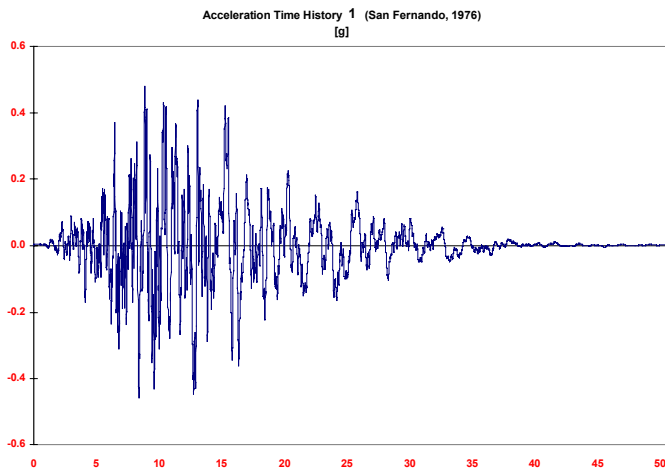
Για τα μη φέροντα στοιχεία (π.χ. αρμοί συστολο-διαστολής), αποδεχθήκαμε το επίπεδο επίδοσης «προστασία ζωής» που αντιστοιχεί σε σημαντικές βλάβες, αποφεύγοντας ωστόσο την μερική ή ολική κατάρρευση. Οι βλάβες μπορεί να είναι επισκευάσιμες ή όχι με βάση οικονομικά κριτήρια.

Για την συνολική επίδοση της Κυρίως Γέφυρας στο σεισμό σχεδιασμού θα μπορούσαμε να θεωρήσουμε ότι θα έχουμε άμεση χρήση μετά τον σεισμό με κάποιες προσωρινές παρεμβάσεις στα μη φέροντα στοιχεία. Πρόκειται για διευρυσμένους στόχους σχεδιασμού που εφαρμόζονται σε ειδικές κατασκευές (σχολεία, νοσοκομεία, σταθμοί κ.τ.λ.). Σημειώνεται ότι για τους συχνούς σεισμούς, ακόμη και για τον σπάνιο σεισμό που προβλέπει ο ΕΑΚ (με περίοδο επαναφοράς τα 475 χρόνια), οι βλάβες θα είναι ασήμαντες και η συνέχιση της λειτουργίας της γέφυρας ανεπηρέαστη.

#### 3.2 Μέθοδοι υπολογισμού – Δυναμική μη-γραμμική ανάλυση με επιταχυνσιογραφήματα

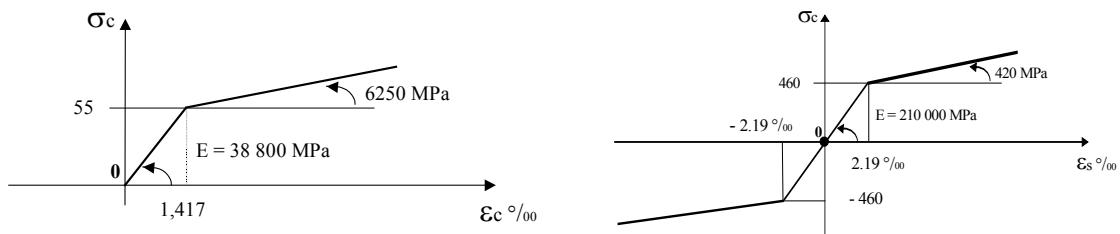
Η συμπεριφορά του ενισχυμένου υπεδάφους υπολογίστηκε με μη γραμμική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία, καθώς και με οριακή ανάλυση με μηχανισμούς αστοχίας. Αξίζει να σημειωθεί ότι η πρόβλεψη της συμπεριφοράς του υπεδάφους θεμελίωσης με τις προαναφερθείσες μεθόδους επιβεβαιώθηκε και με φυγόκεντρες γεωτεχνικές δοκιμές.

