

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ (Τ.Ε.Ι.) ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΚΑΛΩΔΙΩΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΡΙΟΥ - ΑΝΤΙΡΡΙΟΥ



ΕΙΣΗΓΗΤΡΙΑ – ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ:

Δρ. ΔΙΟΝΥΣΙΑ-ΠΗΝΕΛΟΠΗ Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός

Αν. Καθηγήτρια Τ.Ε.Ι. Δυτικής Ελλάδας

ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΑ:

ΤΣΕΝ ΛΙΝΦΑΝΓΚ

(Α. Μ.: 4981)

ΠΑΤΡΑ, ΔΕΚΕΜΒΡΙΟΣ 2013

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ

Έχοντας ολοκληρώσει πλέον την παρούσα Πτυχιακή Εργασία, αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω :

Την Εισηγήτρια και Επιβλέπουσα της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας Δρ. Διονυσία - Πηνελόπη Ν. Κοντονή, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό και Αν. Καθηγήτρια Τ.Ε.Ι., για την αξιόλογη βοήθεια, την καλή διάθεσή της, το ευχάριστο κλίμα που είχε δημιουργήσει, το χρόνο που μου αφιέρωσε και τις εύστοχες παρατηρήσεις της. Η επιτυχής συνεργασία μαζί της αποτέλεσε κύριο παράγοντα για την ολοκλήρωση της εργασίας μου.

Τον εργαστηριακό συνεργάτη κ. Δημήτριο Μπάρο, Διπλ. Πολιτικό Μηχανικό, ΜΔΕ, για την πολύτιμη βοήθειά του στην ολοκλήρωση της εργασίας μου.

Πάτρα, Δεκέμβριος 2013

ΤΣΕΝ ΛΙΝΦΑΝΓΚ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία περιλαμβάνει την πλήρη Μελέτη της καλωδιωτής Γέφυρας Ρίου – Αντιρρίου με τα γενικά στοιχεία μελέτης, τη θεμελίωση μελέτης, την αντισεισμική μελέτη καθώς και τα στοιχεία από την κατασκευή - λειτουργία της.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ.....	2
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	3
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	4

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

1 . ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΟΠΟΙΙΑΣ	7
1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	7
1.2 ΔΟΜΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΓΕΦΥΡΩΝ	8
1.2.1 Φυσικοί λίθοι.....	8
1.2.2 Τεχνητοί λίθοι.....	9
1.2.3 Σκυρόδεμα.....	9
1.2.4 Χάλυβες.....	10
1.2.5. Επιστώσεις και στεγάνωση	10
1.2.6 Τεχνητές ύλες, άλλα μέταλλα κ.ο.κ	12
1.3 ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ	12
1.3.1 Ακρόβαθρο	12
1.3.2 Μεσόβαθρα	13
1.3.3 Πλάκες πρόσβασης.....	16
1.3.4 Εφέδρανα	18
1.4 ΤΥΠΟΙ ΓΕΦΥΡΩΝ ΑΝΑΛΟΓΑ ΜΕ ΤΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΤΟΥΣ ΣΥΣΤΗΜΑ.....	20
1.4.1 Τοξωτές.....	20
1.4.2 Τύπου δοκού	21
1.4.3 Πλαισιωτές.....	22
1.4.4 Κρεμαστές	23
1.4.5 Καλωδιωτές	24

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

2. ΓΕΦΥΡΕΣ ΜΕ ΑΝΑΡΤΗΜΕΝΟ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ – ΚΑΛΩΔΙΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ	25
2.1 ΚΡΕΜΑΣΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ	25
2.1.1 Είδη κρεμαστών γεφυρών	25

2.1.2 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα έναντι άλλων γεφυρών	27
2.2 ΚΑΛΩΔΙΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ.....	27
2.2.1 Διάταξη καλωδίωσης κατά την διαμήκη έννοια	29
2.2.2 Διάταξη καλωδίων κατά την εγκάρσια έννοια	31
2.2.3 Διαμήκης απόσταση καλωδίων στον φορέα	32
2.2.4 Τύποι καλωδίων	33
2.2.5 Αγκυρώσεις	34
2.2.6 Πυλώνες	36
2.2.7 Κατάστρωμα	37
2.2.8 Σύνδεση πυλώνα – καταστρώματος	41
2.2.9 Μεθοδολογία βελτιστοποίησης σχεδιασμού	42

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

3. ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΚΑΛΩΔΙΩΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΡΙΟΥ–ΑΝΤΙΡΡΙΟΥ.....	44
3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	44
3.2 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ	45
3.2.1 Η θεμελίωση.....	45
3.2.2 Η ανωδομή.....	46
3.2.3 Τα καλώδια ανάρτησης καταστρώματος.....	47
3.3 ΕΔΑΦΟΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	49
3.3.1 Υπολογισμός καθιζήσεων με χρήση αναλυτικών μεθόδων	49
3.3.2 Στατική ανάλυση θεμελιώσεως με πεπερασμένα στοιχεία.....	51
3.3.3 Δυναμική ανάλυση του βάρου με πεπερασμένα στοιχεία.....	53
3.4 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΡΙΟΥ - ΑΝΤΙΡΡΙΟΥ.....	55
3.4.1 Παραδοχές σχεδιασμού.....	55
3.4.2 Σχεδιασμός με βάση την επίδοση επιτελεστικότητα	56
3.4.3 Μέθοδοι υπολογισμού – δυναμική μη-γραμμική ανάλυση με επιταχυνσιογραφήματα.....	57
3.4.4 Καταστατικός νόμος περισφιγμένου σκυροδέματος υψηλής αντοχής	58
3.4.5 Κριτήρια αποδοχής για το σεισμό σχεδιασμού	61
3.4.6 Μη γραμμική στατική μέθοδος (μέθοδος των μετακινήσεων – pushover)	63

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

4. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΡΙΟΥ – ΑΝΤΙΡΡΙΟΥ.....	65
4.1 ΔΥΣΚΟΛΙΕΣ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	65
4.1.1 Μέθοδοι κατασκευής	66
4.1.2 Θεμελίωση της κατασκευής	67
4.1.3 Κατασκευή του καταστρώματος.....	69
4.2 ΠΟΙΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΘΕΣΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	70
4.2.1 Έλεγχος υλικών και παρασκευή σκυροδέματος	70
4.2.2 Παρασκευαστήριο σκυροδέματος	76
4.2.3 Παραγωγή σκυροδέματος	76
4.2.4 Κατηγορίες σκυροδέματος και στατιστική αποτίμηση των αποτελεσμάτων	77
4.3 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΤΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ - ΕΝΟΡΓΑΝΗ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗ	83
4.3.1 Σύστημα ενόργανης δομικής παρακολούθησης	85
4.3.2 Καταγραφή και χρήση δεδομένων	89
4.3.3 Λογισμικό διαχείρισης συστήματος.....	93
4.3.4 Διαρκής συντήρηση για διασφάλιση ποιότητας των αποτελεσμάτων .	93

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο

5. ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΕΣ ΤΗΣ ΚΑΛΩΔΙΩΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΡΙΟΥ-ΑΝΤΙΡΡΙΟΥ.....	95
--	-----------

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο

6. ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	105
------------------------------------	------------

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	106
---------------------------	------------

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

1 . ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΟΠΟΙΙΑΣ

1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η γέφυρα είναι μία αρχιτεκτονική ή τεχνική κατασκευή με την οποία επιτυγχάνεται ζεύξη δύο ή περισσοτέρων σημείων υπεράνω μεσολαβούντος εμποδίου (φυσικού ή τεχνικού), όπως μιας οδού, ενός σιδηροδρόμου, μιας ροής πεζών ή ενός αγωγού, πάνω από ένα εμπόδιο. Τα συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται είναι ποτάμια ή γενικότερα υδάτινες επιφάνειες, άλλοι συγκοινωνιακοί άξονες, τεχνητές υδάτινες ροές, εδαφικές ταπεινώσεις κ.τ.λ.

Από τα αρχαιότατα χρόνια οι πρωτόγονοι λαοί κατασκεύαζαν πρωτόγονες γέφυρες από ξύλο ή σχοινιά με τη μορφή δοκών, δοκών με άντωση ή κρεμαστών κατασκευών. Οι πολιτισμένοι λαοί κατασκεύαζαν από νωρίς έντεχνες γεφυρώσεις. Οι Κινέζοι κατασκεύασαν δοκούς από γρανίτη με άνοιγμα 18μ. Οι Γερμανοί και Ελβετοί τεχνίτες οδήγησαν κατά τον 18ο αιώνα τις ξύλινες γέφυρες στην πλήρη τους ανάπτυξη. Η ξύλινη γέφυρα του Ρήνου στο Schaffhausen που κατασκευάστηκε το 1758 από τον αρχιμάστορα J. U. Grubenmann είχε το σημαντικό άνοιγμα των 118μ.

Λίθινες θολωτές γέφυρες κατασκεύαζαν οι Κινέζοι και οι Ρωμαίοι πριν ακόμη από την γέννηση του Χριστού. Η τέχνη της μόρφωσης των γεφυρών (ημικυκλικά τόξα με άνοιγμα μέχρι 30μ.) και της κατεργασίας του λίθου γνώρισε εξαιρετική άνθηση στους Ρωμαϊκούς χρόνους. Παραδείγματα: η γέφυρα του Αδριανού στον Τίβερη, η Ponte Piedra στη Βερόνα. Οι καταπληκτικοί αυτοί οικοδόμοι γεφύρωσαν ολόκληρες κοιλάδες για τα υδρευτικά τους έργα (Pont du Gard στις Nimes, Νότια Γαλλία, 180μ.χ.) Και οι Τούρκοι κατασκεύασαν νωρίς λίθινες γέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων σχεδόν πάντα όμως δίνοντας τη μορφή οξυκόρυφου τόξου. Στον Μεσαίωνα άρχισε να αυξάνεται η ακτίνα καμπυλότητας των θόλων (ανοίγματα έως 50μ.). Παραδείγματα: γέφυρα Scaliger στη Βερόνα (1354), το Ponte Vecchio στην Φλωρεντία, η γέφυρα του Ροδανού στην Ανιγνον, η γέφυρα του Δούναβη στο Regensburg, η γέφυρα του Καρόλου στην Πράγα, η γέφυρα στον Main στο Wurzburg κ.α.

Χυτοσιδηρές γέφυρες τοξωτής μορφής εμφανίστηκαν στα τέλη του 18ου αιώνα. Οι Κινέζοι κατασκεύασαν τις πρώτες κρεμαστές γέφυρες με αλυσίδες από το 1750. Με την εμφάνιση του σιδηρόδρομου χρειάστηκαν μεγάλες γέφυρες για βαριά φορτία. Λίθινες γέφυρες γεφύρωσαν ολόκληρες κοιλάδες όπως η γέφυρα στην κοιλάδα του Goltsch στη Σαξωνία με μήκος 578μ. και ύψος 78μ. Τα νέα υλικά ήταν ο σφυρήλατος σίδηρος και ο χάλυβας. Το 1846 ο γιος του εφευρέτη της ατμομηχανής Robert Stephenson κατασκεύασε τη γέφυρα Britannia, την πρώτη μεγάλη γέφυρα μορφής

δοκού (κιβωτιοειδούς διατομής από σφυρήλατο σίδηρο) με άνοιγμα 141μ. στον δρόμο Menai (Αγγλία).

Σύντομα εμφανίστηκαν και οι χαλύβδινοι δοκιδωτοί φορείς όπως η γέφυρα Weichsel στο Dirschau με έξη ανοίγματα των 124μ. το καθένα (1850). Αργότερα ήρθαν και οι κρεμαστές και δικτυωτές κατασκευές. Τεράστια ανοίγματα επιτεύχτηκαν με κατασκευές προβόλων όπως η σιδηροδρομική γέφυρα στο Firth of Forth (Σκωτία) με ανοίγματα 512μ. (1883 - 90).

Από το 1900 άρχισαν να κατασκευάζονται οι πρώτες γέφυρες από το νέο υλικό σκυρόδεμα. Στην αρχή ήταν τριαρθρωτά τόξα όπου το σκυρόδεμα απλώς αντικαθιστούσε τους λίθους. Το οπλισμένο σκυρόδεμα ή σιδηροπαγές σκυρόδεμα όπως λεγόταν τότε, χρησιμοποιήθηκε στην αρχή στις πλάκες καταστρώματος, μετά στις νευρώσεις των τόξων κ.ο.κ.. Μόνον από το 1912 και μετά άρχισε να χρησιμοποιείται σε γέφυρες μορφής δοκού ή πλαισιωτές, για ανοίγματα όμως μόνο μέχρι 30μ. Την ίδια εποχή οι τοξωτές γέφυρες από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευάζονταν με όλο και μεγαλύτερες διαστάσεις. Η γέφυρα του Sando στη Σουηδία που κατασκευάστηκε το 1941 - 1945 έχει άνοιγμα τόξου 280μ.

Γέφυρες από προεντεταμένο σκυρόδεμα άρχισαν να κατασκευάζονται από το 1938 αλλά η ανάπτυξη τους διακόπηκε με τον πόλεμο. Μόνο μετά το 1948 το προεντεταμένο σκυρόδεμα αξιοποιήθηκε στη γεφυροποιία. Προτιμήθηκαν κυρίως γέφυρες μορφής δοκού με ανοίγματα μέχρι 230μ. Με λοξά καλώδια επιτεύχτηκαν το 1977 ανοίγματα των 300μ.

1.2 ΔΟΜΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΓΕΦΥΡΩΝ

1.2.1 Φυσικοί λίθοι [F. Leonhardt, 1979]

Ανθεκτικοί φυσικοί λίθοι όπως ο γρανίτης, ο πορφυρίτης, ο διορίτης, ο βασάλτης ή βασालτική λάβα, ασβεστόλιθοι όπως το μάρμαρο, ο ψαμμίτης, οι σκληροί τόφφοι και οι τραβερτίνες, χρησιμοποιήθηκαν με μεγάλη επιτυχία στη γεφυροποιία, άλλοτε σαν φέροντα στοιχεία, άλλοτε σαν επένδυση. Δυστυχώς σήμερα σπάνια χρησιμοποιούνται φυσικοί λίθοι στη γεφυροποιία εξαιτίας του υψηλού κόστους. Είναι όμως επιτακτικό να γίνει δυνατό να χρησιμοποιούνται και πάλι, επειδή :

- Οι επιφάνειες από φυσικούς λίθους καλής επιλογής (τοιχοποιία ή επένδυση με πλάκες) είναι αισθητικά προτιμότερες από το χρωματικά μονότονο και απωθητικό ορατό σκυρόδεμα και συμβάλλουν έτσι στη δημιουργία καλύτερου περιβάλλοντος και ποιότητας ζωής τόσο στις πόλεις όσο και στην ύπαιθρο. Αξίζει να επενδύονται χρήματα και για το σκοπό αυτό.
- Οι φυσικοί λίθοι έχουν καλύτερη γήρανση από το σκυρόδεμα, δηλαδή η εξωτερική τους όψη είναι καλή και μετά από πολλά χρόνια (π.χ. οι ρωμαϊκές γέφυρες) και διατηρούνται καλύτερα στη βιομηχανική ατμόσφαιρα, εφόσον εκλεγεί το κατάλληλο είδος λίθου.

- Η αντοχή σε διάβρωση και τριβή από το νερό και την άμμο είναι σημαντικά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του σκυροδέματος, κάτι που έχει ιδιαίτερη σημασία για τα βάθρα γεφυρώσεων ποταμών.

Κάποτε ο φυσικός λίθος ονομαζόταν ιδιαίτερο δομικό υλικό του Θεού. Η δομή του δίνει μια ζωντανή και χρωματιστή εικόνα σε αντίθεση με τις νεκρές επιφάνειες του σκυροδέματος. Αλλάζοντας το σχέδιο της λιθοδομής (μεγέθη λίθων, αρμοί, κονίαμα) μπορεί να πετύχει κανείς τις πιο διαφορετικές εντυπώσεις και να διατηρήσει κάποια ανθρώπινη κλίμακα και στις πιο μεγάλες επιφάνειες. Η εντύπωση της αγριότητας (Brutalismus) που συνδέθηκε με ορισμένα ρεύματα της Αρχιτεκτονικής των ετών 1960-1967 δεν προκαλείται στη λιθοδομή με φυσικούς λίθους.

1.2.2 Τεχνητοί λίθοι

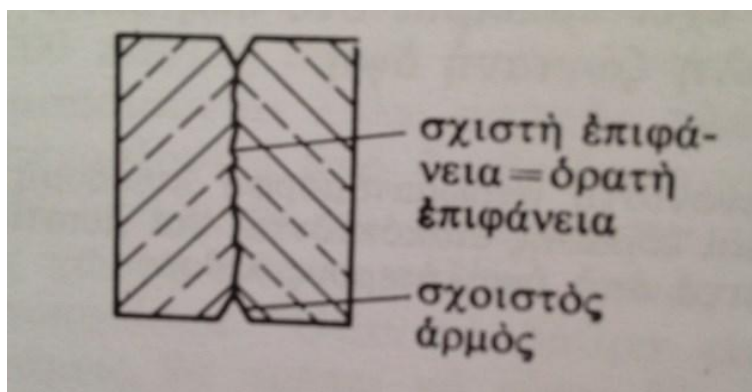
Μερικές φορές χρησιμοποιούνται στη γεφυροποιία για επενδύσεις βάθρων :

Κλίνκερ οικοδομών

θλιπτική αντοχή λίθου 28 Μpa

Τούβλα επένδυσης

θλιπτική αντοχή λίθου 20 Μpa



Σχήμα 1.2.1 : Σχιστοί λίθοι σκυροδέματος (κατά Maculan) από B25 έως B45 [F.Leonhardt, 1979]

1.2.3 Σκυρόδεμα

Στην ανωδομή θα χρησιμοποιούνται κανονικά σκυροδέματα B25 έως B55 και στα θεμέλια και επενδυμένα βάθρα κανονικά σκυροδέματα B15 έως B35. Τα ελαφροσκυροδέματα υψηλής αντοχής LB35 έως LB45 είναι κάποτε προτιμότερα στα μεγάλα ανοίγματα λόγω του μικρού ιδίου βάρους.

Όταν το πάχος των δομικών στοιχείων είναι μεγάλο, θα επιδιώκεται ο περιορισμός της θερμότητας ενυδάτωσης με βραδύπηκτα τσιμέντα και όχι μεγάλο ποσοστό τσιμέντου στις αναλογίες ανάμιξης. Μετά τη διάστρωση θα διατηρείται το σκυρόδεμα θερμό για αρκετές μέρες και θα παρεμποδίζεται η εξάτμιση του νερού.

Η υφή και το χρώμα των ορατών επιφανειών του σκυροδέματος παίζουν σημαντικό ρόλο στην οπτική εντύπωση που προκαλούν οι γέφυρες. Σημαντικές

προϋποθέσεις είναι ο στεγανός και ομοιόμορφος ξυλότυπος, η χρήση του ίδιου τσιμέντου και άμμου, των αυτών αναλογιών ανάμιξης και η άψογη συμπύκνωση. Οι αρμοί εργασίας πρέπει να είναι ευθύγραμμοι και μπορεί η θέση τους να σημαδεύει με μικρούς πήχεις κατά τη διάστρωση. Πολλά τσιμέντα δίνουν ένα δυσάρεστο γκρι χρώμα στο σκυρόδεμα, το οποίο είναι δυνατό να αποφευχθεί με πιγμένα χρώματος ή μεταγενέστερα επιχρίσματα. Τα επιχρίσματα πρέπει να έχουν διαπερατά από τον ατμό χρώματα και ανθεκτικά στα αλκάλια. Πριν την επίχριση θα απομακρύνεται η εξωτερική στρώση του τσιμέντου, επειδή είναι ιδιαίτερα πορώδης και επιβλαβής για την πρόσφυση του επιχρίσματος. Η καλύτερη και καταλληλότερη για το υλικό βελτίωση της τραχύτητας των επιφανειών του σκυροδέματος εξαιτίας των ξυλοτύπων είναι η κατεργασία από τεχνίτη, ανάλογη των επιχρισμάτων. Η κατεργασία αυτή εφαρμόστηκε στις γέφυρες των αυτοκινητοδρόμων των ετών 1934 - 1940 και η όψη των τελευταίων μέχρι σήμερα είναι ικανοποιητική. Δυστυχώς η κατεργασία αυτή είναι ακριβή. Η αμμοβολή δεν ενδείκνυται.

1.2.4 Χάλυβες

Ως κοινοί οπλισμοί θα χρησιμοποιούνται χάλυβες οπλισμού με νευρώσεις ποιότητας Bst 420/500 ή 500/550, επειδή η υψηλή τους ποιότητα συνάφειας και αντοχή χρειάζονται στον περιορισμό των ρωγμών. Επιμηκύνσεις των ράβδων $\Phi > 20$ mm με παράθεση, καλό είναι να αποφεύγονται. Παρά τη δυναμική καταπόνηση των γεφυρών, σπάνια είναι καθοριστική η αντοχή κόπωσης. Τα συγκολλητά πλέγματα προσφέρονται ως κύριος οπλισμός.

Ως χάλυβες προέντασης για τους τένοντες επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν όλοι οι εγκεκριμένοι χάλυβες προέντασης, εφόσον ληφθούν υπόψη κάθε φορά οι όροι των εγκριτικών αποφάσεων.

1.2.5. Επιστώσεις και στεγάνωση

Επιστώσεις

Το λιθόστρωτο αλλοιώνεται με τον χρόνο και καλό είναι να αποφεύγεται. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν :

Χυτάσφαλοι	πάχους 40 έως 60 mm
Ασφαλτοσκυρόδεμα	πάχους 50 έως 70 mm

Το σκυρόδεμα ως επίστρωση θα χρησιμοποιείται πάντοτε οπλισμένο με ελάχιστο πάχος 180 mm. Οι πλάκες πρέπει να εξασφαλίζονται για ολίσθηση πάνω στην στεγανωτική στρώση. Επιτρέπεται να μη διαταχθούν εγκάρσιοι αρμοί όταν ο άνω διαμήκης οπλισμός είναι $\Phi 12$, $e = 100$ mm και η επικάλυψη του από το σκυρόδεμα 40 έως 50 mm.

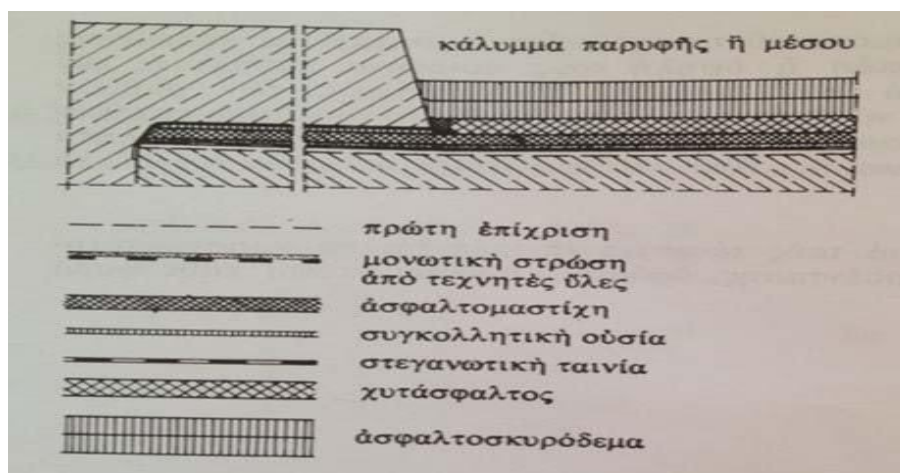
Ελεύθερες, φέρουσες πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος σε άμεση επαφή με τους τροχούς διατηρούνται αναλλοίωτες μόνο σε χώρες χωρίς κινδύνους παγοπάθειας και χωρίς διαβρωτικά περιβάλλοντα. Είναι οικονομικές και τεχνικά

κατάλληλες μόνον εφόσον το σκυρόδεμα είναι υψηλής αντοχής, η ελάχιστη κατά μήκος κλίση είναι 2%, η ελάχιστη άνω επικάλυψη του οπλισμού είναι 40 mm και το εύρος των ρωγμών περιορίζεται σε 0.1 mm (επιτρέπονται μόνο καμπτικές ρωγμές).