Η απόκριση της κυρίως γέφυρας στο προδιαγραφόμενο σεισμό υπολογίζεται με δυναμική, μη γραμμική ανάλυση στο χρόνο με τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα προσαρμοσμένα στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού που προβλέπει ο Κ.Μ.Ε., με επιτάχυνση εδάφους 0,48g (Σχήμα 7). Επίσης έγιναν έλεγχοι χρησιμοποιώντας φυσικά επιταχυνσιογραφήματα από το σεισμό του Αιγίου (1995). Αφού πρώτα ελεγχθεί η μεταξύ τους ανεξαρτησία, τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα εφαρμόστηκαν (τυχαία ανά τρία) στις τρεις κύριες κατευθύνσεις και σε όλα τα βάθρα θεμελίωσης. Για την κατακόρυφη συνιστώσα χρησιμοποιείται μειωτικός συντελεστής 0,7. Συνολικά, έγιναν δυναμικές αναλύσεις με δέκα διαφορετικές ‘τριπλέτες’ επιταχυνσιογραφημάτων, για τον συνδιασμό των οποίων εφαρμόστηκαν οι απαιτήσεις του Παραρτήματος Ε του Ευρωκώδικα 8.2 του 1994.



Σχήμα 7: Τεχνητό επιταχυνσιογράφημα (San Fernando, 1976)

Η προσομοίωση της κατασκευής είναι τρισδιάστατη και συμπεριλαμβάνει ολόκληρη τη γέφυρα (16,000 στοιχεία, 20,000 βαθμούς ελευθερίας). Η ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία περιλαμβάνει μεγάλες παραμορφώσεις και μη γραμμικούς καταστατικούς νόμους συμπεριφοράς των διαφόρων υλικών που χρησιμοποιήθηκαν. Στο σχήμα 8 παρουσιάζονται οι καταστατικοί νόμοι που χρησιμοποιήθηκαν για το σκυρόδεμα και τον κύριο οπλισμό.



Σχήμα 8: Καταστατικοί νόμοι συμπεριφοράς σκυροδέματος C60/75 και χάλυβα S500S

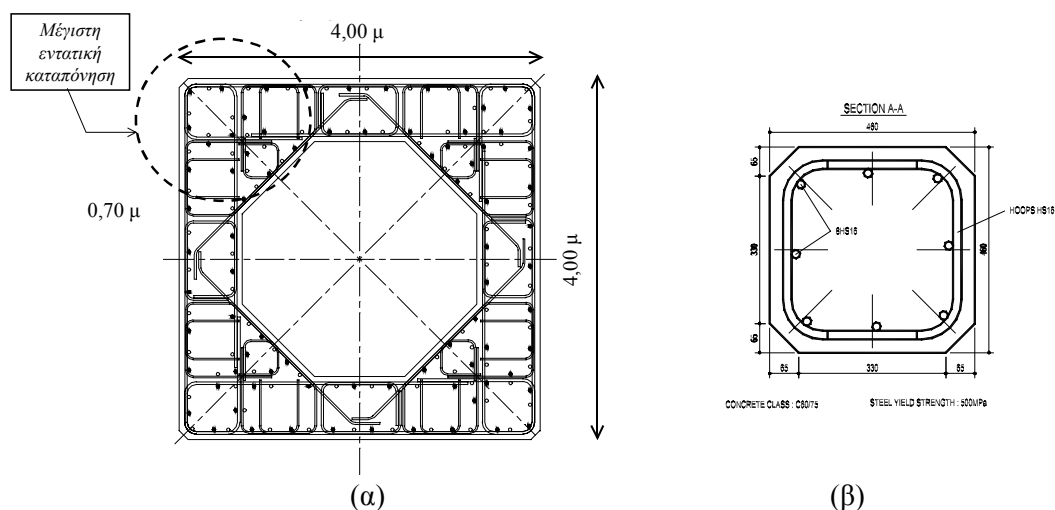
Για τις περιοχές των βραχιόνων όπου εφαρμόστηκαν οι ειδικές διατάξεις περίσφιξης του Ευρωκώδικα 8.2:1994 – Κεφ. 6, χρησιμοποιήθηκε ο καταστατικός νόμος περισφιγμένου σκυροδέματος του Mander (Priestley, 1999), που λαμβάνει υπόψη του την αύξηση αντοχής και πλαστιμότητας (δες παράγραφο 3.3).

Οι άλλες μη-γραμμικότητες του μοντέλου περιλαμβάνουν το ρεολογικό μοντέλο προσομοίωσης της κινηματικής αλληλεπίδρασης εδάφους – ανωδομής, καθώς και την ιξώδη συμπεριφορά των αποσβεστήρων που χρησιμοποιούνται για την εγκάρσια σεισμική μόνωση ανάμεσα στο κατάστρωμα και τους πυλώνες.

### 3.3 Καταστατικός νόμος περισφιγμένου σκυροδέματος υψηλής αντοχής

Λόγω της κατακόρυφης αλλαγής της δυσκαμψίας από το βάθρο (ανεστραμμένη πυραμίδα, βλέπε Σχήμα 4) στους τέσσερις βραχίονες του πυλώνα, κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, υπάρχει πιθανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των βραχιόνων. Αναφέρουμε ότι οι βραχίονες, με ορθογωνική κοίλη διατομή 4μ. x 4μ. x 0,7μ., έχουν κατακόρυφο ύψος 80 μέτρα. Στις ζώνες, λοιπόν, με πιθανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων (18 μέτρα στο άνω και κάτω άκρο του βραχίονα) εφαρμόστηκαν οι ειδικοί κανόνες διαμόρφωσης λεπτομερειών οπλισμού περίσφιξης, που προβλέπονται από το Ευρωκώδικα 8.2:1994 – Κεφ. 6 για συστήματα πλάστιμης συμπεριφοράς. Τα γεωμετρικά στοιχεία της περισφιγμένης διατομής δίνονται παρακάτω (Σχήμα 9):

- Καθαρό εμβαδόν:  $A_n = 10,5 \text{ m}^2$ .
- Διαμήκης οπλισμός: 160 ράβδους  $\Phi 32$ ,  $\rho_l = 1,23\%$
- Οπλισμός περίσφιξης:  $\Phi 20$ , ογκομετρικό ποσοστό  $\rho_s = 1,5\%$
- Ποιότητες υλικών: Σκυρόδεμα C60/75, χάλυβας S5005.



Σχήμα 9: (α) Περισφιγμένη διατομή βραχίονα, (β) διατομή δοκιμίου

Για την προσομοίωση του καταστατικού νόμου 'τάσης – παραμόρφωσης' του περισφιγμένου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο του Mander (Mander et al., 1988) το οποίο είναι σε θέση να εκτιμήσει την αύξηση αντοχής και πλαστιμότητας ανάλογα με τη διάταξη του εγκάρσιου οπλισμού και την ενεργώς περισφιγμένη διατομή. Το μοντέλο Mander έχει επιβεβαιωθεί πειραματικά για σκυροδέματα κανονικής αντοχής (έως 40 Mpa). Για να εφαρμοστεί στην περίπτωση της Γέφυρας Ρίου-Αντιρίου με αντοχή σκυροδέματος C60/75, ο Ελεγκτής Μελέτης απαίτησε να πραγματοποιηθούν πειράματα περίσφιξης μονο-αξονικής θλιπτικής φόρτισης, που να επιβεβαιώνουν το διάγραμμα 'τάσης – παραμόρφωσης' ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) που ελήφθη υπόψη στην δυναμική ανάλυση.

Τα πειράματα περίσφιξης πραγματοποιήθηκαν στο εργαστήριο Seismic Response Modification Device (SRMD) της Caltrans, στο τμήμα Μηχανικής Κατασκευών του Πανεπιστημίου της Καλιφόρνιας, Σαν-Ντιέγκο. Σκοπός ήταν να πραγματοποιηθούν πειράματα μονο-αξονικής θλιπτικής φόρτισης σε αντιπροσωπευτικά περισφιγμένα και μη-περισφιγμένα δοκίμια μεγάλης κλίμακας, με έμφαση στην αποτύπωση του μετά-τη-διαρροή φθίνοντα κλάδου του διαγράμματος

‘σ-ε’. Για να επιτευχθεί αυτό, τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν με ελεγχόμενη επιβολή της παραμόρφωσης. Ο ρυθμός επιβολής της παραμόρφωσης ήταν 0,0686 mm/sec.