Στεγάνωση

Καμία επίστρωση δεν είναι τελείως στεγανή, ούτε η χυτάσφαλτος. Συνεπώς οι πλάκες καταστρώματος πρέπει να προστατεύονται αξιόπιστα από τα νερά με διαβρωτικές ουσίες. Όταν χρησιμοποιούνται διαβρωτικές ουσίες για την προστασία από τον παγετό (π.χ. ραντισμός με αλάτι) ή το περιβάλλον είναι διαβρωτικό, θα τοποθετείται μια στεγανωτική στρώση μεταξύ της πλάκας καταστρώματος και της επίστρωσης.

Κατάλληλες στεγανώσεις είναι τα περασμένα με μάλθη (ασφάλτιο) φύλλα χαλκού ή αλουμινίου ή τεχνητών υλών, όπως το Rherapoi. Στρώσεις ασφαλτικής μαστίχης πάχους 10 mm αποδείχτηκαν στην πράξη ικανοποιητικές. Παλαιότερα τοποθετούσαν κάτω από τη στεγανωτική στρώση ένα στρώμα ινών ύαλου ώστε να παρεμποδίσουν τον σχηματισμό φυσαλίδων ατμού λόγω εξάτμισης του πλεονάζοντος νερού στο σκυρόδεμα. Αυτό όμως δρούσε σαν αποστράγγιση στις ευαίσθητες περιοχές και έκανε περισσότερο κακό παρά καλό, διαχέοντας τα βλαβερά υλικά. Ο κίνδυνος σχηματισμού φυσαλίδων ατμού είναι μικρός και καταπολεμάται καλύτερα με μια μονωτική στρώση εποξειδικής ρητίνης.



Σχήμα 1.2.2 : Στεγάνωση με ασφαλτομαστίχη πάνω σε μονωτική στρώση από τεχνητές ύλες [F. Leonhardt, 1979]

Κατά κανόνα οι στεγανώσεις εφοδιάζονται με μια προστατευτική στρώση. Ως επιφανειακή προστασία από τα άλατα της δρόσου χρησιμοποιούνται επιχρίσματα από πολλές στρώσεις τεχνητών υλών ανθεκτικών στα αλκάλια, συνήθως εποξειδικές ρητίνες.

1.2.6 Τεχνητές ύλες, άλλα μέταλλα κ.ο.κ

Άλλα δομικά υλικά είναι τα εφέδρανα, οι αρμοί, αποστράγγιση κλπ.

1.3 ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ

Στη γεφυροποιία διακρίνουμε την **υποδομή** και την **ανωδομή** της γέφυρας. Η υποδομή περιλαμβάνει τα βάθρα (ακρόβαθρα και μεσόβαθρα), τους τυχόν τοίχους αντιστήριξης στα ακρόβαθρα, έργα μετάβασης στην οδό (πλάκες πρόσβασης κ.α.) και τέλος τη θεμελίωση. Η ανωδομή περιλαμβάνει το φορέα καταστρώματος, το κατάστρωμα κυκλοφορίας, τα τυχόν εφέδρανα στήριξης του φορέα στα βάθρα και διάφορα άλλα στοιχεία χωρίς δομικό ρόλο (πεζοδρόμια, κιγκλιδώματα, στηθαία ασφαλείας στα πεζοδρόμια διαχωριστικά στηθαία κλάδων κυκλοφορίας, οδόστρωμα και τυχόν μόνωση φορέα καταστρώματος, αρμούς διαστολής, αποχετεύσεις όμβριων, στύλους φωτισμού, διελεύσεις αγωγών κ.α.) κάποια από τα ανωτέρω διάφορα στοιχεία, ιδίως το οδόστρωμα με τη μόνωση, κ.α., καλούνται και **επιδομή** της γέφυρας.

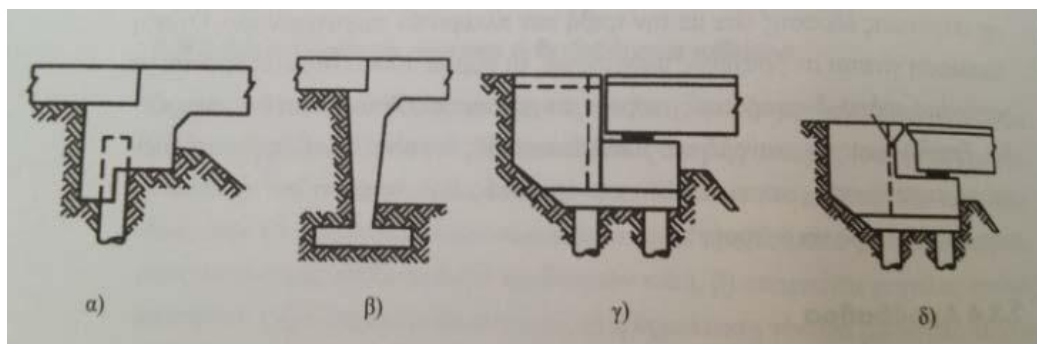
1.3.1 Ακρόβαθρο [Δ. Θεοδωρακόπουλος, κλπ., 2003]

Τα ακρόβαθρα είναι τα στοιχεία στα οποία στηρίζεται η ανωδομή στα επιχώματα της γέφυρας. Το ύψος του επιχώματος, το ύψος της ανωδομής της γέφυρας, το μέγεθος της αντίδρασης στήριξης, οι εδαφικές συνθήκες και οι αναμενόμενες μετακινήσεις αποτελούν τους καθοριστικούς παράγοντες για την επιλογή της μορφής των ακροβάθρων.

Τα ακρόβαθρα μικρών γεφυρών αποτελούνται από τοίχωμα οπλισμένου σκυροδέματος, η στέψη του οποίου αποτελεί την επιφάνεια έδρασης της πλάκας. Δύο τρόποι μονολιθικής σύνδεσης των ακροβάθρων με το κατάστρωμα φαίνονται στο σχήμα 1.3.1. Στον πρώτο, τα φορτία ίδιου βάρους αναλαμβάνονται από τους πασσάλους, ενώ οι οριζόντια ένταση λόγω σεισμού μεταφέρεται μέσω ώθησης γαιών και εγκάρσιας αντίστασης των πασσάλων. Ο βαθμός πάκτωσης βέβαια που επιτυγχάνεται είναι προφανές ότι δεν μπορεί να εκτιμηθεί αξιόπιστα και ποικίλλει, καθώς οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις μετακινούν το ακρόβαθρο ώστε αυτό να προσεγγίζει ή να απομακρύνεται από το έδαφος, ανάλογα με τη διεύθυνση της σεισμικής έντασης. Η δεύτερη περίπτωση στήριξης είναι περισσότερο αξιόπιστη λόγω της πάκτωσης που προσφέρεται από το θεμέλιο. Η μονολιθική σύνδεση ακροβάθρου – καταστρώματος είναι κατάλληλη για ενός ή δύο ανοιγμάτων γέφυρες και σπανίως για μεγαλύτερες γέφυρες. Λόγω δε της μεγαλύτερης δυσκαμψίας τους τα ακρόβαθρα αναλαμβάνουν σημαντικό τμήμα της σεισμικής έντασης, με συνέπεια να μπορούμε να σχεδιάσουμε τα ενδιάμεσα βάθρα για τα κατακόρυφα φορτία μόνο.

Για ανοίγματα μεγαλύτερα των 15-20 μέτρα η πλάκα του καταστρώματος μπορεί να εδραστεί σταθερά στο ένα μόνο άκρο, ενώ στο απέναντι άκρο μπορεί να

τοποθετηθεί εφέδρανο (σχήμα 1.3.1-γ,δ) με πρόβλεψη μικρού κενού μεταξύ καταστρώματος και ακρόβαθρου για λόγους θερμοκρασιακών διαστολών και ερπυσμού. Με τον τρόπο αυτό όμως το ακρόβαθρο καλείται να αναλάβει εξολοκλήρου την ένταση που προκύπτει όταν, κατά τη διάρκεια της διέγερσης, το κενό κλείσει. Επειδή ενδέχεται όμως να μην είναι εφικτός ο σχεδιασμός του τοιχώματος για τόσο υψηλή ένταση, υιοθετείται η λύση του σχήματος 1.3.1-δ, η οποία ελαχιστοποιεί την πιθανή βλάβη του ακρόβαθρου και οδηγεί σε πιο αξιόπιστη συμπεριφορά.



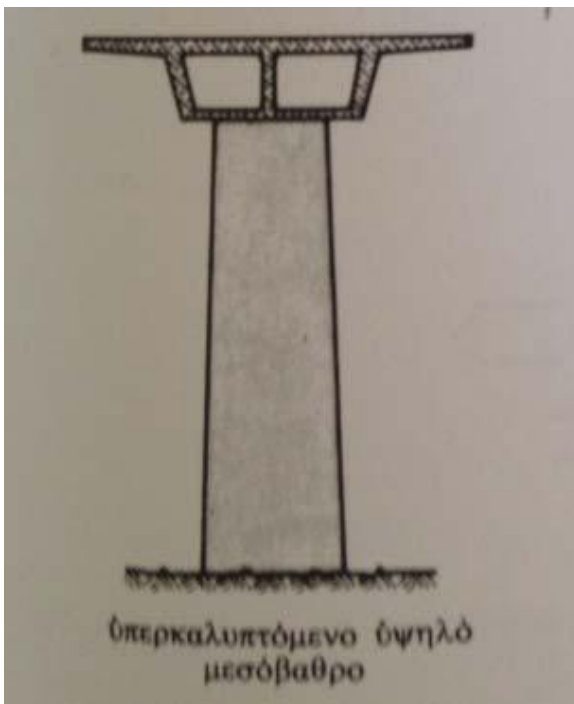
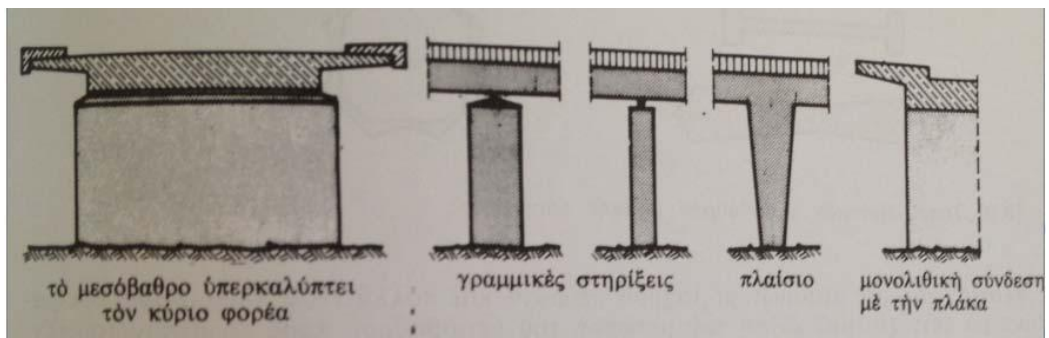
Σχήμα 1.3.1 : Τύποι ακροβάθρων [Δ. Θεοδωρακόπουλος, κλπ., 2003]

Η κορυφή του ακρόβαθρου κατασκευάζεται έτσι ώστε να δημιουργείται ένα τοπικό επίπεδο αστοχίας στη περίπτωση ισχυρής οριζόντιας έντασης. Εάν προκληθεί αστοχία στο επίπεδο αυτό, απομένει μεταξύ ακρόβαθρου και πλάκας κενό μεγαλύτερου πλάτους, το οποίο επιτρέπει την ανεμπόδιστη εξέλιξη των μετακινήσεων όσο διαρκεί η φόρτιση. Μετά το τέλος της διέγερσης η βλάβη μπορεί εύκολα να αποτιμηθεί και να επιδιορθωθεί.

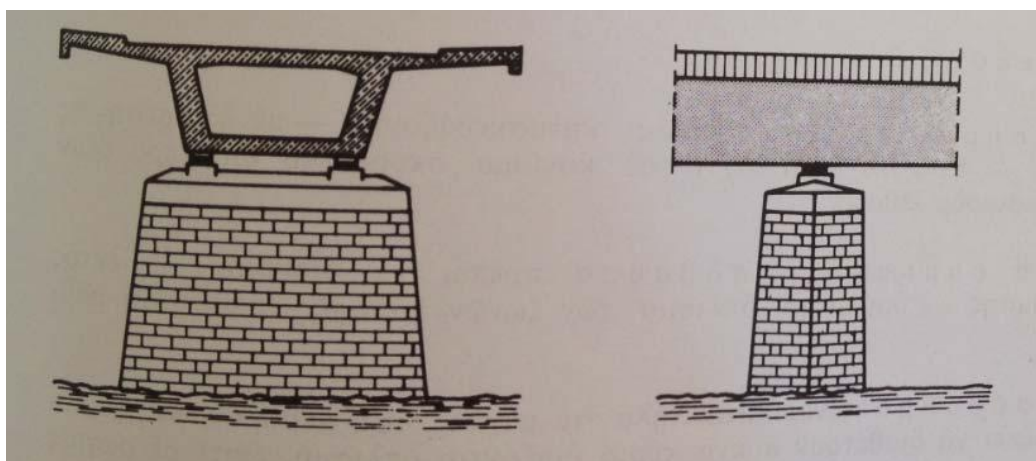
1.3.2 Μεσόβαθρα [F. Leonhardt, 1979]

Σχεδόν πάντα τα δισκοειδή μεσόβαθρα υπερκαλύπτουν όλο το πλάτος του κύριου φορέα (πλάκας, πλακοδοκού, κιβωτιοειδούς δοκού). Ανάλογα με τη μορφή που επιδιώκουμε, είτε περατώνονται στην παρυφή του κύριου φορέα (π.χ. στην πλαισιακή σύνδεση), είτε την υπερκαλύπτουν (π.χ. σε σημειακή εφέδρανα μεγάλων φορτίων), είτε αντίθετα υπερκαλύπτονται (σχήμα 1.3.2)

Τα μεσόβαθρα μορφής τοιχώματος προτιμούνται στους ποταμούς μια λόγους Υδραυλικής. Όταν οι ποταμοί είναι πλωτοί, μορφώνονται σχεδόν πάντα βαριά και με μεγάλο πάχος (3-5 m), ώστε να παραμένουν ασφαλή κατά την πρόσκρουση πλοίων (π.χ. οι γέφυρες του Ρήνου). Σε ποταμούς με φερτές ύλες επενδύονται με φυσικούς λίθους για να προστατευθούν (σχήμα 1.3.3).

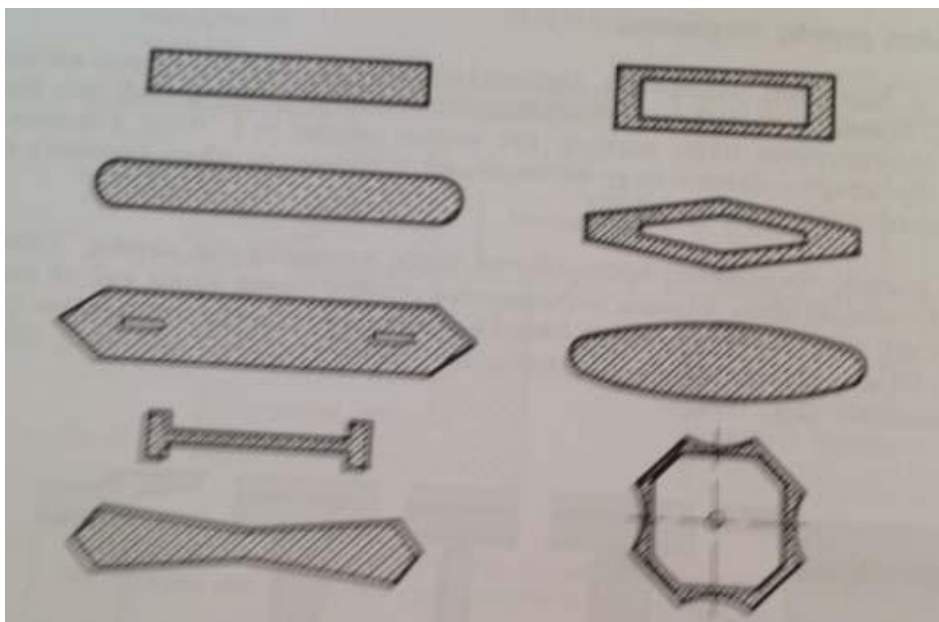


Σχήμα 1.3.2 : Μεσόβαθρα μορφῆς τοιχώματος [F. Leonhardt, 1979]



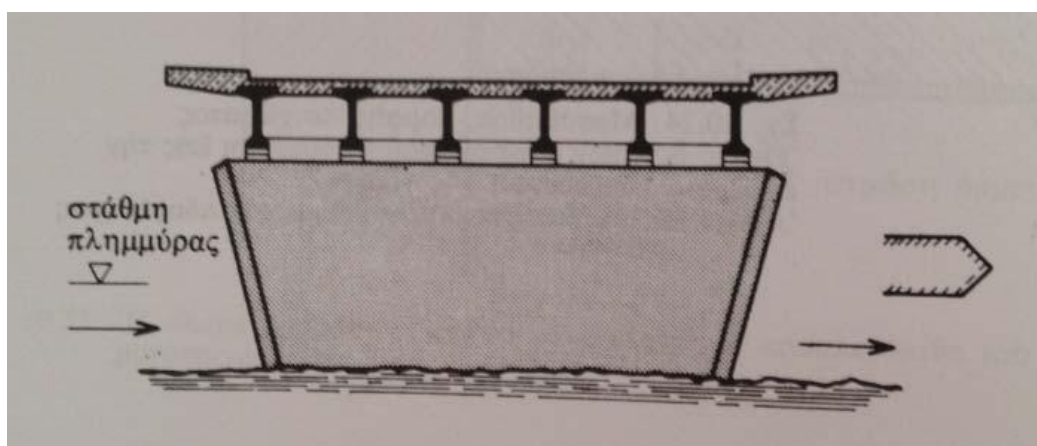
Σχήμα 1.3.3 : Ισχυρά μεσόβαθρα σε ποταμούς με κεκλιμένες επιφάνειες και επένδυση [F. Leonhardt, 1979]

Το αν οι επιφάνειες και οι ακμές του μεσόβαθρου θα είναι κεκλιμένες, το αν ή κεφαλή του θα είναι ορθογωνική, τριγωνική ή στρογγυλή, είναι προβλήματα μόρφωσης της γέφυρας. Από την άποψη της αισθητικής πρέπει να αποφεύγονται τα υπερβολικά λεπτά μεσόβαθρα. Στο σχήμα 1.3.4 φαίνονται διάφορες δυνατότητες μόρφωσης της διατομής.



Σχήμα 1.3.4 : Τύποι διατομών μεσόβαθρων μορφής τοιχώματος [F. Leonhardt, 1979]

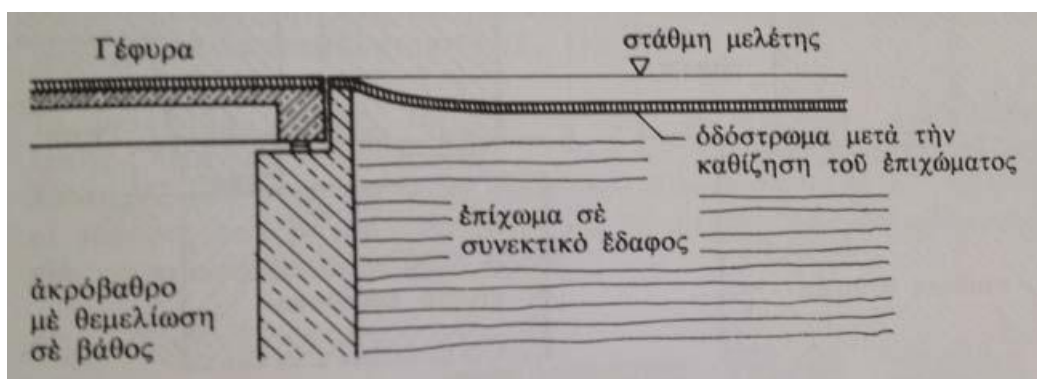
Σε πλατιές γέφυρες ποταμών με ισχυρά ρεύματα και πολλά νερά πλημμυρών, δοκιμάστηκε με επιτυχία μια κλίση του μετώπου του μεσόβαθρου προς το μέσον του (σχήμα 1.3.5, Γέφυρα Ravi στην Λαχώρη).



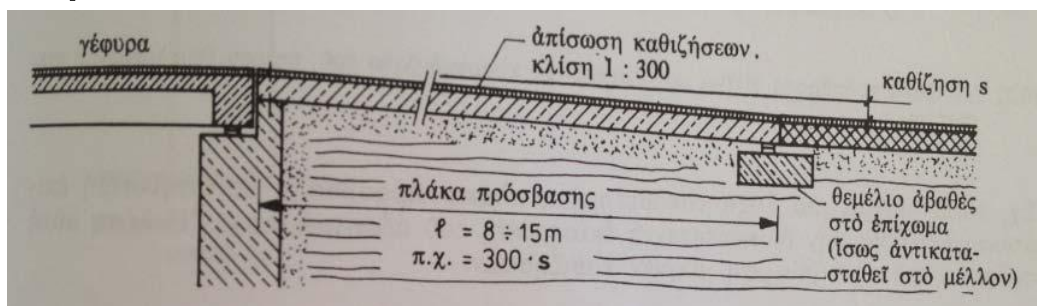
Σχήμα 1.3.5 : Μεσόβαθρο ποταμού με κλίση του μετώπου προς τα μέσα (Γέφυρα Ravi στην Λαχώρη, Μελέτη Leonhardt) [F. Leonhardt, 1979]

1.3.3 Πλάκες πρόσβασης [F. Leonhardt, 1979]

Η επίχωση πίσω από τα ακρόβαθρα παρουσιάζει καθιζήσεις που οδηγούν στον σχηματισμό μιας υποχώρησης με μορφή γόνατου ή οποία πρέπει να πληρωθεί. Ανάλογα όμως με το είδος του εδάφους συχνά χρειάζονται χρόνια για να ολοκληρωθεί ο σχηματισμός της. Ακόμα και καλά συμπυκνωμένα επιχώματα υποχωρούν περισσότερο από τα άκρα των γεφυρών, ιδιαίτερα όταν τα ακρόβαθρα θεμελιώνονται σε βάθος και το φορτίο επιχωμάτων (τουλάχιστον 100 KN/m^2) ασκείται σε συνεκτικό έδαφος. Με τον τρόπο αυτό σχηματίζεται πίσω από τη γέφυρα ένας βολβός καθιζήσεων, που προκαλεί προβλήματα στην ταχεία κυκλοφορία (σχήμα 1.3.6). Ο βολβός αυτός μπορεί να αντισταθμιστεί με μια πλάκα πρόσβασης (ή συρόμενη πλάκα) που στο ένα άκρο της στηρίζεται σταθερά στο άκρο της γέφυρας και στο άλλο ακολουθεί την καθίζηση του επιχώματος. Το μήκος της πλάκας πρόσβασης ρυθμίζεται από το αναμενόμενο μέτρο καθιζήσεων και τις απαιτήσεις της κυκλοφορίας. Σε αυτοκινητοδρόμους ή κλίση δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη του 1:300 ή ακόμη και 1:200, δηλαδή όταν αναμένεται καθίζηση 5 cm απαιτείται πλάκα πρόσβασης μήκους 15 m. Σε μεγάλα επιχώματα είναι δυνατόν ή πλάκα πρόσβασης να εδράζεται έτσι ώστε να μπορεί να μεταβληθεί αργότερα ή στάθμη έδρασης για να διορθωθεί ή ισοπεδωτική στρώση του οδοστρώματος (σχήμα 1.3.7).