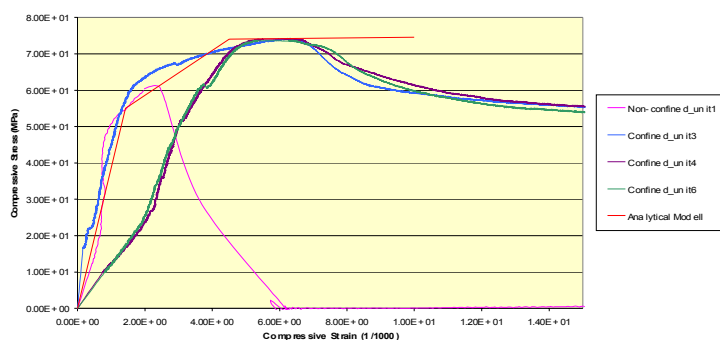
Τα χαρακτηριστικά των δοκιμών ήταν τα ακόλουθα (Σχήμα 9):

- Διαστάσεις: 455mm x 455mm x 135mm, με επικάλυψη 30mm
- Αντοχές υλικών: Σκυρόδεμα C60/75, Οπλισμός S5005
- Διαμήκης οπλισμός: 8Φ16
- Εγκάρσιος οπλισμός: 2Φ16 ανά 90mm

Συνολικά κατασκευάστηκαν έξι δοκίμια (τρία άοπλα και τρία περισφιγμένα) από δύο διαφορετικά χαρμάνια σκυροδέματος. Όλα τα δοκίμια παρασκευάστηκαν στο εργοτάξιο του Αντιρίου από σκυρόδεμα της παραγωγής.

Τα περισφιγμένα δοκίμια ήταν αντιπροσωπευτικά της γωνίας της διατομής του βραχίονα που είναι η πλέον καταπονούμενη ζώνη, από τη δυσμενέστερη σεισμική φόρτιση κατά τη διαγώνιο διεύθυνση του πυλώνα (Σχήμα 9α).

Στο σχήμα 10 απεικονίζονται τα διαγράμματα ‘τάσης-παραμόρφωσης’ των τριών περισφιγμένων δοκιμών και ενός άοπλου. Στο ίδιο διάγραμμα παρουσιάζεται επίσης η θεωρητική πρόβλεψη σύμφωνα με το μοντέλο Mander. Συνοπτικά, στον Πίνακα 1 δίνονται οι μέγιστες αντοχές ( $f_{cc}$ ), και οι αντίστοιχες ανηγμένες παραμορφώσεις ( $\epsilon_{cc}$ ), καθώς επίσης και η μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση ( $\epsilon_{cu}$ ) δύο άοπλων δοκιμών και των τριών περισφιγμένων. (Το άοπλο δοκίμιο Δ2 είχε πρόωρη μη-ελεγχόμενη θραύση και για το λόγο αυτό δεν συμπεριλήφθη στον Πίν. 1).



Σχήμα 10 Διάγραμμα ‘τάσης-παραμόρφωσης’ περισφιγμένου σκυροδέματος

Πίνακας 1. Πειραματικά αποτελέσματα και σύγκριση με το θεωρητικό Προσομοίωμα

Δοκίμιο	Δ1-άοπλο 1 <sup>st</sup> batch	Δ5-άοπλο 2 <sup>nd</sup> batch	Δ3-περισφ. 1 <sup>st</sup> batch	Δ4-περισφ. 1 <sup>st</sup> batch	Δ6-περισφ. 2 <sup>nd</sup> batch	Πρόβλεψη Mander
Μέγιστη τάση $f_{cc}$ (MPa)	59,900	63,338	74,136	74,075	73,652	74
Ανηγμένη παρ/φωση στη $f_{cc}$ , $\epsilon_{cc}$ ( $\times 10^{-3}$ )	1,9685	1,7179	6,3069	5,4850	5,3294	4,5
Μέγιστη ανηγμένη παρ/φωση, $\epsilon_{cu}$ ( $\times 10^{-3}$ )	-	-	8,4375	9,2969	9,2188	8,8



Για τις πειραματικές καμπύλες 'σ-ε', η μέγιστη θλιπτική ανηγμένη παραμόρφωση,  $\varepsilon_{cu}$ , αντιστοιχεί στο σημείο που τέμνει η τάση  $0,85 \times f'_{cc}$  τον φθίνοντα κλάδο του διαγράμματος. Η θεωρητική μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση στο μοντέλο εκτιμήθηκε από την εξίσωση που προτείνει ο Priestley (Priestley, 1999, παρ. 5.2.2 και 5.2.3):

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_s \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (1)$$

όπου,  $\rho_s$  είναι το ογκομετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού,  $f_{yh}$  το όριο διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού,  $f'_{cc}$  η αντοχή του σκυροδέματος και  $\varepsilon_{su}$  η μέγιστη και ελάχιστη ανηγμένη παραμόρφωση του χάλυβα. Για τις ζώνες με πιθανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων η εξ. (1) δίνει  $\varepsilon_{cu} \approx 0,0088$ .

Από τα διαγράμματα του σχήματος 10 καθώς και τον πίνακα 1 είναι προφανείς ότι ο καταστατικός νόμος 'τάσης-παραμόρφωσης' του Mander είναι σε θέση να προβλέψει την συμπεριφορά του περισφιγμένου σκυροδέματος με ακρίβεια τόσο για τις αντοχές όσο και για τις ανηγμένες παραμορφώσεις.

#### 3.4 Κριτήρια αποδοχής για το σεισμό σχεδιασμού

Για την ανάλυση (που ήταν μη-γραμμική με πλήρη προσομοίωση των καταστατικών νόμων συμπεριφοράς) και τον έλεγχο των διατομών χρησιμοποιήθηκε συντελεστής συμπεριφοράς ίσος με ένα. Με εξαίρεση στα σημεία της κατασκευής στα οποία επιτρέπονται ελεγχόμενες βλάβες, οι εσωτερικές δυνάμεις των διατομών δεν θα πρέπει να ξεπερνούν το όριο διαρροής. Εξαιτίας της ψαθιάς συμπεριφοράς τους, πρόσθετοι συντελεστές ασφαλείας απαιτούνται για τα καλώδια, των οποίων η τάση δε θα πρέπει σε καμιά περίπτωση να ξεπερνά το 70% της εγγυημένης αντοχής αστοχίας.

Για τα μέλη των οποίων οι επιπονήσεις είναι πέραν του ορίου διαρροής τα κριτήρια αποδοχής είναι συνδεδεμένα με τις παραμορφώσεις και συμφωνήθηκαν με τον Ελεγκτή της Μελέτης:

- (i) Θεμελίωση: Οι σχετικές μετακινήσεις στη διεπιφάνεια θεμελίωσης-βάθρου θα πρέπει να είναι της τάξης των εκατοστών και σε καμιά περίπτωση η παραμένουσα μετακίνηση δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τα 20 cm. Η δε παραμένουσα στροφή δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει 1/1000.
- (ii) Για τις ζώνες ελεγχόμενων βλαβών των πυλώνων (περισφιγμένες ζώνες με πιθανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων), η ανηγμένη παραμόρφωση του σκυροδέματος θα πρέπει να βρίσκεται στον ανιόντα κλάδο του διαγράμματος 'σ-ε' (Σχήμα 10), και για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας να μην υπερβαίνει την τιμή των  $2,2 \times 10^{-3}$  (καθαρή θλίψη) και  $3,5 \times 10^{-3}$  (για κάμψη). Στην περίπτωση του σεισμού σχεδιασμού, για τις περισφιγμένες ζώνες, η μέγιστη επιτρεπόμενη ανηγμένη παραμόρφωση του σκυροδέματος ανέρχεται σε  $4,5 \times 10^{-3}$  (Πιν. 1).
- (iii) Αντιστοίχως, η εφελκυστική ανηγμένη παραμόρφωση του οπλισμού ( $\varepsilon_{sd}$ ) δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τις τιμές των  $10 \times 10^{-3}$  για όλες τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, πλην του σεισμού σχεδιασμού. Για την οριακή κατάσταση αστοχίας από το σεισμό σχεδιασμού η μέγιστη επιτρεπόμενη  $\varepsilon_{sd}$  είναι  $25 \times 10^{-3}$  (σύμφωνα με τον DIN 1045-1, παρ. 6.2.4)

(iv) Για να έχει πλαστική συμπεριφορά, το ποσοστό του αξονικού θλιπτικού φορτίου στους βραχίονες δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την τιμή που προτάθηκε από τον Priestley για κοίλες ορθογωνικές διατομές:

$$\eta = P / (f'_c \cdot A_g) \leq 0,20 \quad (2)$$

$$\text{ή} \quad P_{\max} \leq 0,20 \cdot (60 \cdot 15,92) = 191 \text{ MN}$$

όπου  $A_g$  είναι η συνολική μεικτή διατομή,  $f'_c$  η αντοχή σκυροδέματος και  $P$  η αξονική δύναμη.

### 3.5 Μή γραμμική στατική μέθοδο (Μέθοδος των μετακινήσεων - push over)

Οι συνθήκες (i), (ii) και (iii) που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 3.4 ικανοποιήθηκαν και για δέκα τριπλέτες ιστορικών επιταχύνσεων.

Οστόσο, η συνθήκη (iv) πλαστικής συμπεριφοράς δεν ικανοποιήθηκε για όλες τις τριπλέτες ιστορικών επιταχύνσεων. Η μέγιστη τιμή του ποσοστού αξονικού θλιπτικού φορτίου ήταν  $\eta=0,32$  ( $P_{\max} = 303 \text{ MN}$ ). Οι επιπτώσεις που θα είχε η αύξηση της διατομής ώστε να ικανοποιηθεί η συνθήκη (iv) ήταν σημαντικές (π.χ. αλλαγή της γεωμετρίας του πυλώνα και της κεφαλής του βάθρου, σημαντική αύξηση του βάρους του πυλώνα και επομένως των ιδιοσυχνοτήτων ταλάντωσης και σεισμικών δυνάμεων του πυλώνα).

Αποφασίστηκε, λοιπόν, η διεξαγωγή μιας μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης με τη μέθοδο των μετακινήσεων (push-over) που είχε σαν στόχο:

- την αποτίμηση της διαδοχής των βλαβών (ρηγματώση, διαρροή) σε όλο το ύψος του πυλώνα.
- την πρόβλεψη του τρόπου αστοχίας
- την εκτίμηση της διαθέσιμης ικανότητας μετακίνησης.

Το προσομοίωμα ήταν τρισδιάστατο και περιλάμβανε τους τέσσερις πυλώνες. Η ανάλυση ήταν μη-γραμμική και λάμβανε υπόψη τις μεγάλες μετακινήσεις. Η οριζόντια φόρτιση ήταν διανεμημένη σε όλο το ύψος του πυλώνα ανάλογα με τις δυνάμεις αδρανείας που προέκυψαν από τη μη-γραμμική δυναμική ανάλυση (Παρ. 3.2) με τη δυσμενέστερη τριπλέτα ιστορικών επιταχύνσεων που ήταν:

- στη διαμήκη διεύθυνση (x): BORREGO/San Diego 0,52g PGA
- στην εγκάρσια διεύθυνση (y): SAN FERNANDO/San Onofre 0,52g PGA
- στη κατακόρυφη διεύθυνση (z): SAN FERNANDO/San Alhambra 0,32g PGA

Δύο συγκεκριμένες στιγμές επιλέγησαν:

- $t_1=21,11 \text{ sec}$  με μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη  $P=303 \text{ MN}$
- $t_2=26,27 \text{ sec}$  με μέγιστη θλιπτική ανηγμένη παραμόρφωση  $\epsilon_c=2,7 \times 10^{-3}$ .