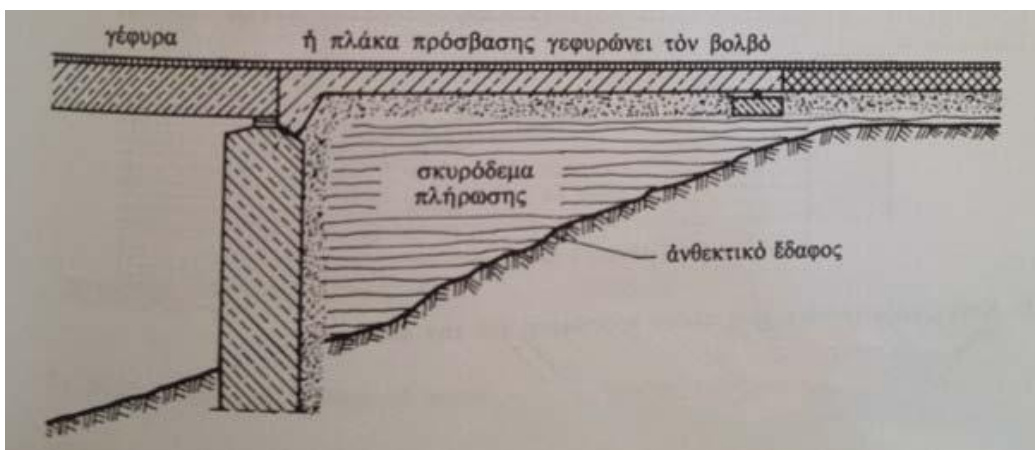


Σχήμα 1.3.6 : Βολβός καθιζήσεων πίσω από γέφυρες εξαιτίας χρονιών υποχωρήσεων του επιχώματος (συνεκτικό έδαφος θεμελιώσης). [F. Leonhardt, 1979]



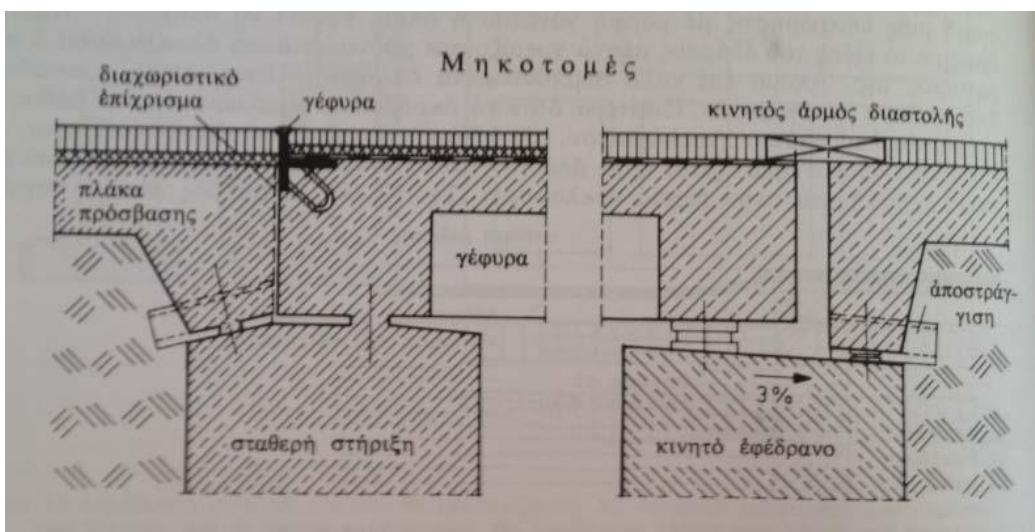
Σχήμα 1.3.7 : Απλή πλάκα πρόσβασης μεγάλου μήκους για την απίσωση των υποχωρήσεων του επιχώματος. [F. Leonhardt, 1979]

Στις γέφυρες κοιλάδων με ανθεκτικά πρανή, ή πλάκα πρόσβασης είναι δυνατό να έχει σχετικά μικρό μήκος, εάν χρειάζεται να αντισταθμίσει μόνο τον βολβό καθιζήσεων αμέσως μετά το ακρόβαθρο (σχήμα 1.3.8).

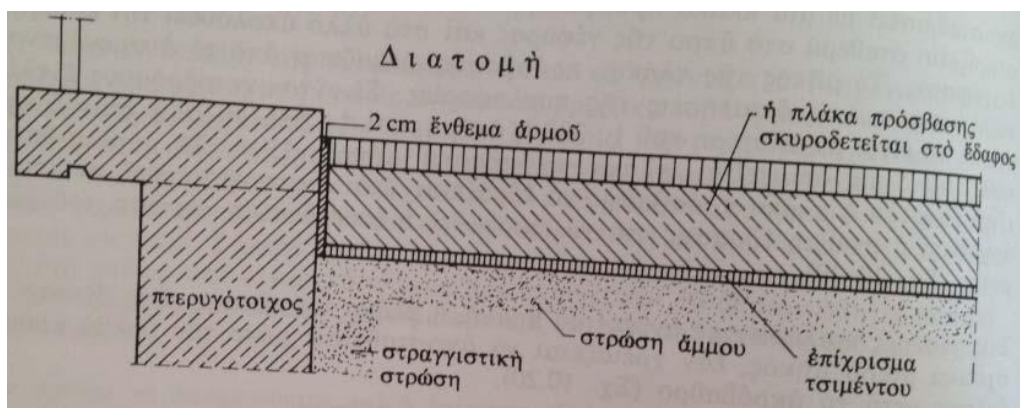


Σχήμα 1.3.8 : Πλάκα πρόσβασης μικρού μήκους πίσω από ακρόβαθρα σε απότομα πρανή ανθεκτικού εδαφικού υλικού [F. Leonhardt, 1979]

Στο σχήμα 1.3.9 δίνονται δυνατότητες στήριξης της πλάκας πρόσβασης στο ακρόβαθρο όταν η στήριξη της γέφυρας είναι σταθερή ή μεταθετή. Κατά τη διατομή η πλάκα πρόσβασης περατώνεται στους κρασπεδόλιθους (σχήμα 1.3.10).

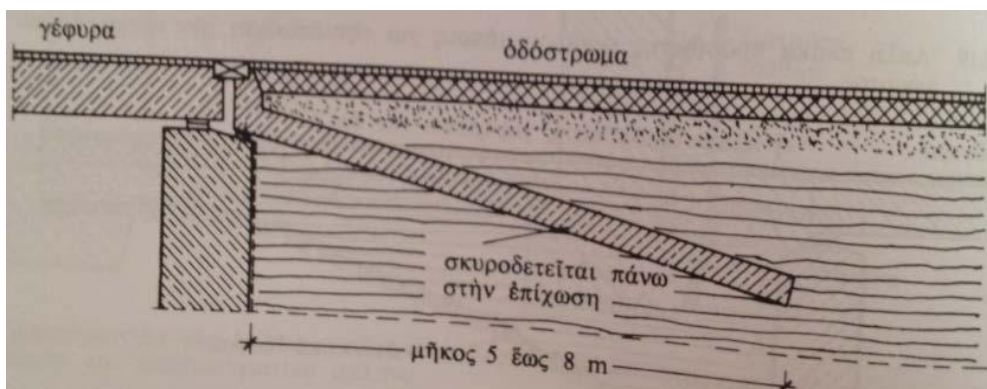


Σχήμα 1.3.9 : Στήριξη της πλάκας πρόσβασης στο ακρόβαθρο : αριστερά στο άκρο σταθερής στήριξης της γέφυρας και δεξιά στο άκρο μεταθετής της στήριξης. [F. Leonhardt, 1979]



Σχήμα 1.3.10 : Η πλάκα πρόσβασης φθάνει μόνο μέχρι τον κρασπεδόλιθο του στερεά θεμελιωμένου πτερυγότοιχου [F. Leonhardt, 1979]

Το σχήμα 1.3.11 δείχνει μια λοξά τοποθετημένη πλάκα πρόσβασης με σφηνοειδή επιχωμάτωση ώστε να μην διακόπτεται η επίστρωση του οδοστρώματος. Η λύση αυτή προσφέρεται για την απίσωση μικρών καθιζήσεων.



Σχήμα 1.3.11 : Κοντή, λοξά τοποθετημένη πλάκα πρόσβασης για την απίσωση μικρών καθιζήσεων [F. Leonhardt, 1979]

1.3.4 Εφέδρανα [Δ. Θεοδωρακόπουλος, κλπ., 2003]

Τα εφέδρανα αποτελούν διατάξεις οι οποίες τοποθετούνται μεταξύ του καταστρώματος και των βάθρων, για να εξυπηρετήσουν μετατοπίσεις του καταστρώματος όπως :

- Διαμήκη μετακίνηση του καταστρώματος λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών
- Κατακόρυφη μετακίνηση λόγω βύθισης των βάθρων
- Διαμήκη μετακίνηση των δοκών του καταστρώματος που προκαλείται από συστολή ξήρανσης, ερπυσμό ή ελαστική βράχυνση λόγω προέντασης.

Ένας άλλος λόγος για τον οποίο χρησιμοποιούνται είναι για λόγους αντισεισμικής

προστασίας: η αύξηση της απόσβεσης της κατασκευής που προσφέρουν ορισμένοι τύποι εφεδράνων αυξάνει την περίοδο ταλάντωσης της κατασκευής και την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας. Με τον τρόπο αυτό μεγάλο ποσοστό της ενέργειας διοχετεύεται σε μικρό αριθμό στοιχείων που είναι εύκολο να ελεγχθούν και, εάν είναι απαραίτητο, να αντικατασταθούν. Δεν πρέπει να λησμονείται ότι οι γέφυρες αποτελούν κατασκευές στρατηγικής σημασίας, οι οποίες απαιτούν υψηλό δείκτη προστασίας για την εξασφάλιση της λειτουργίας τους μετά από ένα σεισμικό γεγονός. Ανάλογα με την εφαρμογή, ο μελετητής επιλέγει το κατάλληλο τύπο εφεδράνου με κριτήρια τις συνθήκες στήριξης που επιδιώκει να επιβάλει στο κατάστρωμα και την οικονομία.

Από άποψη λειτουργίας τα εφέδρανα διακρίνονται σε σταθερά και σε κινητά, ενώ από άποψη κατασκευής οι βασικοί τύποι εφεδράνων είναι :

- a. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα (lead – rubber bearings)
- b. Τα εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστικού (pot bearings)
- c. Τα εφέδρανα ολίσθησης (sliding bearings)

Τα σταθερά εφέδρανα παραλαμβάνουν εκτός από τα κατακόρυφα φορτία και οριζόντιες δυνάμεις, γι' αυτό και χρειάζονται αγκύρωση στην ανωδομή (δοκοί καταστρώματος) και στην υποδομή (βάθρα/ακρόβαθρα) της γέφυρας. Τα κινητά εφέδρανα επιτρέπουν γραμμικές παραμορφώσεις της ανωδομής (από θερμοκρασιακές μεταβολές, συστολή ξήρανσης, ερπυσμό, ελαστική βράχυνση λόγω προέντασης, εγκάρσιες μετακινήσεις κεφαλών μεσοβάθρων). Τα σταθερά αλλά και τα κινητά εφέδρανα ενδέχεται να παρουσιάσουν κατά την καταπόνηση της γέφυρας από σεισμική διέγερση βλάβες, οι οποίες συνίστανται στην μερική ή και πλήρη καταστροφή του εφεδράνου, λόγω μεγάλων οριζόντιων σχετικών μετατοπίσεων του φορέα γέφυρας-κεφαλής βάθρων, ή στην υποχώρηση του φορέα (μέχρι και 30 cm) ως συνέπεια της καταστροφής του εφεδράνου. Εφέδρανα τα οποία έχουν υποστεί βλάβες μπορούν γενικά να αντικατασταθούν ή να επισκευαστούν.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα (laminated bearings) έχουν την ευρύτερη εφαρμογή και είναι σχετικά απλά (σχήμα 1.3.12): αποτελούνται από μεταλλικά ελάσματα (2-4 mm) με ενδιάμεσες στρώσεις βουλκανισμένου ελαστικού 5-8 mm. Λόγω των ελασμάτων τα εφέδρανα διαθέτουν σημαντική κατακόρυφη ατένεια (είναι πρακτικά ασυμπιέστα) και αποτρέπουν την κατακόρυφη παραμόρφωση από τα μεταβαλλόμενα κατακόρυφα φορτία. Ταυτόχρονα, το ελαστικό έχει χαμηλό μέτρο διάτμησης ($G = 100 \text{ Mpa}$) μέχρι γωνία διατμητικής παραμόρφωσης $\varphi \approx 0.7$, ενώ για μεγαλύτερες τιμές εγκάρσιας παραμόρφωσης το μέτρο διάτμησης αυξάνει ραγδαία και ο ρυθμός εγκάρσιας παραμόρφωσης περιορίζεται. Η οριζόντια μετατόπιση που επιτρέπει η παραμορφωσιμότητα του εφεδράνου είναι σημαντική και εξαρτάται από το πάχος του στρώματος ή των στρωμάτων του ελαστικού και κυρίως από την ύπαρξη ή όχι μολύβδινου πυρήνα (lead – rubber bearings), όπως φαίνεται και στους βρόχους υστέρησης διατμητικής δύναμης – εγκάρσιας παραμόρφωσης (σχήμα 1.3.13). Σημειώνεται ότι η ικανότητα απόσβεσης των ελαστομεταλλικών εφεδράνων οφείλεται μόνο στο ελαστικό και είναι της τάξης του 5% της κρίσιμης απόσβεσης.

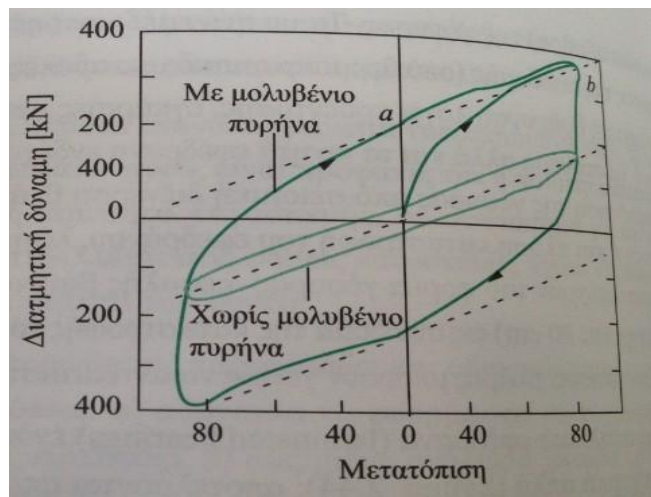


(i)



(ii)

Σχήμα 1.3.12 : Ελαστομεταλλικά εφέδρανα : (i) σχηματική τομή, (ii) εφέδρανο σε στήριξη γέφυρας [Δ. Θεοδωρακόπουλος, κλπ., 2003]



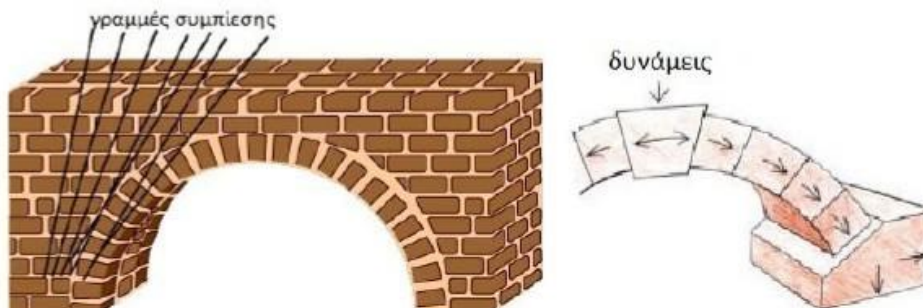
Σχήμα 1.3.13: Καμπύλη υστέρησης για εφέδρανα με ή χωρίς μολύβδινο πυρήνα [Δ. Θεοδωρακόπουλος, κλπ., 2003]

1.4 ΤΥΠΟΙ ΓΕΦΥΡΩΝ ΑΝΑΛΟΓΑ ΜΕ ΤΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΤΟΥΣ ΣΥΣΤΗΜΑ

1.4.1 Τοξωτές [Ι. Μαργάρας, 2008]

Είναι ο πιο παλιός τύπος γέφυρας. Το τόξο μορφώνεται ως θολός κατά την καμπύλη των πιέσεων των φορτίων λόγω ίδιου βάρους, το οποίο σε συνδυασμό με το επιπλέον φορτίο μεταφέρονται στις δυο βάσεις δεξιά και αριστερά (Σχήμα 1.4.1). Αυτού του είδους οι γέφυρες αποτελούν το καλύτερο είδος φορέα για συμπαγή δομικά υλικά με υψηλή θλιπτική αντοχή, εφόσον το έδαφος θεμελίωσης είναι στέρεο

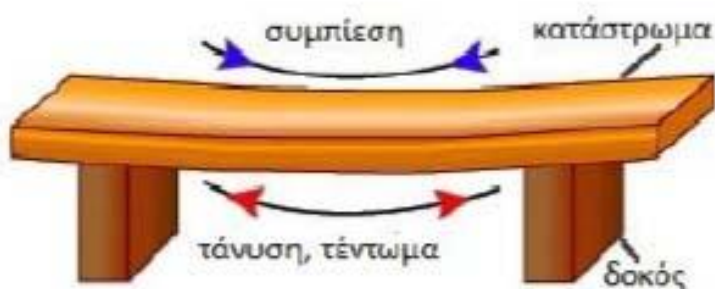
και μπορεί να παραλάβει την ώθηση του τόξου με φθινή θεμελίωση. Αν θέλουμε να γεφυρώσουμε μεγαλύτερες αποστάσεις πρέπει να σχεδιάσουμε περισσότερα τόξα. Τα σύμμικτα καταστρώματα έχουν και σε αυτό το στατικό σύστημα εφαρμογή.



Σχήμα 1.4.1 Τοξωτή γέφυρα [Ι. Μαργάρας, 2008]

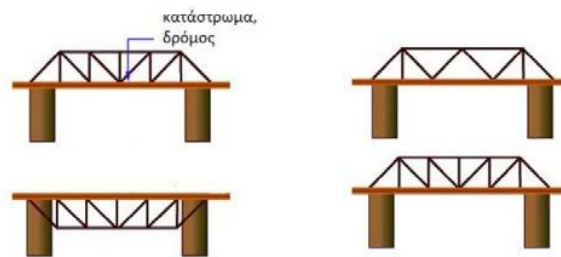
1.4.2 Τύπου δοκού

Είναι ο πιο απλός τύπος γέφυρας. Σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν όλες οι γέφυρες με κατάστρωμα που λειτουργεί είτε ως αμφιέριστο δοκάρι (ή πολλά αμφιέριστα δοκάρια στη σειρά) είτε ως συνεχής δοκός είτε, σπανιότερα πλέον, ως δοκός Gerber. Σχεδόν όλες οι σύμμικτες γέφυρες είναι αυτού του τύπου είτε με δοκούς μορφής διπλού ταυ είτε με δοκούς κιβωποειδούς διατομής. Στο σύστημα με αμφιέριστα δοκάρια οι στηρίξεις είναι αρθρωτές και η γέφυρα έχει ένα ή περισσότερα ανοίγματα σε σειρά. Στο σύστημα με συνεχή δοκό η στατική αοριστία αυξάνει την ασφάλεια και δεν επέρχεται κατάρρευση εάν αστοχήσει μια διατομή της δοκού. Επίσης ένα μεγάλο πλεονέκτημα των συνεχών δοκών είναι η αποφυγή των αρμών διαστολής συνίσταται να εκλέγεται περίπου 20% μικρότερο από το άνοιγμα των εσωτερικών ώστε να εξισωθούν οι ροπές ανοιγμάτων.



Σχήμα 1.4.2 : Γέφυρα δοκού [Ι. Μαργάρας, 2008]

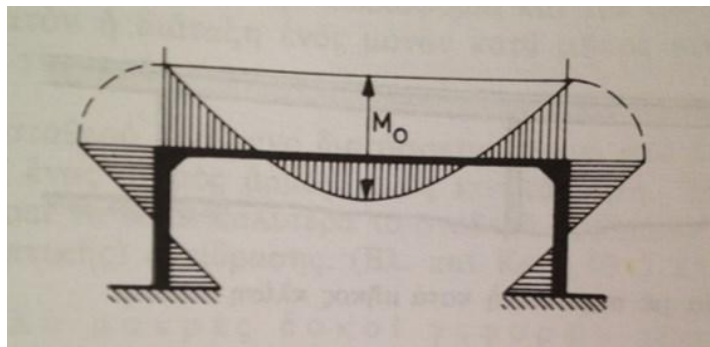
Για να ενισχύσουμε αυτό τον τύπο γέφυρας κατασκευάζουμε στο κατάστρωμα δικτυωτά πλαίσια (Σχήμα 1.4.3).



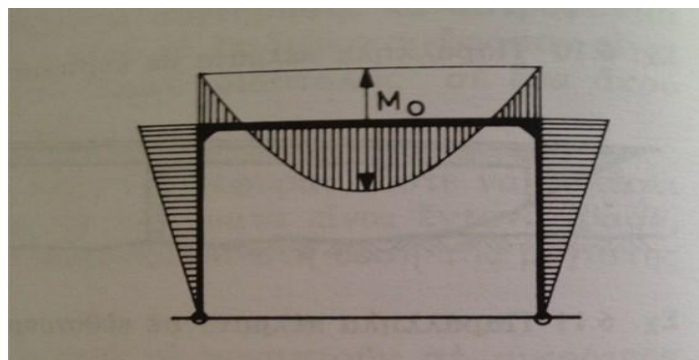
Σχήμα 1.4.3 : Τοξωτή γέφυρα με δικτυωτά πλαίσια [I. Μαργάρας, 2008]

1.4.3 Πλαισιωτές [F. Leonhardt, 1979]

Οι πλαισιωτές γέφυρες δημιουργούνται με την άκαμπτη σύνδεση της δοκού της γέφυρας (ζύγωμα του πλαισίου) με τα τοιχώματα των ακροβάθρων ή τα μεσόβαθρα (στύλος του πλαισίου). Το άκρο της δοκού πακτώνεται π.χ. Στα ακρόβαθρα και έτσι ένα μέρος της ροπής αμφιέριστης δοκού αντισταθμίζεται με τις αρνητικές ροπές πάκτωσης. Οι ροπές στο μέσον του ζυγώματος μπορούν να μειωθούν σημαντικά με δύσκαμπτα βάθρα ή στύλους (Σχήματα 1.4.4 και 1.4.5). Διαλέγοντας κατάλληλη σχέση ακαμψιών, μπορούμε να επηρεάσουμε ευνοϊκά τη διανομή των καμπτικών ροπών και να επιτύχουμε ασυνήθιστα μικρά κατασκευαστικά ύψη.



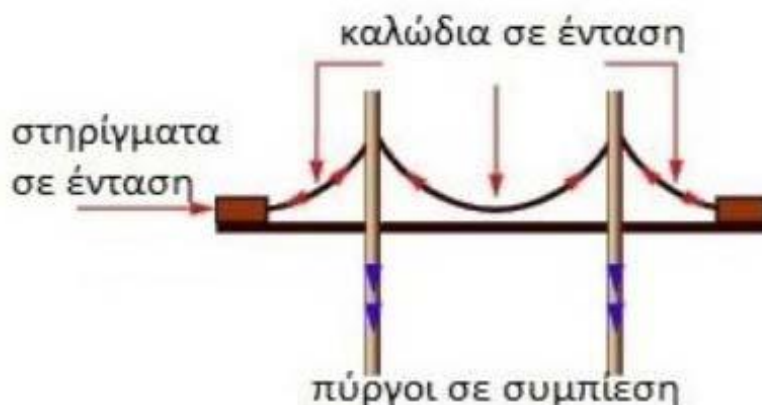
Σχήμα 1.4.4: Δύσκαμπτοι στύλοι πλαισίου, μικρή ροπή ανοίγματος [F. Leonhardt, 1979]



Σχήμα 1.4.5 : εύκαμπτοι στύλοι, μεγάλη ροπή ανοίγματος [F. Leonhardt, 1979]

1.4.4 Κρεμαστές [Ι. Μαργάρας, 2008]

Αυτές οι γέφυρες διαθέτουν ένα κύριο καλώδιο παραβολικής μορφής και ένα πλήθος ευθύγραμμων καλωδίων, τα οποία αναρτώνται από αυτό συνδέοντας το με το κατάστρωμα. Τα κύρια καλώδια διατρέχουν όλο το μήκος της γέφυρας και είναι σταθερά στερεωμένα στις δυο άκρες. Όλο το βάρος της γέφυρας μεταφέρεται στα καλώδια, μετά στους πύργους και εντέλει στη γη, όπου οι πύργοι είναι σταθερά θεμελιωμένοι όπως φαίνεται και στα παρακάτω σχήματα. Συνήθως αυτή η λύση επιλέγεται για πολύ μεγάλα ανοίγματα.