Η επιβολή της φόρτισης ήταν αυξητική μονοτονική:

$$S_i(\lambda) = \lambda \cdot S_e(t_i) \quad \text{με } i=1, 2 \quad (3)$$

όπου,  $\lambda$  είναι ο συντελεστής φόρτισης:

$$0 \leq \lambda < 1 \quad \text{αρχική κατάσταση φόρτισης}$$

$\lambda = 1$  κατάσταση φόρτισης που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού με την προαναφερθείσα τριπλέτα ιστορικών επιταχύνσεων

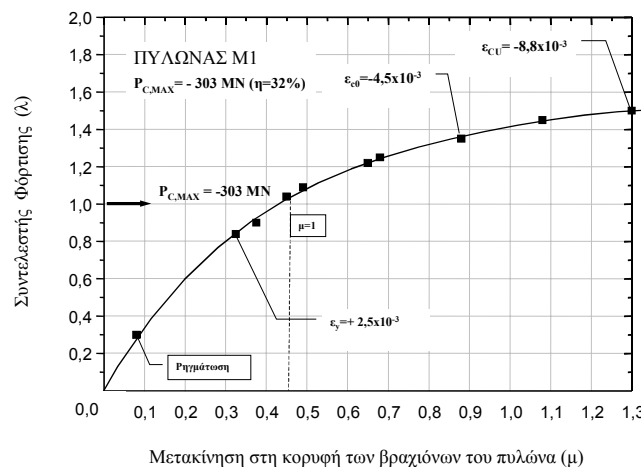
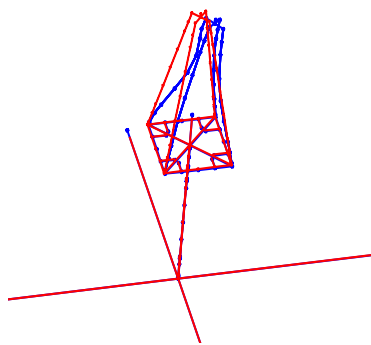
$1 < \lambda \leq \lambda_u$  κατάσταση φόρτισης μεγαλύτερη του σεισμικού σχεδιασμού

$\lambda = \lambda_u$  φορτίο αστοχίας

Το φορτίο αστοχίας (συντελεστής  $\lambda_u$ ) αντιστοιχεί στη μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση που δίνεται από την εξίσωση (1), δηλαδή  $8,8 \times 10^{-3}$  για περισφιγμένο και σκυρόδεμα (βλέπε Πιν. 1).

Η διαδοχή των βλαβών, καθώς αυξάνεται ο συντελεστής φόρτισης από 0 σε  $\lambda_u$  έχει ως εξής:

- ρηγμάτωση
- διαρροή διαμήκους οπλισμού
- διαρροή εγκάρσιου οπλισμού (αποφλοιώση,  $\varepsilon_{cc}$ )
- μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση ( $\varepsilon_{c0} = 8,8 \times 10^{-3}$ )



Σχήμα 11 Διάγραμμα μετακινήσεων του πυλώνα από στατική φόρτιση

Στό σχήμα 11 παρουσιάζεται το διάγραμμα 'μετακινήσεων της κεφαλής του πυλώνα' σε συνάρτηση με τον 'συντελεστή φόρτισης λ'. Όπως παρατηρείται από το διάγραμμα, η γενική αστοχία του πυλώνα συμβαίνει με προοδευτική διαρροή και ρηγμάτωση των κάτω και άνω άκρων των βραχιόνων, έτσι ώστε η συμπεριφορά του να είναι πλαστική. Η απαίτηση μετακίνησης για το σεισμό σχεδιασμού είναι της τάξης των 0,5 μέτρων, ενώ η ικανότητα μετακίνησης είναι της τάξης των 1,3 μέτρων, επιτυγχάνοντας έτσι μια πλαστικότητα με βάση τη μετακίνηση άνω των 2.