Σχήμα 1.4.6: Μεταφορά δυνάμεων στην κρεμαστή γέφυρα [Ι. Μαργάρας, 2008]

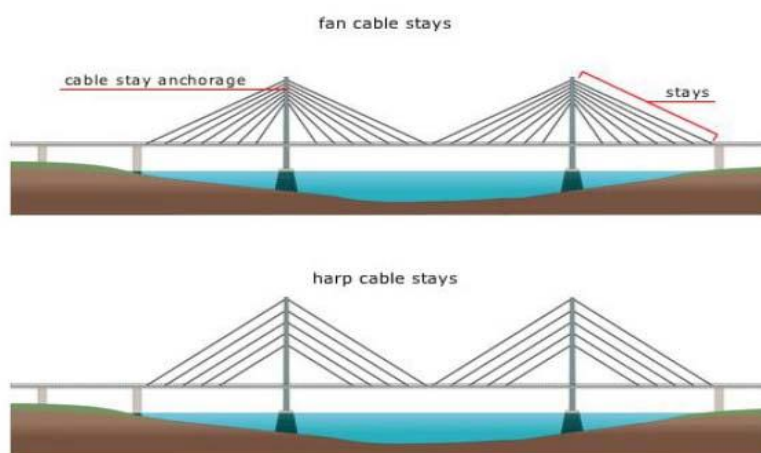
Επίσης όλες σχεδόν οι γέφυρες αυτού του τύπου έχουν ένα υποστηρικτικό πλαίσιο κάτω από το οδόστρωμα το οποίο δυναμώνει την κατασκευή και εμποδίζει την κίνηση της γέφυρας από του ανέμους (Σχήμα 1.4.7)



Σχήμα 1.4.7 : Υποστηρικτικό πλαίσιο κάτω από το οδόστρωμα [Ι. Μαργάρας, 2008]

1.4.5 Καλωδιωτές [Ι. Μαργάρας, 2008]

Σε αυτόν τον τύπο γέφυρας το κατάστρωμα αναρτάται με λοξά καλώδια από τους πυλώνες, τα οποία μπορεί να είναι διατεταγμένα είτε σε ακτινική μορφή είτε παράλληλα μεταξύ τους (Σχήμα 1.4.5). Οι δυνάμεις και το βάρος του καταστρώματος μεταφέρονται μέσω των καλωδίων στους πύργους και στη συνέχεια στη γη. Επίσης και αυτή η λύση προσφέρεται για μεγάλα ανοίγματα, ωστόσο για τη γεφύρωση πολύ μεγάλων ανοιγμάτων (πάνω από 1km) πιο οικονομική και ελκυστική φαίνεται να είναι η λύση των κρεμαστών γεφυρών. Σε αυτού του είδους τα συστήματα απαντώνται πλέον πολύ συχνά σύμμικτα καταστρώματα.



Σχήμα 1.4.8: Δύο τύποι καλωδιωτών γεφυρών [Ι. Μαργάρας, 2008]

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

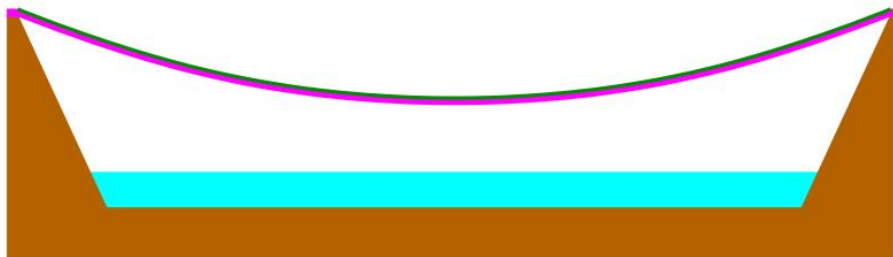
2. ΓΕΦΥΡΕΣ ΜΕ ΑΝΑΡΤΗΜΕΝΟ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ – ΚΑΛΩΔΙΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

2.1 ΚΡΕΜΑΣΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

2.1.1 Είδη κρεμαστών γεφυρών [Ι. Μαργάρας, 2008]

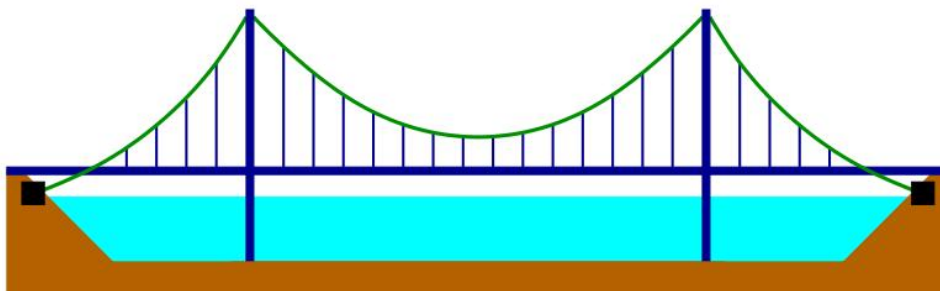
Στην παράγραφο που ακολουθεί παρουσιάζονται τα βασικά ήδη κρεμαστών γεφυρών, ανάλογα με το στατικό σύστημά τους:

Simple suspension bridge (Σχήμα 2.1.1) : Η παλαιότερη μορφή κρεμαστής γέφυρας (συνήθως πεζογέφυρα). Το κατάστρωμα είναι ελαστικό και στηρίζεται πάνω σε κύρια καλώδια, τα οποία είναι αγκυρωμένα στη γη.



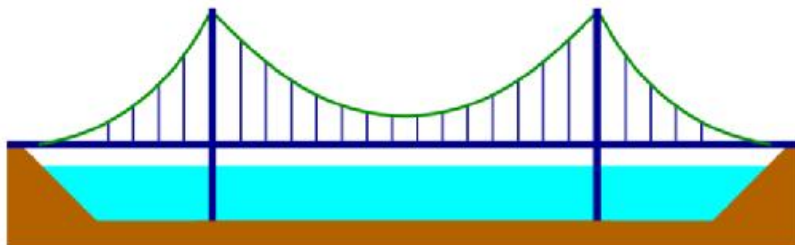
Σχήμα 2.1.1: Simple suspension bridge [30, Ηλεκτρονικές Πηγές Φωτ.: (1)]

Suspension bridge (Σχήμα 2.1.2) : Ο πιο συνηθισμένος τύπος κρεμαστών γεφυρών. Αυτός ο τύπος κρεμαστής γέφυρας είναι κατάλληλος για βαρέα οχήματα και ελαφρά σιδηροδρομικά δίκτυα. Τα κύρια καλώδια είναι αγκυρωμένα στο έδαφος, ενώ το κατάστρωμα, το οποίο είναι άκαμπτο, αναρτάται μέσω αυτών από κατακόρυφα καλώδια.



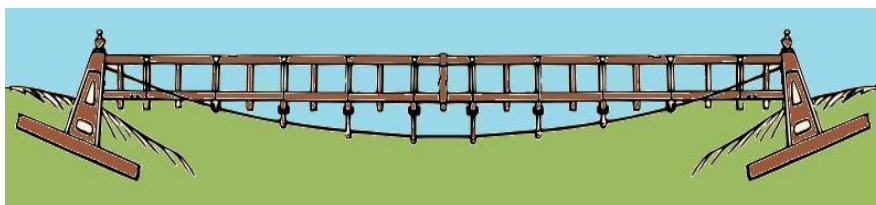
Σχήμα 2.1.2 : Suspension bridge [30, Ηλεκτρονικές Πηγές Φωτ.: (2)]

Self-anchored suspension bridge (Σχήμα 2.1.3) : Μεταγενέστερη του προηγούμενου τύπου, με τη διαφορά ότι τα κύρια καλώδια αγκυρώνονται στα άκρα του καταστρώματος.



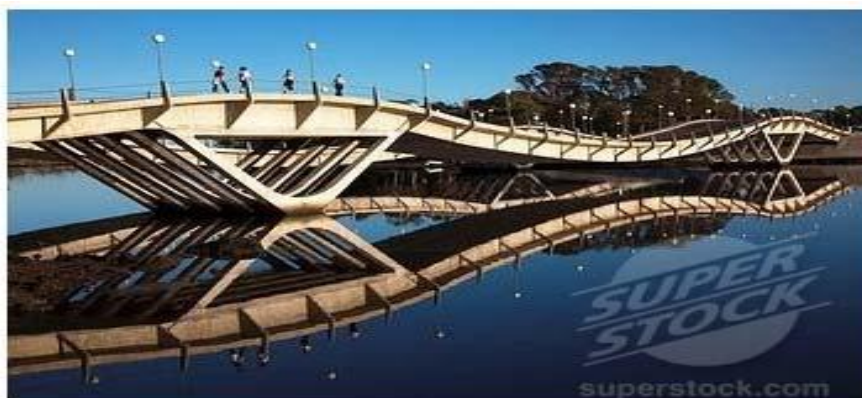
Σχήμα 2.1.3 : Self-anchored suspension bridge [30, Ηλεκτρονικές Πηγές Φωτ.: (3)]

Underspanned suspension bridge (Σχήμα 2.1.4): Απόγονος της απλής κρεμαστής γέφυρας στις αρχές του 19^{ου} αιώνα. Το κύριο καλώδιο κρέμεται εξ' ολοκλήρου κάτω από το κατάστρωμα της γέφυρας, αλλά αγκυρώνεται στο έδαφος, όπως και στον συμβατικό τύπο.



Σχήμα 2.1.4: Underspanned suspension bridge [30, Ηλεκτρονικές Πηγές Φωτ.: (4)]

Stressed ribbon bridge (Σχήμα 2.1.5): Ένας μοντέρνος απόγονος της απλής κρεμαστής γέφυρας. Τα καλώδια ανάρτησης, τα οποία είναι προεντεταμένα, είναι ενσωματωμένα στο κατάστρωμα, που ακολουθεί ένα αλυσοειδές τόξο μεταξύ των στηριγμάτων. Ο συνδυασμός αυτός των προεντεταμένων καλωδίων και του σκυροδέματος δημιουργεί τελικά μια άκαμπτη κατασκευή, η οποία αντέχει και μεγάλα φορτία.



Σχήμα 2.1.5 : Stressed ribbon bridge[30, Ηλεκτρονικές Πηγές Φωτ.: (5)]

2.1.2 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα έναντι άλλων γεφυρών [Ι. Μαργάρας, 2008]

Πλεονεκτήματα :

- Είναι εφικτή η κατασκευή μεγαλύτερων κύριων ανοιγμάτων σε σχέση με άλλα είδη γεφυρών.
- Εκτός από την εγκατάσταση των προσωρινών καλωδίων, χρειάζεται ελάχιστη ή καθόλου πρόσβαση στο κάτω μέρος της κατασκευής κατά τη διάρκεια των εργασιών, γεγονός που επιτρέπει για παράδειγμα τη συνέχιση της ναυσιπλοΐας κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.
- Αναμένεται καλύτερη απόκριση σε περίπτωση σεισμού σε σχέση με άλλες βαρύτερες ή πιο άκαμπτες γέφυρες.

Μειονεκτήματα:

- Χαρακτηριστική ιδιότητα των κρεμαστών γεφυρών είναι η εμφάνιση σημαντικών παραμορφώσεων εκ των κινητών φορτίων, ως και ταλαντώσεων από τη δυναμική επιβάρυνση και τη φόρτιση του ανέμου. Η ιδιότητα αυτή τις καθιστά πλέον ευαίσθητες των υπολοίπων φορέων της γεφυροποιίας.
- Το σχετικά μικρής ακαμψίας κατάστρωμα δυσχεραίνει την ανάληψη βαρέων σιδηροδρομικών μεταφορών λόγω των οποίων προκύπτουν μεγάλα συγκεντρωμένα κινητά φορτία.

2.2 ΚΑΛΩΔΙΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Η ανάπτυξη των καλωδιωτών γεφυρών άρχισε ουσιαστικά μετά τον 2ο Π.Π. στην Γερμανία. Οι γερμανοί μηχανικοί, με επικεφαλής τον καθ. F. Leonhardt , ειδικεύθηκαν βαθύτατα στον τομέα αυτό, η ραγδαία εξέλιξη του οποίου πιστοποιείται τόσο από τον αριθμό των γεφυρών όσο και το μέγιστο άνοιγμα τους. Ενώ περί το 1986 καταγράφονται παγκοσμίως περί τις 150 καλωδιωτές γέφυρες, ο αριθμός τους το 2012 υπερβαίνει τις 1000. Το 1975 το μέγιστο άνοιγμα ανερχόταν σε 404 m (St. Nazaire pont), το 1995 έφθασε τα 856 m (Pont de Normandie) και το 2012 τα 1104 m (Russki Bridge). Η τεχνολογική εξέλιξη και η έντονη βιομηχανοποίηση των αναρτήρων, των υλικών, των μεθόδων ανέγερσης αλλά και των μεθόδων ανάλυσης, επέβαλε την καλωδιωτή γέφυρα ως αποκλειστικό τύπο εφαρμογής στον χώρο μεταξύ των προβολοδομούμενων και των κλασικών κρεμαστών γεφυρών. Το όριο μεταξύ των τελευταίων και των καλωδιωτών μετατίθεται συνεχώς προς τα πάνω.



Σχήμα 2.2.1: Bridge Saint Nazaire, France [30, Ηλεκτρονικές Πηγές Φωτ.: (6)]



Σχήμα 2.2.2 : Normandy Bridge [30, Ηλεκτρονικές Πηγές Φωτ.: (7)]

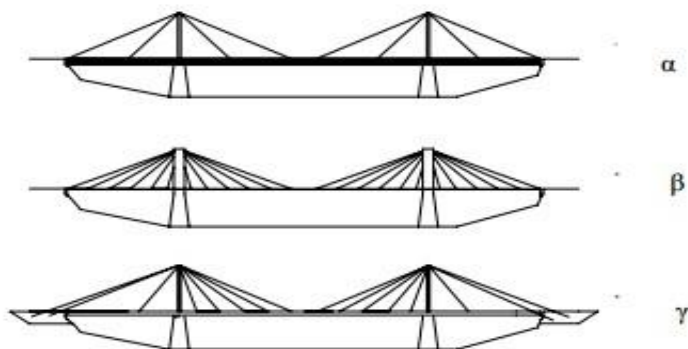


Σχήμα 2.2.3: Russki Bridge [30, Ηλεκτρονικές Πηγές Φωτ.: (8)]

Η καλωδιωτή γέφυρα αποτελείται από έναν ή περισσότερους στύλους οι οποίοι στηρίζουν με καλώδια το οδόστρωμα. Η ιδέα προέρχεται από τις κρεμαστές γέφυρες. Ενώ συχνά το μήκος μιας γέφυρας τέτοιου τύπου αναφέρεται ότι είναι το σύνολο των καταστρωμάτων της.

Τα βασικά στατικά συστήματα στις αναρτημένες από ευθύγραμμο καλώδια γέφυρες είναι ουσιαστικά τρία [Ι. Μαργάρας, 2008]:

1. Κατάστρωμα μεγάλης ακαμψίας αναρτώμενο από λίγα καλώδια σε συνδυασμό με μικρών διαστάσεων λυγηρούς πυλώνες (α)
2. Πυλώνες μεγάλης ακαμψίας που δύνανται να αναλάβουν μεγάλες ροπές σε συνδυασμό με ελαφρύ κατάστρωμα, στηριζόμενο από πολλά καλώδια (β)
3. Αγκυρωμένα σε ακρόβαθρα καλώδια τα οποία διέρχονται από την κορυφή των (εύκαμπτων) πυλώνων και αναρτούν το κατάστρωμα (γ)

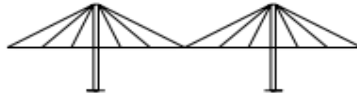


Σχήμα 2.2.4 : Βασικοί τύποι μόρφωσης καλωδιωτού φορέα [Ι. Μαργάρας, 2008]

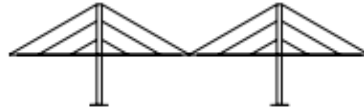
Στην πράξη οι τύποι αυτοί μόρφωσης του βασικού στατικού συστήματος κάθε άλλο παρά δεσμευτικοί είναι για τον μελετητή. Κάθε γέφυρα τέτοιας τάξης μεγέθους αντιμετωπίζεται ξεχωριστά, οπότε ο παραπάνω διαχωρισμός έχει έννοια μόνο ως παράδειγμα της ποικιλίας των λύσεων που προκύπτουν από την επιλογή της μόρφωσης του φορέα ως καλωδιωτού.

2.2.1 Διάταξη καλωδίωσης κατά την διαμήκη έννοια

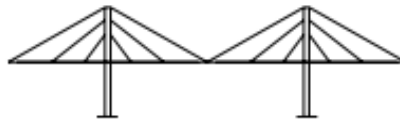
Στις καλωδιωτές γέφυρες η επιλογή της διάταξης των καλωδίων εξαρτάται από πολλούς παράγοντες. Η επιλογή των μελετητών επηρεάζει τόσο την στατική λειτουργία του φορέα, την οικονομικότητα, τη μέθοδο κατασκευής όσο και την αισθητική. Κατά την διαμήκη έννοια, η σύνδεση πυλώνων – καταστρώματος επιτυγχάνεται μέσω της καλωδίωσης η οποία συνήθως έχει τη μορφή μιας από τις διατάξεις που φαίνονται στο Σχήμα 2.2.5.



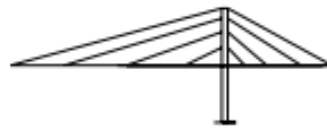
α. Ακτινωτή διάταξη



β. Παράλληλη διάταξη (harp)



γ. Ημιακτινωτή διάταξη (semi-harp)



δ. Ασύμμετρη διάταξη (assymetric pattern)

Σχήμα 2.2.5 : Συστήματα διάταξης καλωδίων κατά την διαμήκη έννοια [Ι. Μαργάρας, 2008]

- **Ακτινωτή διάταξη (radial –fan)**

Ο τύπος αυτός καλωδίωσης προσφέρει αρκετά πλεονεκτήματα. Καταρχήν οι οριζόντιες δυνάμεις που εισάγονται στο κατάστρωμα είναι σαφώς μικρότερες σε σχέση με τους άλλους τύπους, αφού αυξάνεται η μέση γωνία καταστρώματος - καλωδίου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να απαιτούνται μικρότερες διατομές καλωδίων και κατά συνέπεια περισσότερη οικονομία στο ακριβότερο υλικό κατασκευής. Επίσης, η ακτινωτή διάταξη έχει το πλεονέκτημα ότι υποβάλλει τους πυλώνες σε μέτρια κάμψη κατά την οριζόντια διεύθυνση αφού (συνήθως) η διάταξη των καλωδίων είναι συμμετρική. Στον αντίποδα πρέπει να αναφερθεί ότι αισθητικά το ακτινωτό σύστημα υπολείπεται κατά γενική ομολογία της παράλληλης διάταξης καλωδίων. Ταυτόχρονα, ένα σημαντικό κατασκευαστικό πρόβλημα που προκύπτει αφορά στην περιοχή της αγκύρωσης των καλωδίων στην κορυφή του πυλώνα. Οι τάσεις που δημιουργούνται απαιτούν την χρήση ειδικών διατάξεων αγκύρωσης. Η προσομοίωση και μόνο τέτοιων διατάξεων είναι δύσκολη, πόσο μάλλον η κατασκευή τους, ωστόσο το οικονομικό όφελος των μικρότερων καλωδίων πιθανότατα υπερβαίνει αυτή τη

δυσχέρεια.

- **Παράλληλη Διάταξη (Harp)**

Το αισθητικό αποτέλεσμα είναι το κύριο πλεονέκτημα της διάταξης αυτής. Η μικρή κλίση των καλωδίων έχει ως αποτέλεσμα σημαντικό ποσοστό της δύναμης να «χάνεται» στην οριζόντια διεύθυνση και έτσι απαιτούνται μεγαλύτερες διατομές καλωδίων. Άλλωστε η μεγάλη θλίψη που εισάγεται στις κύριες δοκούς από ένα σημείο και πέρα μπορεί να αποτελέσει πρόβλημα για την αντοχή τους. Κατασκευαστικά το βασικό πλεονέκτημα είναι η κατανομή καθ' ύψος των καλωδίων στον πυλώνα που δημιουργεί μια καλύτερη κατανομή των τάσεων (μειωμένες διαστάσεις πυλώνων, ευκολότερη αγκύρωση καλωδίων).

- **Ημιακτινωτή διάταξη (semi-harp)**

Συνδυάζει τα πλεονεκτήματα των δύο παραπάνω τύπων κατά μήκος καλωδίωσης. Η καθ' ύψος αγκύρωση των καλωδίων στους πυλώνες και η αυξημένη μέση γωνία καλωδίου καταστρώματος δημιουργεί πολλά πλεονεκτήματα. Η ευκολία στην κατασκευή των αγκυρώσεων και η μικρότερη θλίψη στο κατάστρωμα σε συνδυασμό με την αισθητική αρτιότητα κάνουν την ημιακτινωτή διάταξη την συνηθέστερη επιλογή στις σύγχρονες καλωδιωτές γέφυρες.

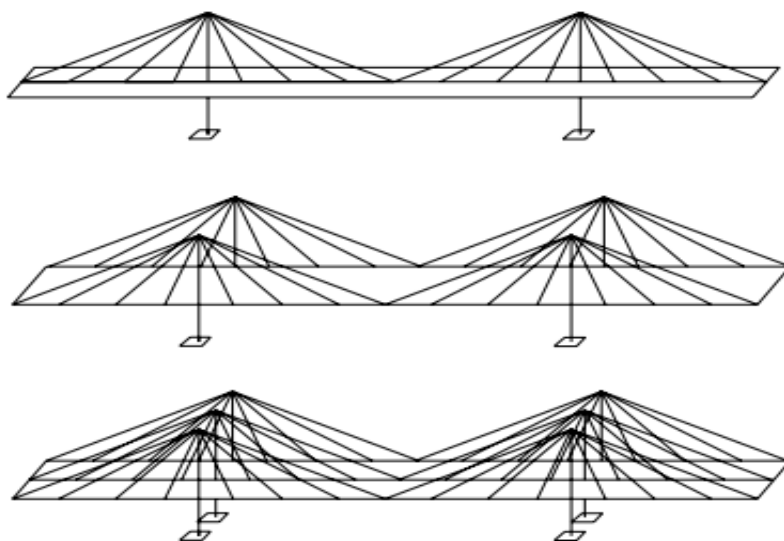
- **Ασύμμετρη διάταξη (assymetrical pattern)**

Η ασύμμετρη διάταξη εφαρμόζεται συνήθως σε γέφυρες με ένα πυλώνα. Συνήθως τα καλώδια από τη μία πλευρά αγκυρώνονται σε block από σκυρόδεμα. Μια μέση γωνία καλωδίων της τάξης των 45° δίνει τα πλέον οικονομικά αποτελέσματα. Γενικά η τάση της μείωσης του ίδιου βάρους (λόγω χρήσης σύμμικτων καταστρωμάτων κτλ).έχει ως αποτέλεσμα την δυνατότητα γεφύρωσης μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αυτή τη διάταξη. Πρέπει να σημειωθεί ότι η διάταξη αυτή είναι συνήθης σε πεζογέφυρες, όπου μάλιστα συνδυάζεται με την διάταξη καλωδίων σε ένα μόνο επίπεδο κατά την εγκάρσια έννοια.

2.2.2 Διάταξη καλωδίων κατά την εγκάρσια έννοια [1. Μαργάρας, 2008]

Κατά την εγκάρσια διεύθυνση η καλωδίωση γίνεται σε ένα, δύο ή και τρία επίπεδα, κατακόρυφα ή υπό γωνία. Όταν η ανάρτηση του καταστρώματος γίνεται σε ένα επίπεδο, τότε μειώνεται η στρωφική δυσκαμψία της κατασκευής στην εγκάρσια διεύθυνση και γι αυτό λαμβάνονται τα κατάλληλα μέτρα. Συνήθως σε πεζογέφυρες προτιμάται αυτός ο τύπος καλωδίωσης. Στις περισσότερες οδικές καλωδιωτές γέφυρες τα καλώδια διατάσσονται σε δύο επίπεδα. Επιτυγχάνεται έτσι, αφενός μεγαλύτερη ευστάθεια του φορέα έναντι εγκάρσιων φορτίσεων (ανεμοπίεση) και αφετέρου η καλύτερη διανομή των τάσεων στα καλώδια. Διάταξη σε τρία επίπεδα έχει εφαρμοστεί σε ελάχιστες περιπτώσεις. Σχετικά με την κλίση των καλωδίων στο κατακόρυφο επίπεδο, αυτή υπαγορεύεται καταρχήν από τον τύπο των πυλώνων. Όταν τα καλώδια βρίσκονται υπό κλίση προφανώς δημιουργούνται επιπλέον εντάσεις τόσο στους πυλώνες όσο και στο κατάστρωμα η παραλαβή των οποίων δεν μπορεί να αγνοηθεί. Ειδικά στις γέφυρες με σύμμικτο κατάστρωμα μπορεί η κλίση

αυτή να λειτουργήσει ευνοϊκά, προσφέροντας θλίψη κατά την εγκάρσια διεύθυνση (όταν οι διαδοκίδες είναι σύμμικτες).



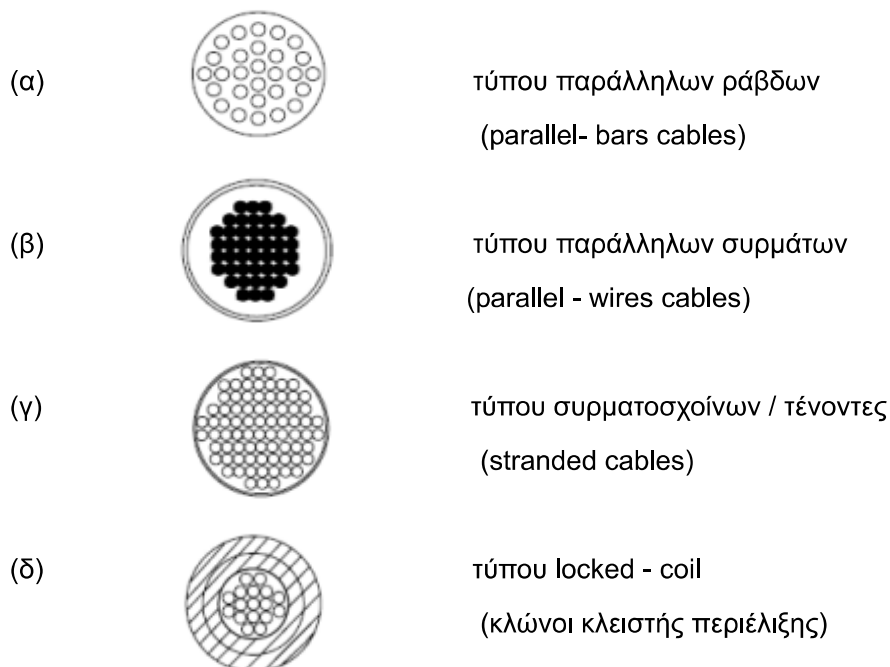
Σχήμα 2.2.6: Διάταξη καλωδίωσης σε ένα, δύο ή τρία επίπεδα [Ι. Μαργάρας, 2008]

2.2.3 Διαμήκης απόσταση καλωδίων στον φορέα [Ι. Μαργάρας, 2008]

Η τακτική που ακολουθούσαν οι μελετητές σε παλιότερες καλωδιωτές γέφυρες ήταν η τοποθέτηση όσο το δυνατόν λιγότερων καλωδίων στον φορέα. Έτσι, προέκυπταν αναγκαστικά μεγάλες διατομές κυρίων δοκών για να επιτευχθεί η απαιτούμενη ακαμψία. Η σύγχρονη θεώρηση του προβλήματος είναι η διάταξη περισσότερων καλωδίων στο κατάστρωμα, ώστε να προκύπτουν μικρότερα ανοίγματα. Κάτι τέτοιο έχει ως αποτέλεσμα μικρότερες διατομές και ευκολότερη αγκύρωση. Ταυτόχρονα είναι δυνατή η αντικατάσταση των καλωδίων (ο φορέας μπορεί να ανακατανείμει τα εντατικά μεγέθη όταν εδράζεται σε πολλές ελαστικές στηρίξεις – καλώδια) και η καλύτερη προστασία τους από διάβρωση σε σχέση με τα καλώδια μεγάλης διαμέτρου. Η συνήθης απόσταση των αγκυρώσεων στο κατάστρωμα είναι 15 – 25 m. Το υλικό κατασκευής των κυρίων δοκών επηρεάζει κατά πολύ βέβαια (καταστρώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα απαιτούν πιο πυκνή διάταξη καλωδίων εκτός και αν εφαρμόζεται ισχυρή προένταση). Επίσης ο τρόπος κατασκευής του φορέα είναι καθοριστικός για την επιλογή του μήκους των ανοιγμάτων. Στην περίπτωση που η κατασκευή γίνεται με προβολοδόμηση πρέπει να είναι δυνατή η ανύψωση και η αποκατάσταση της συνέχειας των νέων τμημάτων του καταστρώματος. Αντίθετα όταν ο φορέας κατασκευάζεται παραπλεύρως της θέσης τοποθέτησης και προωθείται στην τελική του θέση μέσω προσωρινών στηρίξεων, είναι δυνατή μια πιο αραιή διάταξη καλωδίωσης.

2.2.4 Τύποι καλωδίων [Ι. Μαργάρας, 2008]

Χρησιμοποιούνται διάφοροι τύποι καλωδίων σε γέφυρες αυτής της μορφής. Οι συνήθεις τύποι που χρησιμοποιούνται φαίνονται στο Σχήμα 2.2.7 :



Σχήμα 2.2.7: Τύποι καλωδίων [Ι. Μαργάρας, 2008]

- Καλώδια παράλληλων ράβδων

Μορφώνονται από ευθύγραμμες χαλύβδινες ράβδους που τοποθετούνται εντός μεταλλικών σωλήνων. Οι ράβδοι έχουν μήκος 15 m - 20 m οπότε είναι αναγκαία η τοποθέτηση παρεμβλημάτων για την ένωσή τους κατά μήκος, πράγμα που κάνει αυτόν τον τύπο καλωδίων ευπαθή σε αστοχία λόγω κόπωσης. Η συνήθης διάμετρος των ράβδων είναι 16 mm. Το κενό μεταξύ του εξωτερικού σωλήνα και των ράβδων γεμίζεται με ένεμα (πολυαιθυλένιο). Η χρήση των καλωδίων παράλληλων ράβδων είναι αποδοτική κυρίως σε φορείς όπου ο λόγος των μόνιμων φορτίων προς τα κινητά είναι μεγάλος.

- Καλώδια παράλληλων συρμάτων

Χαλύβδινα σύρματα τοποθετούνται σε σωλήνες πολυαιθυλενίου και το εσωτερικό γεμίζεται με ένεμα σκυροδέματος το οποίο κρατά τα σύρματα στη θέση τους. Η αντοχή των καλωδίων αυτών είναι ικανοποιητική σε κόπωση. Τα καλώδια που μορφώνονται με αυτόν τον τρόπο έχουν εφελκυστική αντοχή από 1300 -9000 KN. Η συνήθης διάμετρος των συρμάτων είναι 7 mm.

- Καλώδια με τένοντες

Η ευρέως διαδεδομένη χρήση αυτού του τύπου καλωδίων (χρησιμοποιείται σε προεντεταμένους φορείς) τα καθιστά την πλέον οικονομική αλλά και αξιόπιστη επιλογή. Το καλώδιο αποτελείται από έναν αριθμό τενόντων (ανάλογα με την απαιτούμενη αντοχή τους). Η πλέον διαδεδομένοι τένοντες αποτελούνται από εφτάπλεγμένα σύρματα των 0.5 ή 0.7 in (12.7 – 17.78 mm). Τα διάφορα προβλήματα που παρουσιάζει αυτός ο τύπος καλωδίων (αυξημένος κίνδυνος κόπωσης, διάβρωση) έχουν πλέον αντιμετωπιστεί σε ικανοποιητικό βαθμό με κατάλληλα μέτρα προστασίας.

- Καλώδια τύπου locked – coil (κλώνοι κλειστής περιέλιξης)

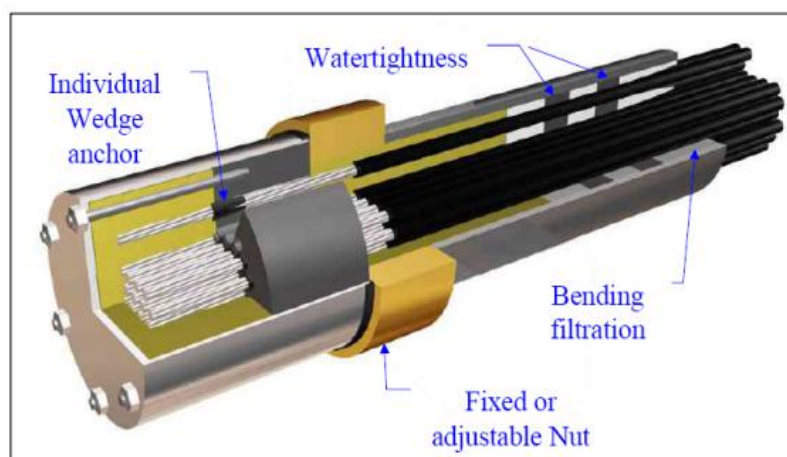
Τα καλώδια αυτά αρχικά είχαν εφαρμογή στις κρεμαστές γέφυρες και συγκεκριμένα στους αναρτήρες. Στον πυρήνα τους τοποθετούνται κυκλικής διατομής σύρματα, ενώ περιμετρικά αυτού του πυρήνα διατάσσονται «στρώσεις» συρμάτων τραπεζοειδούς διατομής και διατομής S. Μπορούν να φέρουν ιδιαίτερα υψηλά αξονικά φορτία και παράλληλα η κατασκευή τους τα κάνει ανθεκτικά στις διαμητικές τάσεις που αναπτύσσονται κατά την προένταση. Τα κύρια πλεονεκτήματα είναι η εύκολη τοποθέτησή τους, το γεγονός ότι δεν απαιτείται ένεμα μετά την προένταση και ο περιορισμένος χώρος που απαιτείται για την αγκύρωσή τους.

Για την προστασία των καλωδίων από την διάβρωση χρησιμοποιούνται διάφορες τεχνικές. Γίνεται χρήση ειδικών καλυμμάτων ή σωλήνων μέσα στους οποίους τοποθετούνται τα καλώδια. Παράλληλα, διαδεδομένη τακτική για την προστασία των καλωδίων είναι ο γαλβανισμός. Ο εμποτισμός δηλαδή των συρμάτων σε διάλυμα ψευδαργύρου. Εκτός της διάβρωσης, κατάλληλα μέτρα λαμβάνονται και για την προστασία από κεραυνούς. Τοποθετούνται αλεξικέραυνα στην κορυφή των πυλώνων, ώστε να αποφευχθεί ο κίνδυνος θραύσης του καλωδίου. Σε κάθε περίπτωση, είναι αναγκαίο να προβλέπεται η δυνατότητα αντικατάστασης ενός καλωδίου που έχει φθαρεί, λαμβάνοντας τα απαραίτητα μέτρα κατά την μελέτη (δυνατότητα ανακατανομής της έντασης ενός καλωδίου στα γειτονικά του χωρίς να τίθεται σε κίνδυνο η στατικότητα του φορέα).

2.2.5 Αγκυρώσεις [Ι. Μαργάρας, 2008]

Η σύνδεση των βασικών δομικών στοιχείων μιας καλωδιωτής γέφυρας, των καλωδίων, με τους πυλώνες και το κατάστρωμα επιτυγχάνεται μέσω των αγκυρώσεων. Σε πολλές περιπτώσεις τα ακραία καλώδια αγκυρώνονται στο έδαφος προσδίδοντας επιπλέον ακαμψία στους πυλώνες. Η αγκύρωση αυτού του τύπου επιτυγχάνεται μέσω της σύνδεσης των κλώνων ή των ράβδων του καλωδίου σε σταθερά μπλοκ σκυροδέματος (κιβώτιο αγκύρωσης) στα άκρα του φορέα επί του εδάφους ή σε ακρόβαθρα. Η προένταση στα καλώδια επιβάλλεται μόνο από την αγκύρωση στους πυλώνες και όχι από το κατάστρωμα, όπου οι αγκυρώσεις είναι σταθερές. Όπως είναι φυσικό, ανάλογα με τον τύπο καλωδίου που χρησιμοποιείται, η διάταξη της αγκύρωσης είναι διαφορετική. Στο κατάστρωμα η αγκύρωση γίνεται στις διαδοκίδες ή τις κύριες δοκούς. Για διάταξη καλωδίων σε δύο επίπεδα οι

αγκυρώσεις γίνονται στο πλάτος του πεζοδρομίου και σε απόσταση τέτοια ώστε να μην επηρεάζουν το περιτύπωμα του οδοστρώματος. Στους πυλώνες, η δυσκολία που παρουσιάζεται είναι η διάταξη των αγκυρώσεων αφού αφ' ενός ο χώρος είναι περιορισμένος και αφ' ετέρου οι τάσεις που δημιουργούνται ιδιαίτερα υψηλές. Η διάταξη των αγκυρώσεων καθ' ύψος μπορεί σαφώς να αποτελέσει λύση σε αυτό το πρόβλημα. Επίσης, η τοποθέτηση ειδικά κατασκευασμένων για την κάθε περίπτωση μεταλλικών «υποδοχών» αγκυρώσεων οι οποίες προσαρτώνται στην κορυφή των πυλώνων είναι συνηθισμένη τακτική. Οι διάφορες εταιρίες κατασκευής καλωδίων (DINA, VSL, FREYSSINET, STRONGHOLD κ.α.) έχουν αναπτύξει τα δικά τους συστήματα αγκυρώσεων (τα οποία βέβαια ανταποκρίνονται στις προδιαγραφές που τίθενται από τον κύριο του έργου). Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται κάποιες διατάξεις αγκυρώσεων.



Σχήμα 2.2.8: Αγκύρωση καλωδίων τύπου τενόντων [Ι. Μαργάρας, 2008]



Σχήμα 2.2.9: Αγκυρώσεις καλωδίων επί του καταστρώματος [Ι. Μαργάρας, 2008]

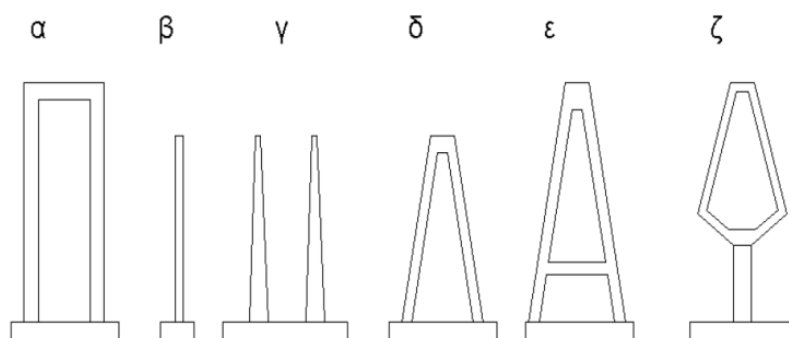
2.2.6 Πυλώνες [Ι. Μαργάρας, 2008]

Οι πυλώνες μιας καλωδιωτής γέφυρας αποτελούν πρώτα απ' όλα, το πλέον συμβολικό μέρος –αισθητικά- της κατασκευής. Είναι γενικά αποδεκτό ότι η αισθητική διάσταση της επιλογής της μορφής των πυλώνων είναι η πρωταρχική απαίτηση στο σχεδιασμό τους.

Η επιλογή του τύπου των πυλώνων γίνεται –πέραν της αισθητικής – με βάση τις απαιτήσεις του στατικού συστήματος του φορέα και των κατασκευαστικών περιορισμών. Ανάλογα με το σύστημα καλωδίωσης που επιλέγεται, γίνεται η επιλογή της κατά μήκος του φορέα διατομής. Συγκεκριμένα, όταν επιλέγεται παράλληλη καλωδίωση (όπου το μικρό μήκος των κοντινών καλωδίων είναι κρίσιμο), είναι απαραίτητο οι πυλώνες να έχουν μεγάλη ακαμψία ώστε να μην παραμορφώνεται το κατάστρωμα και ταυτόχρονα υψηλή αντοχή (αφού λόγω της μη ενδοτικότητας τα εντατικά μεγέθη παραμένουν υψηλά). Στην περίπτωση ακτινωτής διάταξης, οι πυλώνες δεν αντιμετωπίζουν ιδιαίτερο πρόβλημα κατά τη διαμήκη διεύθυνση, ιδιαίτερα δε αν χρησιμοποιούνται καλώδια που αγκυρώνονται στα ακρόβαθρα.

Κατά την εγκάρσια διεύθυνση οι πυλώνες μπορούν να έχουν διάφορες μορφές (Σχήμα 2.2.10). Η επιλογή γίνεται και εδώ βασισμένη σε διάφορους παράγοντες, όπως το αν η καλωδίωση γίνεται σε ένα ή δύο επίπεδα, το απαιτούμενο ελεύθερο ύψος κάτω από το κατάστρωμα κτλ.

Συχνή είναι η χρήση μορφών Α, Π ή ρόμβου οι οποίοι έχουν το πλεονέκτημα της επιπλέον ακαμψίας σε σχέση με τους απλούς προβόλους. Πυλώνες τύπου Π αποτελούν οικονομικότερη λύση για χαμηλά ύψη, ενώ όταν το ύψος είναι μεγάλο (π.χ. θεμελίωση σε βαθύ θαλάσσιο πυθμένα) προτιμάται από οικονομικής και από αισθητικής άποψης η μορφή ρόμβου-διαμαντιού. Διάφοροι τύποι πυλώνων παρατίθενται πιο κάτω.



Σχήμα 2.2.10: Τύποι πυλώνων : α) μορφής Π, β) πρόβολος, γ) δύο πρόβολοι, δ) μορφής Λ, ε) μορφής Α, ζ) μορφής ρόμβου [Ι. Μαργάρας, 2008]

- **Πυλώνες τύπου Α**

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι πυλώνες αυτού του τύπου λόγω της υψηλής ακαμψίας τους κατά την εγκάρσια έννοια του φορέα. Οι δύο βραχίονες –

στύλοι των πυλώνων συνδέονται τόσο στην κορυφή, όσο και κάτω από το ύψος του καταστρώματος. Η απαραίτητη εγκάρσια απόσταση μεταξύ του καταστρώματος και του πυλώνα σε αυτή την περίπτωση επιτυγχάνεται χωρίς να μειώνεται ιδιαίτερα η εγκάρσια κλίση των καλωδίων. Ωστόσο η κατασκευή πυλώνων τέτοιου τύπου είναι πιο δύσκολη σε σχέση με τους πυλώνες τύπου προβόλου.

Οι πυλώνες κατασκευάζονται από χάλυβα ή σκυρόδεμα. Τα τελευταία χρόνια έχει επικρατήσει η χρήση κυψελοειδών διατομών οπλισμένου σκυροδέματος. Ιδιαίτερη κατασκευαστική δυσκολία παρουσιάζει η υλοποίηση της σύνδεσης των καλωδίων με των πυλώνα, ειδικά στην περίπτωση του ακτινωτού συστήματος καλωδίωσης. Η θεμελίωση των πυλώνων συνήθως υλοποιείται ως πάκτωση, οδηγώντας σε μεγάλες καμπτικές ροπές στη βάση τους.

Η επιλογή του μελετητή είναι οικονομοτεχνική, αφού ο συνδυασμός του πυλώνα με την καλωδίωση και τον τύπο καταστρώματος είναι το κρίσιμο στοιχείο. Για παράδειγμα η απαίτηση για ακαμψία στους πυλώνες αναπόφευκτα οδηγεί σε μεγάλες διατομές. Ωστόσο μια τέτοια επιλογή επηρεάζει και τον τύπο του καταστρώματος ο οποίος μπορεί να μορφωθεί πολύ πιο λυγρός (άρα και οικονομικός). Γίνεται λοιπόν σαφές ότι κάθε επιλογή σε κάποιο δομικό στοιχείο επηρεάζει ολόκληρη την κατασκευή και με αυτό το κριτήριο πρέπει να γίνεται ο σχεδιασμός.



Σχήμα 2.2.11 : Ανέγερση πυλώνα μορφής Α [Ι. Μαργάρας, 2008]

2.2.7 Κατάστρωμα [Ι. Μαργάρας, 2008]

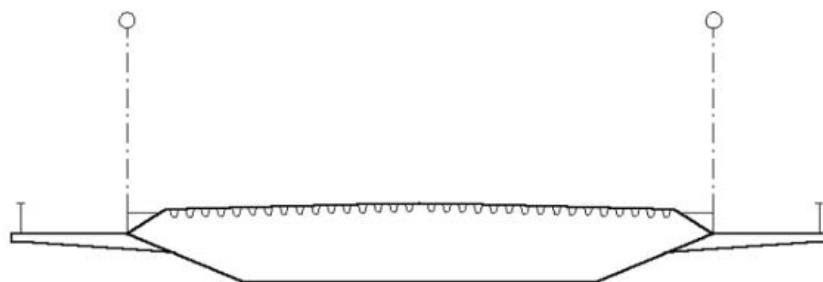
Όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω ο τύπος καταστρώματος που επιλέγεται (εύκαμπτο – άκαμπτο, βαρύ –ελαφρύ) παίζει σημαντικό ρόλο στο στατικό σύστημα του φορέα, οπότε και στην επιλογή των λοιπών δομικών στοιχείων. Στις καλωδιωτές γέφυρες χρησιμοποιούνται καταστρώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, αμιγώς μεταλλικά αλλά και σύμμικτα. Κάθε τύπος έχει τα πλεονεκτήματα και τα

μειονεκτήματά του. Γενικά η ακαμψία του καταστρώματος καθορίζει σε σημαντικό βαθμό και τα εντατικά μεγέθη στους πυλώνες. Μέσω παραμετρικών αναλύσεων έχει αποδειχτεί ότι όσο πιο εύκαμπτο είναι ένα κατάστρωμα, τόσο μειώνονται οι ροπές (κατά τη διεύθυνση της γέφυρας) στους πυλώνες. Από στατικής άποψης ο φορέας του καταστρώματος ανεξάρτητα από το υλικό και την μόρφωση του, αποτελεί μια συνεχή δοκό επί ελαστικών στηρίξεων. Στην περίπτωση που στις διατομές των πυλώνων και στα άκρα του καταστρώματος υπάρχει πρόβλεψη για άκαμπτη σύνδεση – έδραση, τότε οι αντίστοιχες στηρίξεις θεωρούνται ακλόνητες. Οι ελαστικές στηρίξεις έχουν δυσκαμψία ανάλογη του μήκους και της κλίσης του αναρτήρα.