#### 4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Η γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου είναι μια καλωδιωτή γέφυρα πολλαπλών ανοιγμάτων με τρία κεντρικά ανοίγματα των 560 μέτρων και δύο ακραία των 280 μέτρων. Οι τέσσερις πυλώνες, από οπλισμένο σκυρόδεμα, με μέγιστο ύψος τα 227 μέτρα εδράζονται πάνω σε ένα ενισχυμένο υπέδαφος. Το κατάστρωμα είναι συνεχές και πλήρες ανερτημένο για όλο το μήκος του.
- Ο σεισμός σχεδιασμού έχει επιτάχυνση εδάφους 0,48g και μέγιστη επιτάχυνση απόκρισης 1,2g (μέση περίοδο επανάληψης τα 2000 χρόνια). Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό πραγματοποιήθηκε μη γραμμική δυναμική ανάλυση σε τρισδιάστατο προσομοίωμα με τεχνητά

επιταχυνσιογραφήματα προσαρμοσμένα στο συμβατικό φάσμα σεισμικής απόκρισης. Για τα φέροντα στοιχεία αποδεχτήκαμε περιορισμένες βλάβες σε συγκεκριμένες ελεγχόμενες και επισκευάσιμες ζώνες.

- Το κατάστρωμα συνδέεται με τους πυλώνες στην εγκάρσια διεύθυνση, με σύστημα σεισμικής απόσβεσης, το οποίο συνίσταται από τέσσερις αποσβεστήρες σε κάθε πυλώνα και από δύο στα μεταβατικά βάθρα, ικανότητας 350 τόνων.
- Η αντοχή του σκυροδέματος στους πυλώνες και το κατάστρωμα είναι C60/75. Για τις ζώνες με πιθανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων εφαρμόστηκαν οι ειδικοί κανόνες σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων που προβλέπονται από τον Ευρωκώδικα 8.2. Πραγματοποιήθηκαν επίσης πείραματα περίσφιξης σε αντιπροσωπευτικά δοκίμια σκυροδέματος, που επιβεβαιώνουν την ισχύ του μοντελου "Mander" για την προσομοίωση του καταστατικού νόμου συμπεριφοράς περισφιγμένου σκυροδέματος ύψλης αντοχής (C60/75).
- Μη-γραμμική στατική ανάλυση με τη μέθοδο των μετακινήσεων που εφαρμόστηκε για τους πυλώνες, έδειξε ότι η απαίτηση μετακίνησης για το σεισμό σχεδιασμού είναι της τάξης των 0,5 μέτρων, ενώ η ικανότητα μετακίνησης είναι της τάξης των 1,3 μέτρων.

## 5. ΑΝΑΦΟΡΕΣ

EN8.2:1994, Ευρωκώδικας 8, *Αντισεισμικός Σχεδιασμός των Κατασκευών. Μέρος 2: Γέφυρες.*

Κανονισμός Μελετών Ερευνών (Κ.Μ.Ε.), 1992, για τη *Μελέτη-Κατασκευή Αυτοχρηματοδότηση και Εκμετάλλευση του Έργου Μόνιμης Ζεύξης Ρίου-Αντιρίου.*

Infanti S., Papanikolas P., Theodossopoulos G., *Rion-Antirion Bridge: Full-scal testing of Seismic devices*, fib 2003 Symposium in Athens

Priestley M.J.N., F. Seible and G.M. Calvi, 1996, *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Section 5, Wiley-Interscience.

Seible F., G. Benzoni and D. Innamorato, Feb 2001, *Rion-Antirion Bridge Project – Compression Tests on High Confined and Non-confined Concrete* – University of California, San Diego, Kinproxia Gefyra internal Report No. GKQ 29202/0.