Τύποι καταστρωμάτων :

- **Μεταλλικά καταστρώματα**

Η μόρφωση του καταστρώματος από χαλύβδινες κύριες δοκούς (διατομής I ή κιβωτίου) και η χρήση ορθότροπων χαλύβδινων καταστρωμάτων αποτέλεσε την πρώτη επιλογή στις καλωδιωτές γέφυρες για δεκαετίες. Η αραιή διάταξη καλωδίων επέβαλε άκαμπτα καταστρώματα σε συνδυασμό με χαμηλό ίδιο βάρος φορέα. Ωστόσο η επιλογή αυτή σίγουρα δεν είναι η πλέον οικονομική αφού το αντίστοιχο κόστος για κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα - αν και το ι.β. είναι μεγαλύτερο - είναι ιδιαίτερα χαμηλότερο. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται στα μεταλλικά καταστρώματα είναι συνήθως μορφής I για τις κύριες δοκούς και τις διαδοκίδες ή κιβωτιοειδούς διατομής. Το ίδιο βάρος είναι της τάξης των 2.5 – 3.5 KN/m². Ο λόγος ύψους καταστρώματος προς μήκος ανοίγματος συνήθως κυμαίνεται από 1/50 για φορείς με αραιή καλωδίωση έως και 1/500.



Σχήμα 2.2.12: Κιβωτιοειδής σιδηρά διατομή με ορθότροπη πλάκα σε κρεμαστή Γέφυρα [Ι. Μαργάρας, 2008]

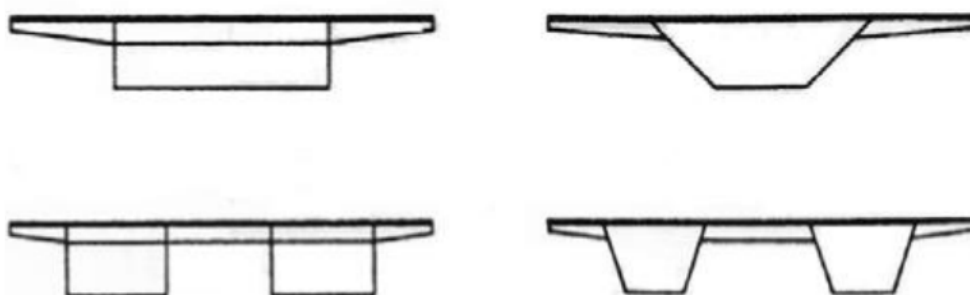
- **Καταστρώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα**

Η χρήση τους στις καλωδιωτές γέφυρες διευρύνθηκε καθώς η τακτική της χρήσης πυκνής καλωδίωσης άρχισε να εφαρμόζεται. Σε σύγκριση με τα χαλύβδινα καταστρώματα, τα καταστρώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα έχουν αρκετά υψηλότερο ίδιο βάρος (10 -15 KN/m²). Συνήθως οι δοκοί μορφώνονται ως κιβωτιοειδείς διατομές. Το μέσο πάχος των τοιχωμάτων των κιβωτίων κυμαίνεται

γύρω στα 50 cm. Ο λόγος μονίμων προς κινητών φορτίων είναι βέβαια υψηλότερες απ' ότι στην περίπτωση της χρήσης του χάλυβα. Οι διατομές είναι δυνατό να προκατασκευαστούν στο εργοτάξιο και να αποκατασταθεί η συνέχειά τους με προένταση αμέσως μετά την σύνδεση με το προηγούμενο μέλος του καταστρώματος. Λόγω του υψηλού ιδίου βάρους του καταστρώματος, η αεροδυναμική συμπεριφορά του φορέα είναι πολύ καλύτερη σε σχέση με τα ελαφρύτερα χαλύβδινα Καταστρώματα.

- **Σύμμικτα καταστρώματα**

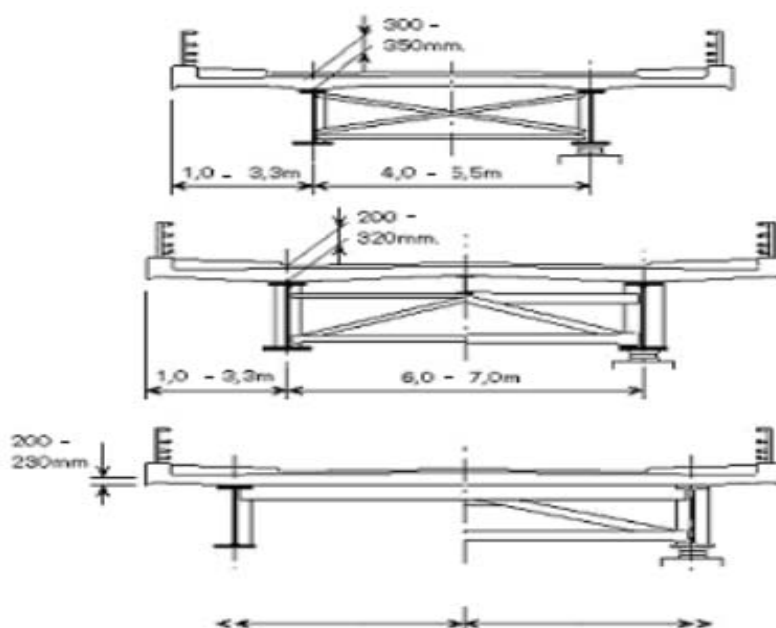
Η χρήση σύμμικτων διατομών καταστρωμάτων αποτελεί κατά πολλούς την χρυσή τομή μεταξύ των δύο παραπάνω τύπων καταστρωμάτων. Αν και ήδη έχουν κατασκευαστεί πολλές σύμμικτες γέφυρες ανά τον κόσμο τα πλεονεκτήματα της ταυτόχρονης χρήσης χάλυβα και σκυροδέματος για τη μόρφωση του κύριου φορέα δεν έχουν πλήρως διερευνηθεί. Η βασική διαφορά των σύμμικτων από τις σιδηρές γέφυρες έγκειται στον διαφορετικό τύπο πλάκας καταστρώματος. Στις σιδηρές γέφυρες χρησιμοποιείται ορθότροπη πλάκα, η οποία παρουσιάζει διάφορα μειονεκτήματα. Συγκεκριμένα, οι ορθότροπες πλάκες έχουν ιδιαίτερα υψηλό κόστος, χαμηλή θερμοχωρητικότητα και είναι ιδιαίτερα ευπαθείς στην κόπωση. Σε υψηλές θερμοκρασίες περιβάλλοντος η συνάφεια μεταξύ της πλάκας και της ασφάλτου μειώνεται, ενώ σε χαμηλές θερμοκρασίες δημιουργείται πάγος. Πέραν αυτού, η ορθότροπη μεταλλική πλάκα δεν συνεισφέρει στην αντοχή των κύριων δοκών, παρά μόνο μεταφέρει σε αυτές τα φορτία κυκλοφορίας. Στις σύμμικτες γέφυρες η πλάκα μορφώνεται από σπλισμένο σκυρόδεμα και συνεργάζεται διαμηκικά με τις σιδηροδοκούς. Εκτός από τη μεταφορά των φορτίων, συνεισφέρει στην αντοχή του φορέα παραλαμβάνοντας τόσο καμπτικές ροπές, όσο και αξονικές δυνάμεις (οι οποίες στην περίπτωση του καλωδιωτού φορέα είναι σημαντικές). Η οικονομικότητα της χρήσης σύμμικτου καταστρώματος μπορεί εύκολα να αποδειχτεί. Για την παραλαβή των ίδιων φορτίων, μια αμιγώς σιδηρά διατομή πρέπει να έχει πολύ μεγαλύτερες διαστάσεις σε σχέση με την αντίστοιχη σύμμικτη (δεδομένου ότι ο χάλυβας είναι πολύ πιο ακριβό υλικό από το σκυρόδεμα).



Σχήμα 2.2.13 : Μορφές διατομής σύμμικτων καταστρωμάτων [Ι. Μαργάρας, 2008]

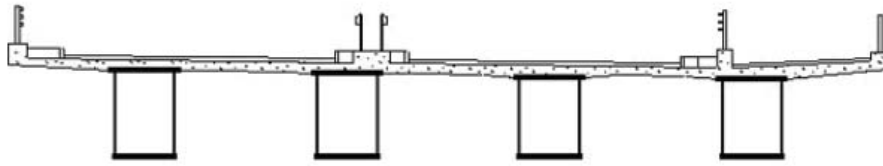
Μόρφωση καταστρώματος

Η μόρφωση του καταστρώματος μπορεί να γίνει με διάφορους τρόπους. Τα εντατικά μεγέθη και τα ανοίγματα κατά τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση καθορίζουν τον τύπο που θα χρησιμοποιηθεί. Οι συνήθεις μορφές είναι οι ανοικτές με χρήση διατομών διπλού ταυ και οι κιβωτιοειδείς. Αν επιλεγεί χρήση διατομών διπλού ταυ το κατάστρωμα μορφώνεται ως εσχάρα δοκών. Κατά την διαμήκη έννοια τοποθετούνται 2 ή περισσότερες κύριες δοκοί οι οποίες εγκάρσια ενώνονται με διαδοκίδες (οι οποίες και αυτές συνεργάζονται με την πλάκα σκυροδέματος). Οι σιδηροδοκοί που συνήθως χρησιμοποιούνται είναι συγκολλητές και συχνά μεταβαλλόμενων διαστάσεων κατά μήκος του φορέα, ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη. Οι συγκολλητές βέβαια έχουν μεγαλύτερο κόστος κατασκευής, ωστόσο είναι ελαφρύτερες από τις ελατές και δεν υπάρχει ο περιορισμός στην διαβάθμιση. Στην πράξη οι ελατές χρησιμοποιούνται μόνο για μικρά ανοίγματα όπου διατάσσονται περισσότερες από μία κύριες δοκοί. Στην περίπτωση της πυκνής διάταξης κύριων δοκών δεν απαιτούνται συνήθως διαδοκίδες. Όταν διατάσσονται διαδοκίδες, αυτές συνήθως είναι διατομές I ή χιαστί σύνδεσμοι μεταξύ των δοκών.



Σχήμα 2.2.14 : Καταστρώματα με δύο κύριες δοκούς τύπου I [Ι. Μαργάρας, 2008]

Εκτός από εσχάρες δοκών, συνήθως είναι η χρήση κιβωτιοειδών διατομών. Έχουν ορθογωνικό ή τραπεζοειδές σχήμα και συνδέονται διαμηθικά με την πλάκα σκυροδέματος με ήλους που τοποθετούνται στα ανώτερο τοίχωμά τους. Διακρίνονται σε αεροστεγή μικροκιβώτια και επισκέψιμα κιβώτια. Οι διατομές αυτές παρουσιάζουν μεγαλύτερη δυστρεψία (καλύτερη παραλαβή των έκκεντρων φορτίων κυκλοφορίας) και καλή συμπεριφορά σε αεροδυναμικά φαινόμενα.



Σχήμα 2.2.15 : Σύμμικτο κατάστρωμα με κλειστά κιβώτια [Ι. Μαργάρας, 2008]

Πλεονεκτήματα - Μειονεκτήματα σύμμικτων γεφυρών [Ι. Μαργάρας, 2008]

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των σύμμικτων γεφυρών απορρέουν από τις ιδιότητες του χάλυβα που είναι τα ακόλουθα:

- Υψηλή αντοχή (λεπτές διατομές, μικρό βάρος, οικονομία υλικού και χώρου)
- Ολκιμότητα (εκτεταμένη παραμόρφωση χωρίς αστοχία)
- Ομοιομορφία υλικού
- Μεγάλη διάρκεια ζωής
- Ταχύτητα ανέγερσης
- Ευκολία προκατασκευής
- Δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων
- Άριστα αποτελέσματα

Ως κυριότερο μειονέκτημα αναφέρεται η σκωρίαση, η οποία συνεπάγεται αύξηση του κόστους συντήρησης της γέφυρας.

2.2.8 Σύνδεση πυλώνα – καταστρώματος [Ι. Μαργάρας, 2008]

Η απόξεση της κίνησης του καταστρώματος από αυτή των πυλώνων υπό την επίδραση δυναμικών φορτίσεων είναι βασικό χαρακτηριστικό των καλωδιωτών γεφυρών. Σε πολλές καλωδιωτές γέφυρες υιοθετείται η λύση της ακλόνητης σύνδεσης των δομικών αυτών στοιχείων η οποία όμως έχει σαν αποτέλεσμα μεγάλη αύξηση των εντατικών μεγεθών τόσο στους πυλώνες όσο και στις δοκούς του καταστρώματος. Σε ορισμένες περιπτώσεις κρίνεται αναγκαία μια – τύπου ελατηρίου – σύνδεση μεταξύ του πυλώνα και του καταστρώματος είτε για την απόσβεση αεροδυναμικών ταλαντώσεων που μπορεί να θέσουν σε κίνδυνο των φορέα, είτε για τον περιορισμό του εύρους των ταλαντώσεων αυτών από κάποιο όριο και πάνω ώστε να αποφευχθεί σύγκρουση του καταστρώματος με τους πυλώνες κατά την εγκάρσια έννοια. Σε ορισμένες καλωδιωτές γέφυρες έχουν τεθεί ειδικά στοιχεία σύνδεσης τα οποία εμποδίζουν την μετατόπιση του καταστρώματος από κάποιο σημείο και πέρα. Για παράδειγμα στην γέφυρα Ρίου – Αντιρρίου τέθηκαν ειδικοί αποσβεστήρες με τη μορφή εμβόλων οι οποίοι αφήνουν ελεύθερη την εγκάρσια κίνηση του καταστρώματος σε συνθήκες συνθήκες λειτουργίας του φορέα, αρχίζουν

και αποσβένουν όμως την ταλάντωση κατά την διάρκεια σεισμικής διέγερσης ή ισχυρών ανέμων που προκαλούν διαφορικές μετατοπίσεις στα στοιχεία του φορέα.



Σχήμα 2.2.16 : Σύνδεση καταστρώματος-πυλώνων στη γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου [Ι. Μαργάρας, 2008]

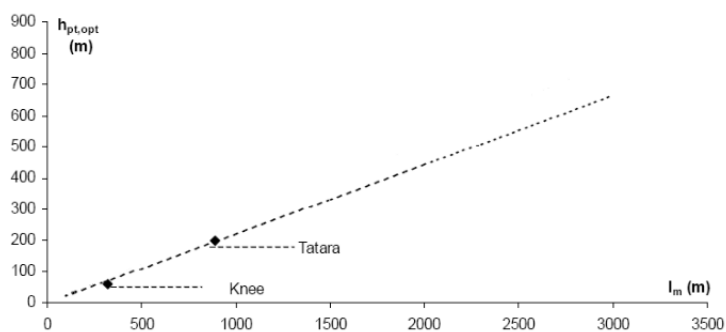
2.2.9 Μεθοδολογία βελτιστοποίησης σχεδιασμού [Ι. Μαργάρας, 2008]

Όπως έχει αναφερθεί και προηγουμένως ο σχεδιασμός μιας καλωδιωτής γέφυρας δεν περιορίζεται στην επιλογή των κατάλληλων διατομών και μεθόδου κατασκευής βάσει κανονισμών όπως σε άλλα έργα. Η διαδικασία σχεδιασμού προϋποθέτει έναν καλά καταστρωμένο αλγόριθμο βελτιστοποίησης ώστε να προκύψει ο πλέον οικονομικός φορέας ο οποίος ταυτόχρονα θα ικανοποιεί τα κριτήρια της αισθητικής και φυσικά της ασφάλειας. Η επιλογή του συστήματος καλωδίωσης, του φορέα του καταστρώματος, των διατομών των πυλώνων, της αγκύρωσης ή μη στα ακρόβαθρα των ακραίων καλωδίων και άλλων παραμέτρων γίνεται θεωρώντας τα παραπάνω δεδομένα ως παραμέτρους του προβλήματος.

Η επιλογή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων αποτελεί το βασικότερο πρόβλημα. Το ύψος των πυλώνων, για παράδειγμα, καθορίζεται από τη σχέση του κόστους των καλωδίων, της γωνίας αγκύρωσης στο κατάστρωμα και του κόστους ανά μονάδα ύψους του πυλώνα. Στο ακτινωτό σύστημα καλωδίωσης για παράδειγμα, η αύξηση του ύψους των πυλώνων σημαίνει μεγαλύτερη γωνία αγκύρωσης, άρα και καλύτερο βαθμό απόδοσης της αντοχής των καλωδίων (μικρότερες διαμέτροι). Ταυτόχρονα όμως το μήκος τους αυξάνεται, όπως και το κόστος των πυλώνων. Γίνεται έτσι αντιληπτό ότι η επιλογή ενός δομικού μέλους εξαρτάται από πλήθος άλλων παραγόντων πέραν της συμβατικής του αντοχής. Σε μια πιο αρχική του μορφή το πρόβλημα αφορά στην επιλογή του πλήθους των ανοιγμάτων (άρα και των πυλώνων) σε γέφυρες μεγάλου μήκους, καθώς και της μορφής της καλωδίωσης και του τύπου πυλώνων που θα επιλεγούν. Προφανώς, οι παράγοντες που επιβάλλουν τον τελικό σχεδιασμό είναι συχνά ανεξάρτητοι από το καθαρά στατικό μέρος της διαδικασίας βελτιστοποίησης. Γεωλογικοί – τοπογραφικοί

παράγοντες συχνά επιβάλλουν τη θέση και το πλήθος των πυλώνων, ενώ η αισθητική διάσταση σε έργα συμβολικής αξίας, όπως είναι τα έργα του μεγέθους των καλωδιωτών γεφυρών περιορίζει τις δυνατές λύσεις.

Στο παράδειγμα της βελτιστοποίησης του ύψους του πυλώνα σε σχέση με το άνοιγμα του φορέα σε καλωδιωτές γέφυρες με ακτινωτή διάταξη καλωδίωσης, η στατιστική ανάλυση των ήδη κατασκευασμένων καλωδιωτών γεφυρών δίνει την βέλτιστη σχέση μεταξύ τους.



Σχήμα 2.2.17 : Βέλτιστο ύψος πυλώνων σε σχέση με το άνοιγμα του φορέα [I. Μαργάρας, 2008]

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

3. ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΚΑΛΩΔΙΩΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΡΙΟΥ–ΑΝΤΙΡΡΙΟΥ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Γέφυρα “Χαρίλαος Τρικούπης” (πρώην Ρίου - Αντιρρίου) αποτελεί τμήμα του οδικού άξονα της Δυτικής Ελλάδας και συνδέει την Πελοπόννησο με την Κεντρική Ελλάδα.

Η παραχωρησιούχος εταιρία ΓΕΦΥΡΑ ΑΕ αποτελούμενη από τη γαλλική εταιρεία VINCI Concessions SAS (57,45%) και άλλες 3 ελληνικές εταιρίες (ΑΚΤΩΡ Παραχωρήσεις ΑΕ, J&P-ΑΒΑΞ ΑΕ, ΑΘΗΝΑ ΑΤΕ) χρηματοδότησε, μελέτησε, κατασκεύασε και διαχειρίζεται μια καλωδιωτή γέφυρα πολλαπλών (5) ανοιγμάτων με τα ακόλουθα βασικά χαρακτηριστικά:

- Αβαθής θεμελίωση σε ενισχυμένο (με μεταλλικά ενθέματα) έδαφος / πυθμένα
- 4 πυλώνες από Ο/Σ ανά 560 μ, ύψους από 189 μ. έως 227 μ. και 2 μεταλλικά αμφιαρθρωτά ακρόβαθρα.
- Κατάστρωμα σύμμικτης διατομής και συνεχούς (χωρίς αρμούς ενδιάμεσα) μήκους 2.2 χλμ, πλήρως αναρτώμενο από την κορυφή των 4 πυλώνων μέσω 368 καλωδίων μήκους από 79 μ. έως 295 μ..
- Σχετικός εξοπλισμός προστασίας και λειτουργίας που περιλαμβάνει:

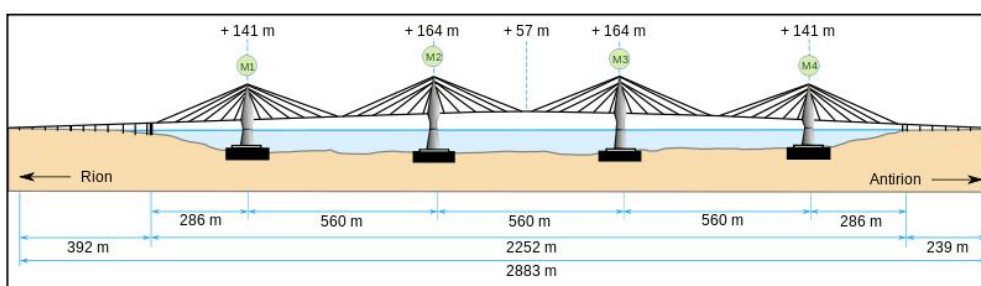
Αρμούς συστολής/διαστολής που υπάρχουν μόνο στα δύο άκρα του καταστρώματος. Οι συγκεκριμένοι αρμοί μπορούν να παραλάβουν σε λειτουργικότητα (SLS) μετατοπίσεις μέχρι και +1,26/-1,15 μ. (στην διεύθυνση του άξονα της γέφυρας). Στην οριακή κατάσταση (ULS) ο αρμός μπορεί να παραλάβει μετακινήσεις +2,81/-2,2 μ. (επιμήκυνση / βράχυνση ανοίγματος) στην διαμήκη διεύθυνση και $\pm 2,5\mu$ στην εγκάρσια διεύθυνση χωρίς κατάρρευση.

Σύστημα σεισμικής απόσβεσης: στην εγκάρσια κατεύθυνση το κατάστρωμα ενώνεται με τους πυλώνες και τα 2 μεταλλικά ακρόβαθρα με σύστημα σεισμικής απόσβεσης. Αποτελείται από 4 υδραυλικούς αποσβεστήρες σε κάθε πυλώνα και 2 σε κάθε ακραία στήριξη του καταστρώματος. Υπό τα φορτία λειτουργίας το κατάστρωμα συγκρατείται πλευρικά σε 6 σημεία (4 πυλώνες και 2 ακρόβαθρα) μέσω μεταλλικών αμφιαρθρωτών ράβδων. Σε περίπτωση υπέρβασης των φορτίων λειτουργίας ($>10.500 \text{ kN} \pm 10\%$ για τους πυλώνες και $>3.400 \text{ kN} \pm 10\%$ για τα ακρόβαθρα) το κατάστρωμα απελευθερώνεται με αποτέλεσμα την ενεργοποίηση του συστήματος απόσβεσης.

3.2 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

Για τη ζεύξη του θαλάσσιου τμήματος (μήκους 2,252 μ.), επιλέχθηκε ο τύπος της καλωδιωτής γέφυρας πολλαπλών ανοιγμάτων. Υπάρχουν επίσης, εκατέρωθεν της κυρίως γέφυρας, δύο γέφυρες πρόσβασης, μήκους 240μ. στην πλευρά του Αντιρρίου και 1000μ. 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 3.2.1).

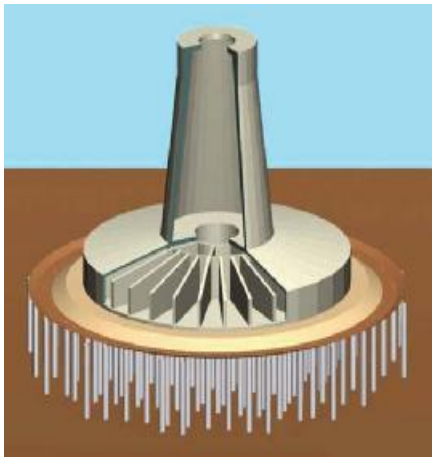


Σχήμα 3.2.1 : Μηκοτομή της γέφυρας Ρίου-Αντιρρίου [Π.Κ. Παπανικόλας, 2002]

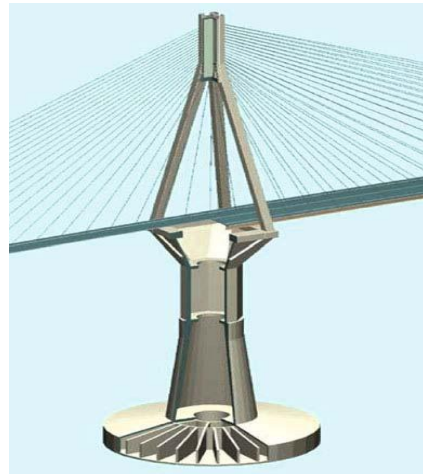
3.2.1 Η θεμελίωση

Οι πυλώνες της κυρίως γέφυρας, εδράζονται σε βάθη που κυμαίνονται από 48 μ. έως 64 μ.. Το υπεδάφος θεμελίωσης στον πυθμένα της θάλασσας έχει εξυγιανθεί με εκσκαφή και ενισχυθεί με «ενθέματα». Πρόκειται για μεταλλικούς σωλήνες διαμέτρου 2μ., πάχους 20χιλ., και μήκους που κυμαίνεται από 25 έως 30μ., η μεταξύ τους δε απόσταση είναι 7μ. με 8μ.. Οι σωλήνες αυτοί ενισχύουν μια επιφάνεια στο βυθό της τάξης των 23000μ². Η επιφάνεια έδρασης του βάθρου δημιουργείται από τη διάστρωση ελεγχόμενης διαβάθμισης αδρανών υλικών (στρώσεις άμμου και χαλικιού) συνολικού πάχους 3,00μ (Σχήμα 3.2). Αξίζει να σημειωθεί ότι τα τέσσερα βάθρα εδράζονται στο προαναφερθέν υλικό χωρίς να υπάρχει κάποιο είδος σύνδεσης (πάκτωσης) μεταξύ βάθρου και θεμελίωσης. Η τεχνολογία αυτή θεμελίωσης χρησιμοποιείται στις εξέδρες πετρελαίου ανοιχτής θαλάσσης για τη θεμελίωση σε μεγάλα βάθη (συστήματα βαρύτητας – gravity base systems).

Η άνω στρώση του υπεδάφους κάτω από τα θεμέλια των πυλώνων ενισχύθηκε με ενθέματα, τα οποία είναι κοίλοι μεταλλικοί σωλήνες διαμέτρου 2 μέτρων και μήκους 25 έως 30 μέτρων που εμπήγνυνται ανά αποστάσεις 7 μέτρων (σχήμα 3.2.2(α)). Στη θέση των βάθρων τοποθετήθηκαν περίπου 200 τέτοιοι σωλήνες. Μια στρώση αμμοχάλικου, πάχους 3 μέτρων καλύπτει τα ενθέματα αυτά. Τα θεμέλια είναι θάλαμοι από οπλισμένο σκυρόδεμα διαμέτρου 90 μέτρων (που ονομάζονται πέδιλα), που εδράζονται στη στρώση του αμμοχάλικου.



(α)



(β)

Σχήμα 3.2.2 : (α) Το Σύστημα θεμελίωσης (β) Η ανωδομή [Π.Κ. Παπανικόλας, 2002]

3.2.2 Η ανωδομή

- **Πυλώνες**

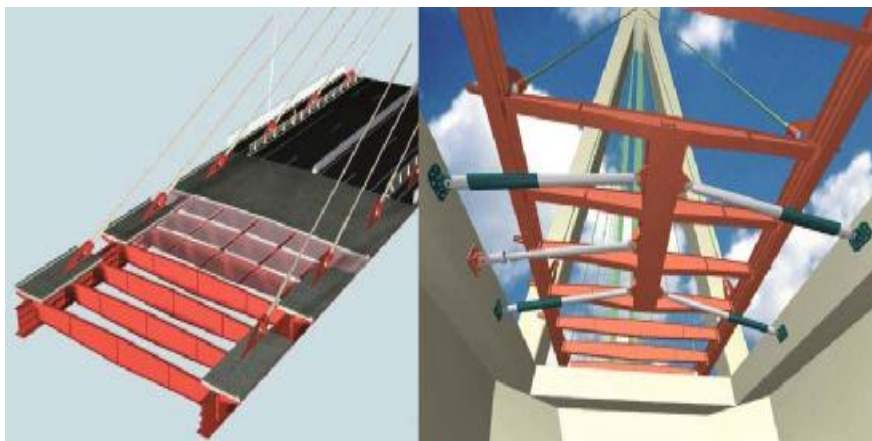
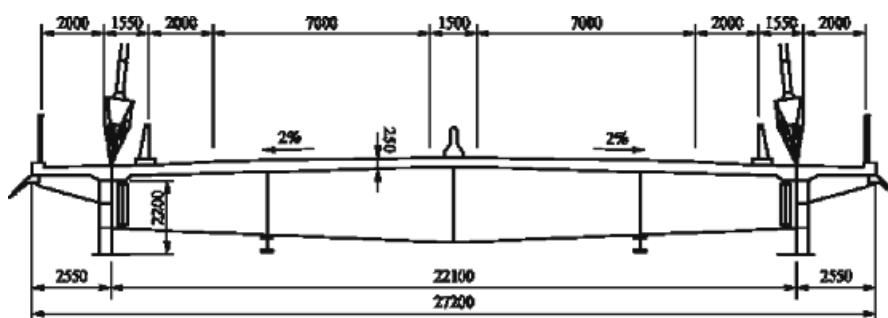
Οι πυλώνες με ύψος έως και 227 μέτρα (από τον πυθμένα της θάλασσας) κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και εδράζονται με βάθρα που έχουν πέλματα διαμέτρου 90 μ. (Σχήμα 3.2.2). Η κεφαλή του βάθρου έχει τη μορφή ανεστραμμένης πυραμίδας ύψους περίπου 15 μέτρων, που καταλήγει σε μια τετράγωνη βάση με περιμετρικά προ-εντεταμένα δοκάρια (21 καλώδια 37T15 σε κάθε δοκό) μήκους 40 μέτρων, πλάτους 6 μέτρων και ύψους 3,5 μέτρων. Ο κάθε πυλώνας αποτελείται από τέσσερις βραχίονες κοίλης διατομής (4μ. επί 4μ.) 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 3.2.2(β)). Η μεταλλική κεφαλή εδράζεται στην πλάκα σύνδεσης των τεσσάρων βραχιόνων 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).

- **Κατάστρωμα**

Το κατάστρωμα της γέφυρας με πλάτος 27.2μ., 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 25εκ. 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.

Ο μεταλλικός σκελετός είναι ανοιχτής διατομής. Σχηματίζεται από δύο διαμήκη δοκάρια «διπλού ταυ», ύψους 2.20μ., με πέλματα πάχους 90mm και πλάτος που φτάνει τα 1700mm. Οι δύο σειρές των διαμηκών δοκών συνδέονται μεταξύ τους με εγκάρσια δοκάρια σε μεταξύ τους απόσταση 4m. Μια σειρά από κοντούς προβόλους, ενωμένοι εγκάρσια στην εξωτερική πλευρά των διαμηκών δοκαριών, στηρίζουν τα δύο πεζοδρόμια. Η σύνδεση του μεταλλικού φορέα με την πλάκα σκυροδέματος γίνεται με μεταλλικά βλήτρα διαμέτρου 20mm και 22mm, και ύψους από 180 έως 200mm, συγκολλημένοι στο άνω πέλμα όλων των δοκαριών σε απόσταση 200mm μεταξύ τους. Η ποιότητα χάλυβα που επιλέχθηκε για το κατάστρωμα είναι S460M ή S460ML (κατά EN 10113 – [1]) για πάχη λαμαρίνας έως 80 mm και S460Q ή S460QL (κατά EN 10137 – [2]) για πάχη άνω των 80 mm. Το συνολικό βάρος του μεταλλικού φορέα του καταστρώματος πλησιάζει τους 18,000 τόνους.



Σχήμα 3.2.3 : Το κατάστρωμα [J. Combault, 2011]

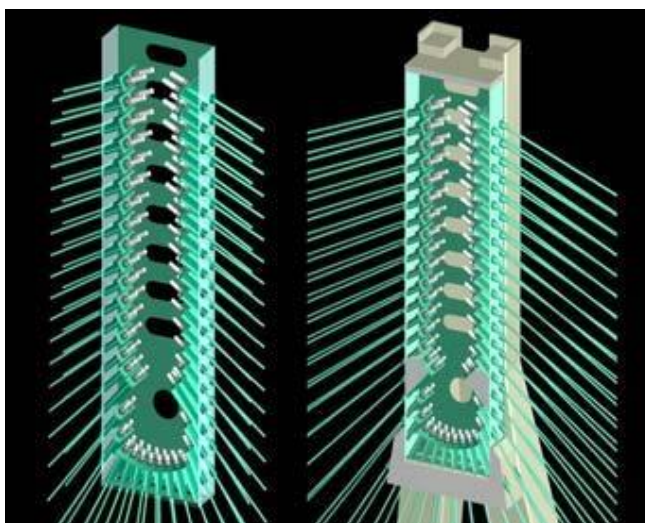
3.2.3 Τα καλώδια ανάρτησης καταστρώματος

Από τα υπάρχοντα συστήματα καλωδίωσης γεφυρών, επιλέχθηκε αυτό των παράλληλων τενόντων επτά συρματοσχοινων. Το σύστημα αυτό έχει το πλεονέκτημα της εύκολης τοποθέτησης και αλλαγής των καλωδίων καθώς και τον πλήρη έλεγχο της ομοιόμορφης τάνυσης όλων των τενόντων ενός καλωδίου ώστε να επιτευχθεί η επιθυμητή γεωμετρία του καταστρώματος. Ο κάθε τένοντας αγκυρώνεται με τη

προσωπική του σφήνα στην κεφαλή αγκύρωσης. Το σύστημα καλωδίωσης επιτρέπει επίσης την ρύθμιση ενός ολόκληρου καλωδίου, σε μια από τις δύο κεφαλές αγκύρωσης (ενεργή αγκύρωση). Στην περίπτωση της γέφυρας Ρίου-Αντιρρίου, η ενεργή αγκύρωση βρίσκεται στην κεφαλή των πυλώνων, και η ρύθμιση γίνεται χωρίς διακοπή της κυκλοφορίας. Αξίζει επίσης να αναφερθεί ότι σύμφωνα με τις συμβατικές υποχρεώσεις η γέφυρα παραμένει σε λειτουργία κατά τη διάρκεια αντικατάστασης ενός καλωδίου, ενώ αναμένεται να έχει περιορισμένες τοπικές βλάβες σε περίπτωση ατυχηματικής φόρτισης που θα έχει ως αποτέλεσμα την καταστροφή δύο συνεχόμενων καλωδίων.

Το σύστημα καλωδίωσης και αγκύρωσης που τοποθετείται στη Γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου ανήκει στη Freyssinet (όπως στο Σχήμα 2.2.5(α)). Οι τένοντες που χρησιμοποιούνται είναι Y1770S7+Z-16-B, σύμφωνα με τα πρότυπα του κανονισμού NFA 35-035. Το υλικό των καλωδίων είναι χάλυβας με εγγυημένη οριακή τάση θραύσης $F_{GUTS} = 1770\text{MPa}$. Κάθε τένοντας έχει διάμετρο 16mm, καθαρό εμβαδόν 150mm^2 , και φέρουσα ικανότητα 265,5 KN. Ο αριθμός των τενόντων ανά καλώδιο κυμαίνεται από 43 τένοντες για τα κατακόρυφα καλώδια, έως και 73 τένοντες για τα μακρύτερα και πιο κεκλιμένα καλώδια. Το μήκος των καλωδίων μεταβάλλεται από 80 μέτρα για τα κατακόρυφα καλώδια στη θέση του πυλώνα, και προσεγγίζει τα 300 μέτρα για τα καλώδια στο μέσο του ανοίγματος. Συνολικά έχουν χρησιμοποιηθεί 62 χιλιόμετρα καλωδίων, συνολικού βάρους 5000 τόνων.

Οι προδιαγραφές προβλέπουν ώστε όλα τα συστήματα καλωδίωσης να είναι εξοπλισμένα με τρία επίπεδα προστασίας έναντι διάβρωσης. Στην περίπτωση του συστήματος της γεφύρας Ρίου-Αντιρρίου αυτά είναι : (1) ο γαλβανισμός των συρματόσχοινων, (2) προστασία κάθε τένοντα με ένχυτο σωλήνα πολυαιθυλενίου υψηλής πυκνότητας (HDPE) και (3) εξωτερικός σωλήνας πολυαιθυλενίου υψηλής πυκνότητας (HDPE), πάχους 6 με 8mm, και διαμέτρου που εξαρτάται από τον αριθμό των τενόντων, και κυμαίνεται από 180mm έως 250mm. Επιπλέον η κεφαλή αγκύρωσης, που είναι από είναι από τα πιο ευαίσθητα στοιχεία του καλωδίου, προστατεύεται με πλήρωση του εσωτερικού της με κερί.

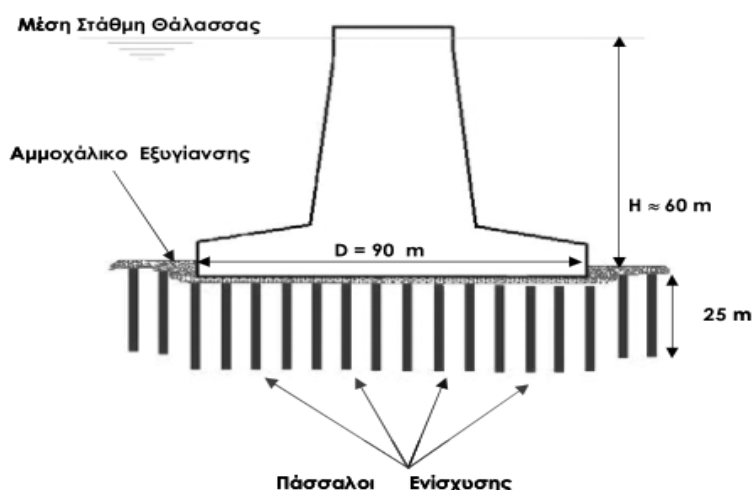


Σχήμα 3.2.4 : Η μεταλλική κεφαλή του πυλώνα [Π. Κ. Παπανικόλας, 2008]

3.3 ΕΔΑΦΟΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζεται η μελέτη της απόκρισης του διαμέτρου 90m βάρου της Γέφυρας το οποίο εδράζεται σε βάθος ~60 m από την επιφάνεια της θάλασσας επί εξυγιαντικής στρώσης πάνω από διάταξη ηλώσεως με μεταλλικούς σωλήνες διαμέτρου 2 m μέχρι βάθους 25m (Σχ. 3.3.1) σύμφωνα με την εργασία των [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]. Η ήλωση αυξάνει το μέτρο ελαστικότητας [A. Pecker, 1993] δρώντας ευμενώς στην δυναμική απόκριση [Buckland & Taylor, 1999].

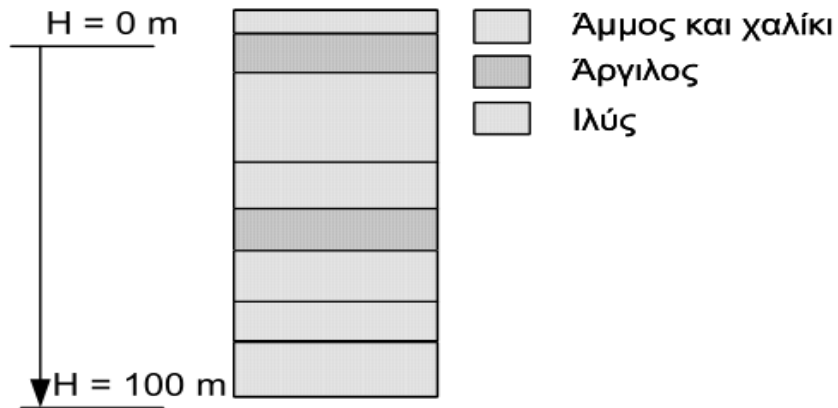
Το γενικευμένο εδαφικό προφίλ στην περιοχή έδρασης του βάρου απεικονίζεται στο Σχ. 3.3.2. Για τον προσδιορισμό των εδαφικών ιδιοτήτων αξιοποιούνται τα δεδομένα από επιτόπου δοκιμές SPT, CPT, και σεισμοκώνου. Τονίζεται η σημαντική διασπορά των μετρήσεων η οποία προκαλεί αβεβαιότητα στην επιλογή των παραμέτρων. Στο Σχήμα 3.3.3 παρουσιάζεται η κατανομή των μέσων τιμών των μετρήσεων SPT και CPT με το βάθος.



Σχήμα 3.3.1 : Γενική διάταξη θεμελίωσης βάρου [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]

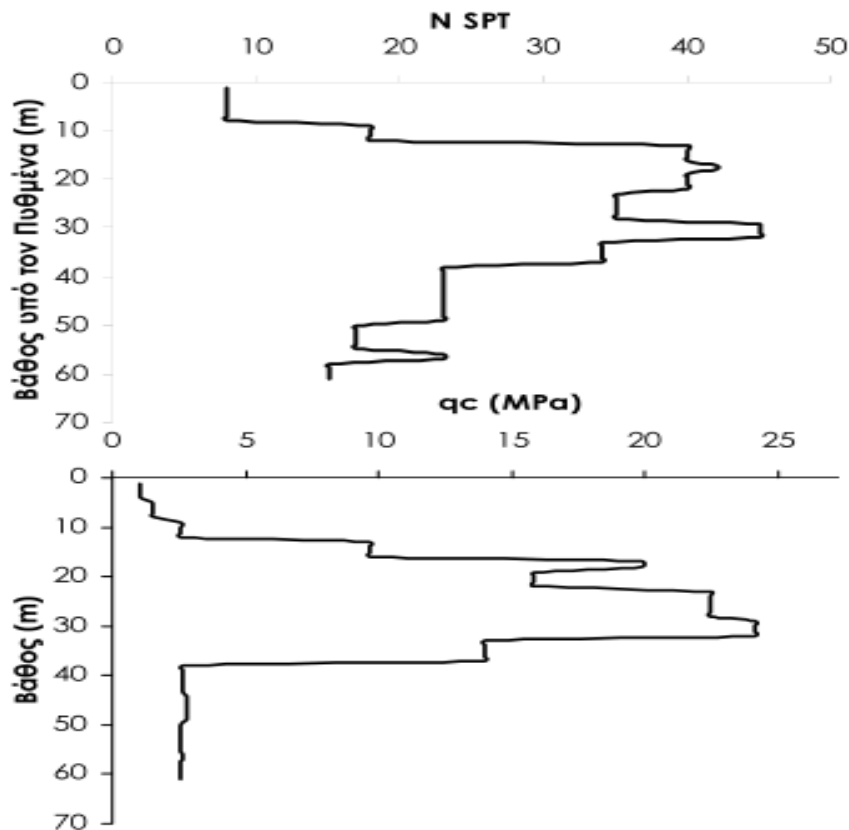
3.3.1 Υπολογισμός καθιζήσεων με χρήση αναλυτικών μεθόδων [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]

Τα δεδομένα τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στα πλαίσια της μελέτης που παρουσιάζεται προέρχονται από επί τόπου μετρήσεις μέχρι το βάθος των 60 m από τον πυθμένα της θάλασσας. Η μεταβολή των εδαφικών ιδιοτήτων (κυρίως του μέτρου ελαστικότητας E) με το βάθος διερευνήθηκε παραμετρικά καθότι η διασπορά των δεδομένων των μετρήσεων (SPT, CPT, σεισμοκώνου) δεν επέτρεπε την εξαγωγή ασφαλών συμπερασμάτων ως προς την εξέλιξη των εδαφικών ιδιοτήτων στα βαθύτερα εδαφικά στρώματα.



Σχήμα 3.3.2 : Γενικευμένο γεωτεχνικό προφίλ [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]

Η τελική καθίζηση εντούτοις, παρατηρήθηκε ότι δεν επηρεάζεται σημαντικά από το φορτίο του βάθρου: η πρόσθετη επιβαλλόμενη από το βάθρο τάση αποτελεί μικρό μόνον ποσοστό της ήδη υπάρχουσας γεωστατικής τάσης—το βάθος επιρροής του θεμελίου (Σχ.3.3.3).



Σχήμα 3.3.3 : Μέση τιμή αποτελεσμάτων δοκιμής SPT και CPT [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]

Σύμφωνα με την θεωρία ελαστικότητας η καθίζηση (σε m) του κέντρου ομοιομόρφως φορτιζόμενης κυκλικής επιφάνειας είναι [G. Gazetas, 1983]:

$$\delta_V = q_s D(1-\nu^2)/E \quad (1)$$

όπου :

q_s (MPa) = το επιβαλλόμενο ομοιομόρφως κατανομημένο φορτίο,

D (m) = η διάμετρος του κυκλικού θεμελίου,

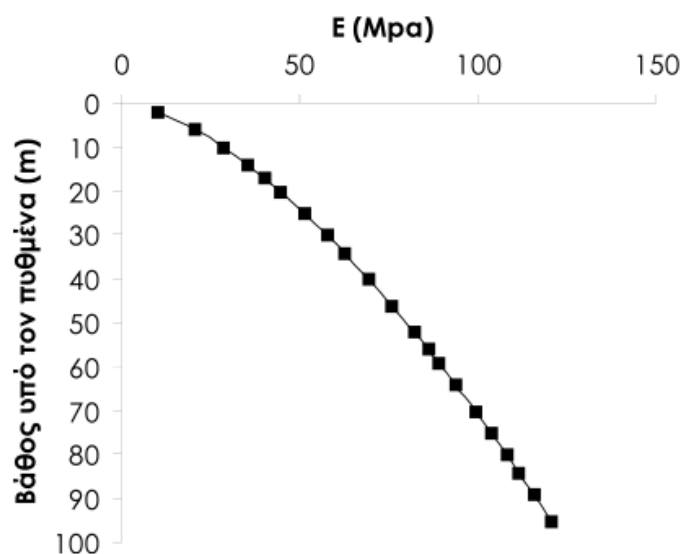
ν = ο λόγος του Poisson,

E (MPa) = το μέτρο ελαστικότητας

Για τον υπολογισμό του E με χρήση των μετρήσεων της ταχύτητας διατμητικού κύματος V_s από τον σεισμοκώνο, θεωρείται ότι το στατικό μέτρο διάτμησης είναι 5–10% του μέγιστου δυναμικού [$G_{stat} \approx (5\% - 10\%) G_{max}$], με

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2)$$

όπου ρ η πυκνότητα του εδάφους. Βάσει των μετρήσεων αυτών προκύπτει ότι το E αυξάνεται με το βάθος μέχρι τα 100μ. (Σχήμα 3.3.4) και στη συνέχεια παραμένει σταθερό.

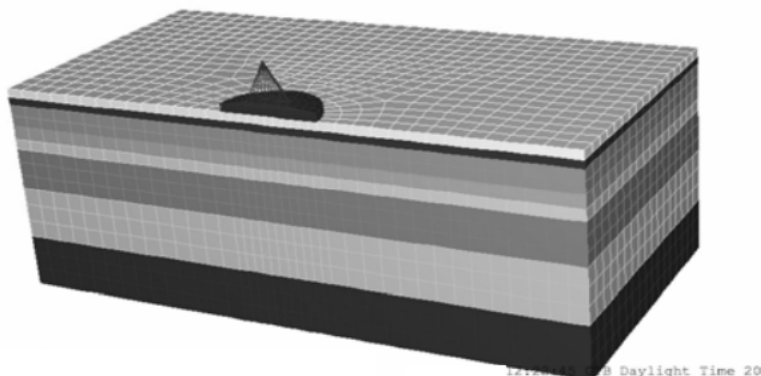


Σχήμα 3.3.4: Εξέλιξη του μέτρου ελαστικότητας με το βάθος [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]

3.3.2 Στατική ανάλυση θεμελιώσεως με πεπερασμένα στοιχεία [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]

Για την προσομοίωση του εδάφους υιοθετείται ελαστοπλαστικό μη γραμμικό τριδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων με κριτήριο αστοχίας Mohr–Coulomb (Σχ. 3.3.5). Για τις αναλύσεις υιοθετείται το εξιδανικευμένο εδαφικό

προφίλ του Σχ. 3.3.2, ενώ το μέτρο ελαστικότητας μεταβάλλεται με το βάθος σύμφωνα με το Σχήμα 3.3.4.

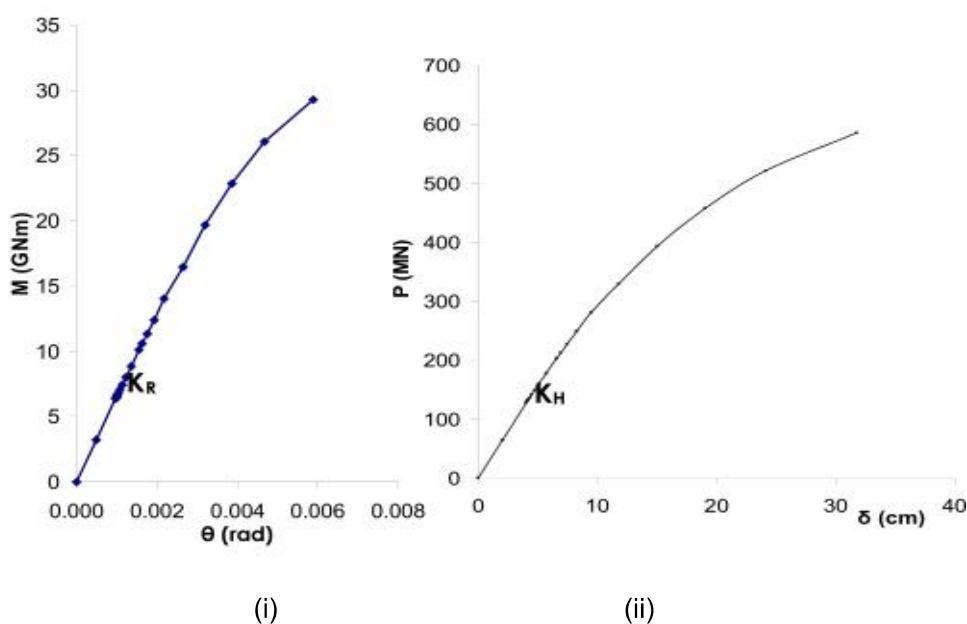


Σχήμα 3.3.5 : Το τριδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]

Η ανάλυση γίνεται στα εξής στάδια:

- (α) Επιβολή γεωστατικών τάσεων
- (β) Επιβολή ιδίου βάρους βάρους και κατακόρυφου φορτίου ανωδομής
- (γ) Επιβολή οριζοντίου φορτίου, στο κέντρο βάρους του βάρους, το οποίο αυξάνεται σταδιακά μέχρι την αστοχίας.

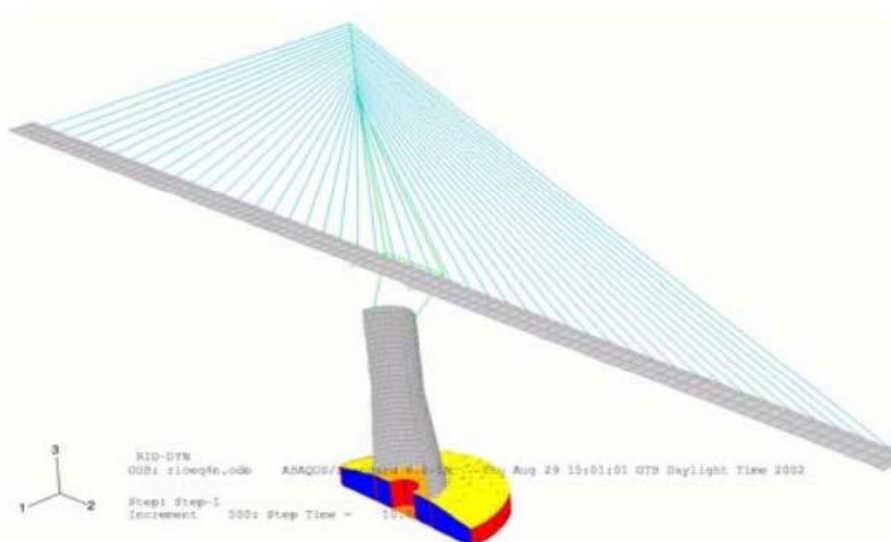
Οι αναλύσεις αποδεικνύουν ότι ο μηχανισμός αστοχίας του βάρους είναι αποτέλεσμα συνδυασμού ολίσθησής του στο έδαφος και «ανασηκώματός» του από αυτό (Σχ. 3.3.6).



Σχήμα 3.3.6 : Διαγράμματα: (i)Ροπής – στροφής, (ii) Δύναμης - μετακίνησης βάσει της αριθμητικής ανάλυσης [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]

3.3.3 Δυναμική ανάλυση του βάρου με πεπερασμένα στοιχεία [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]

Για τη διακριτοποίηση του βάρου μαζί με τον πυλώνα και το τμήμα του καταστρώματος το οποίο του αναλογεί (Σχ. 3.3.7, χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία κελύφους και στοιχεία δοκού. Για την προσομοίωση των καλωδίων χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία καλωδίου (cable elements)



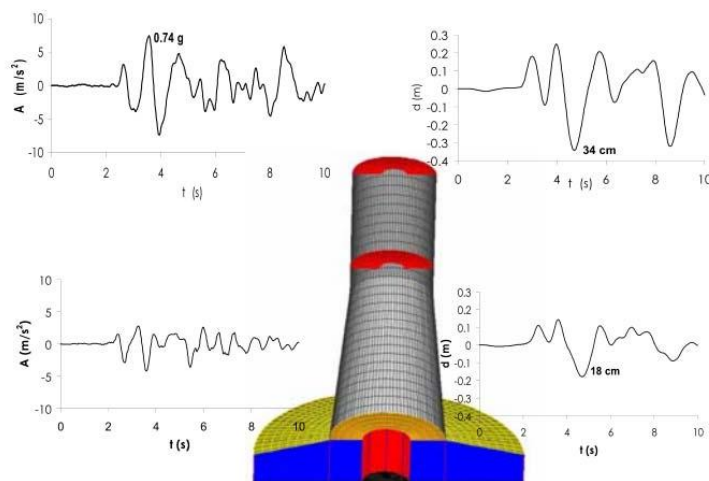
Σχήμα 3.3.7 : Προσομοίωμα Δυναμικών Αναλύσεων [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]

Η προσομοίωση του εδάφους γίνεται μέσω κατανεμημένων ελατηρίων και αποσβεστήρων. Για τον υπολογισμό των δυσκαμψιών των ελατηρίων αξιοποιήθηκαν τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης του τριδιάστατου εδαφικού προσομοιώματος (Σχ. 3.3.5).

Με τον τρόπο αυτόν επιτυγχάνεται η ακριβής προσομοίωση του βάρου, μειώνοντας όμως το απαιτούμενο υπολογιστικό κόστος.

Ως διέγερση στην βάση χρησιμοποιήθηκε το επιταχυνσιογράφημα JMA από τον σεισμό του Kobe 1995 με υποκλιμάκια αναγωγή στα 0.48g. Το φάσμα της συγκεκριμένης καταγραφής παρουσιάζει εξαιρετική ομοιότητα με αυτό του ΝΕΑΚ 1995 στο οποίο βασίζεται ο σχεδιασμός της γέφυρας. Διερευνήθηκε παραμετρικώς η επίδραση στην απόκριση του βάρου των συμπαρασυρόμενων υδρο-δυναμικών μαζών, του πυλώνα και του καταστρώματος

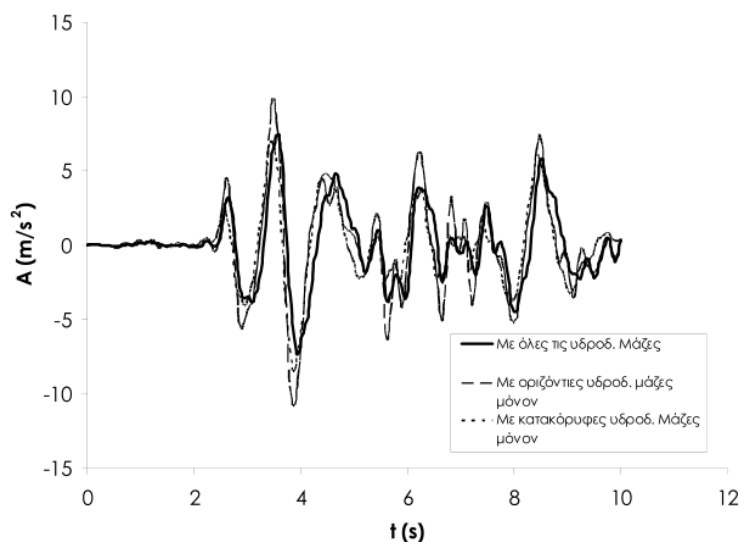
Το Σχ. 3.3.8 απεικονίζει τις χρονοϊστορίες των αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων και μετά-κινήσεων στην κορυφή του βάρου. Βάσει της ανάλυσης, υπό την δράση του σεισμικού φορτίου η παραμένουσα ολίσθηση είναι μηδενική και κρίσιμος μηχανισμός αποδεικνύεται η αποκόλληση (ανασήκωμα).



Σχήμα 3.3.8 : Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων και μετακινήσεων στην κορυφή και στην βάση του βάθρου [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]

Το Σχ. 3.3.9 απεικονίζει την επίδραση των συμπαρασυρόμενων υδροδυναμικών μαζών στην απόκριση του βάθρου. Οι μεν οριζόντιες υδροδυναμικές μάζες επιβαρύνουν το βάθρο, οι κατακόρυφες όμως δρουν εξισορροπητικά με αποτέλεσμα οι μάζες αυτές να έχουν τελικώς ευμενή επίδραση.

Οι παραμετρικές αναλύσεις αποδεικνύουν ότι το κατάστρωμα και ο πυλώνας ταλαντώνονται ανεξάρτητα από το βάθρο. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι επιταχύνσεις δεν μεταβάλλονται αν αγνοηθούν ο πυλώνας και το κατάστρωμα. Τα συμπεράσματα αυτά είναι σε συμφωνία με αυτά των μελετητών του έργου [Pecker et.al, 1998, Yang et al, 2001].



Σχήμα 3.3.9 : Επίρροή των συμπαρασυρόμενων υδροδυναμικών μαζών στις χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στην κορυφή του βάθρου [P. Κουρκούλης κ.α., 2006]

3.4 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΡΙΟΥ - ΑΝΤΙΡΡΙΟΥ

Η παρούσα ενότητα περιλαμβάνει στοιχεία της αντισεισμικής μελέτης της γέφυρας Ρίου – Αντιρρίου όπως παρουσιάστηκαν στην εργασία των [Π. Παναγικόλας & Α. Βλάμης, 2003].

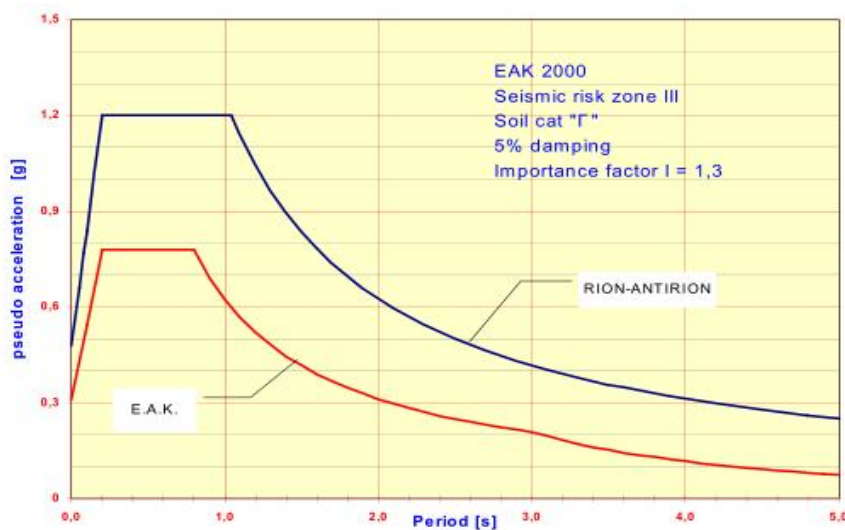
Το μεγάλο βάθος θεμελίωσης, η υψηλή σεισμικότητα της περιοχής, οι τεκτονικές μετακινήσεις και η μέτρια ποιότητα του υπεδάφους αποτελούν τις τεχνικές προκλήσεις τόσο της μελέτης όσο και της κατασκευής της Γέφυρας Ρίου-Αντιρρίου. Για τη ζεύξη του θαλασσιού τμήματος επιλέχθηκε ο τύπος της καλωδίωσης γέφυρας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

3.4.1 Παραδοχές σχεδιασμού [Π. Παναγικόλας & Α. Βλάμης, 2003]

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 3.4.1 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 3.4.1 : Φάσμα σεισμικής απόκρισης [Π. Πανακώλας & Α. Βλάμης, 2003]

3.4.2 Σχεδιασμός με βάση την επίδοση επιτελεστικότητα [Π. Πανακώλας & Α. Βλάμης, 2003]

Ο σχεδιασμός της Κυρίως Γέφυρας για το σεισμό έγινε με βάση την επιτελεστικότητα (seismic performance). Ο συνδυασμός 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 είναι αποδεκτές 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 [M. J. N. Priestley et. al., 1996]:

- 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), θεωρήθηκε αποδεκτό το επίπεδο επιτελεστικότητας «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.

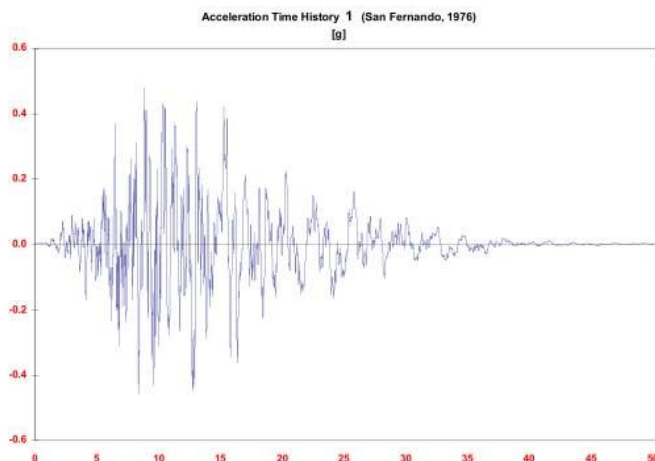
Για την συνολική επίδοση της Κυρίως Γέφυρας στο σεισμό σχεδιασμού μπορεί να θεωρηθεί ότι θα προκύψει άμεση χρήση μετά τον σεισμό με κάποιες προσωρινές παρεμβάσεις στα μη φέροντα στοιχεία. Πρόκειται για διευρυμένο στόχο σχεδιασμού που εφαρμόζεται σε ειδικές κατασκευές (σχολεία, νοσοκομεία, σταθμοί κ.τ.λ.).

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.

3.4.3 Μέθοδοι υπολογισμού – δυναμική μη-γραμμική ανάλυση με επιταχυνσιογραφήματα [Π. Πανακικόλας & Α. Βλάμης, 2003]

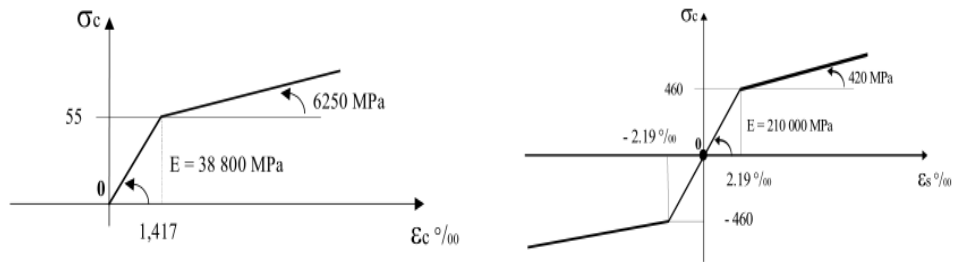
Η συμπεριφορά του ενισχυμένου υπεδάφους υπολογίστηκε με μη γραμμική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία, καθώς και με οριακή ανάλυση με μηχανισμούς αστοχίας. .

Η απόκριση της κυρίως γέφυρας στο προδιαγραφόμενο σεισμό υπολογίστηκε 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 3.4.2). 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 [EN8.2., 1994].



Σχήμα 3.4.2 : Τεχνητό επιταχυνσιογράφημα (San Fernando, 1976) [Π. Πανακικόλας & Α. Βλάμης, 2003]

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 3.4.3 παρουσιάζονται οι καταστατικοί νόμοι που χρησιμοποιήθηκαν για το σκυρόδεμα και τον κύριο οπλισμό.



Σχήμα 3.4.3: Καταστατικοί νόμοι συμπεριφοράς σκυροδέματος C60/75 και χάλυβα S500S [Π. Παναγιώτης & Α. Βλάχης, 2003]

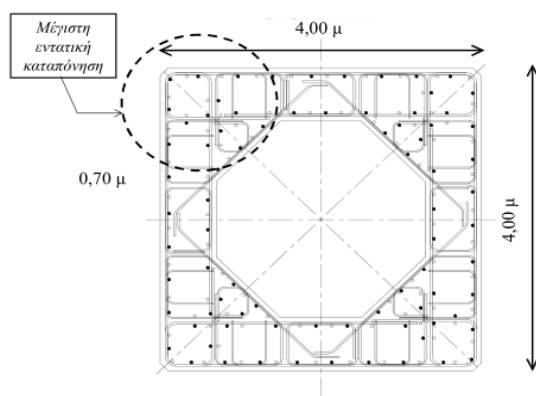
Για τις περιοχές των βραχιόνων όπου εφαρμόστηκαν οι ειδικές διατάξεις περίσφιξης του Ευρωκώδικα 8.2:1994 – Κεφ.6 [EN8.2,1994], χρησιμοποιήθηκε ο καταστατικός νόμος περισφιγμένου σκυροδέματος του Mander, που λαμβάνει υπόψη του την αύξηση αντοχής και πλαστιμότητας.

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.

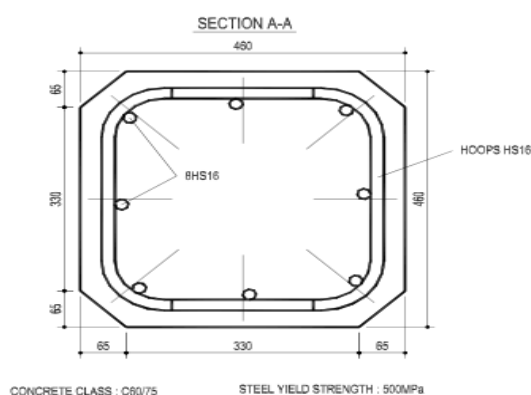
3.4.4 Καταστατικός νόμος περισφιγμένου σκυροδέματος υψηλής αντοχής

Λόγω της κατακόρυφης αλλαγής της δυσκαμψίας από το βάθρο (ανεστραμμένη πυραμίδα, 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.×4μ.×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 [EN8.2,1994] για συστήματα πλάστιμης συμπεριφοράς. Τα γεωμετρικά στοιχεία της περισφιγμένης διατομής δίνονται παρακάτω (Σχήμα 3.4.4(i)) :

- Καθαρό εμβαδόν : $A_n = 10,5 \text{ m}^2$
- Διαμήκης οπλισμός : 160 ράβδους Φ32, $\rho_l = 1,23\%$
- Οπλισμός περίσφιξης: Φ20, ογκομετρικό ποσοστό $\rho_s = 1,5\%$
- Ποιότητες υλικών: Σκυρόδεμα C60/75, χάλυβας S500S.



(i)



(ii)

Σχήμα 3.4.4: (i) Περισφιγμένη διατομή βραχίονα, (ii) διατομή δοκιμίου [Π. Παναγιώτης & Α. Βλάμης, 2003]

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-Αντιρρίου με αντοχή σκυροδέματος C60/75, ο Ελεγκτής Μελέτης απαίτησε να πραγματοποιηθούν πειράματα περίσφιξης μόνο-αξονικής θλιπτικής φόρτισης, που να επιβεβαιώνουν το διάγραμμα «τάσης – παραμόρφωσης» (σ-ε) 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 μόνο-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.

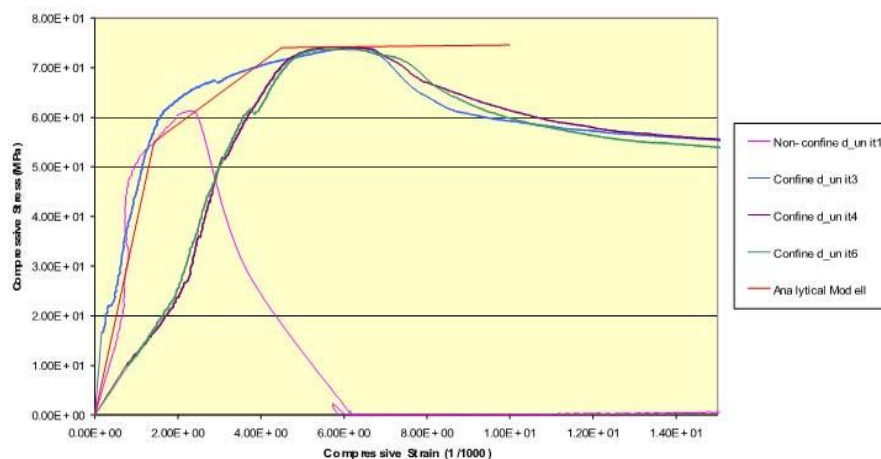
Τα χαρακτηριστικά των δοκιμών ήταν τα ακόλουθα ((Σχήμα 3.4.4(ii))):

- 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 Αντιρρίου 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 3.4.4(i)).

Στο Σχήμα 3.4.5 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 3.4.1 δίνονται οι μέγιστες αντοχές (f'_{cc}), και οι αντίστοιχες ανηγμένες παραμορφώσεις (ϵ_{cc}), καθώς επίσης και η μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση (ϵ_{cu}) δύο άοπλων δοκιμών και των τριών περισφιγμένων.



Σχήμα 3.4.5 : Διάγραμμα «τάσης-παραμόρφωσης» περισφιγμένου σκυροδέματος [Π. Πανακός & Α. Βλάμης, 2003]

Για τις πειραματικές καμπύλες 'σ-ε', η μέγιστη θλιπτική ανηγμένη παραμόρφωση, ϵ_{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 [M. J. N. Priestley et. al., 1996]:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 * \rho_s * f_{yh} * \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (1)$$

Όπου :

ρ_s = είναι το ογκομετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

f_{yh} = το όριο διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

f'_{cc} = η αντοχή του σκυροδέματος

ε_{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 3.4.5 καθώς και τον Πνακα 3.4.1 προκύπτει 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.

Πίνακας 3.4.1 : Πειραματικά αποτελέσματα και σύγκριση με το θεωρητικό Προσομοίωμα [Π. Πανακικόλας & Α. Βλάμης, 2003].

Δοκίμιο	Δ1-άοπλο 1 st batch	Δ5-άοπλο 2 nd batch	Δ3-περισφ. 1 st batch	Δ4-περισφ. 1 st batch	Δ6-περισφ. 2 nd batch	Πρόβλεψη Mander
Μέγιστη τάση f_{cc} (Μρα)	59.900	63.338	74.136	74.075	73.652	74
Ανηγμένη παρ/φωση στη $f'_{cc}, \varepsilon_{cc}$ ($\times 10^{-3}$)	1.9685	1.7179	6.3069	5.4850	5.3294	4.5
Μέγιστη ανηγμένη παρ/φωση, ε_{cu} ($\times 10^{-3}$)	-	-	8.4375	9.2969	9.2188	8.8

3.4.5 Κριτήρια αποδοχής για το σεισμό σχεδιασμού [Π. Πανακικόλας & Α. Βλάμης, 2003]

Για την ανάλυση (που ήταν μη-γραμμική με πλήρη προσομοίωση των καταστατικών νόμων συμπεριφοράς) και τον έλεγχο των διατομών χρησιμοποιήθηκε

συντελεστής συμπεριφοράς ίσος με μονάδα. 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 ψαθυρής 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 [S. Infanti et. al., 2004]:

- 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.
- 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 3.4.5), 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. 3.4.1).
- Αντιστοίχως, η εφελκυστική ανηγμένη παραμόρφωση του οπλισμού (ϵ_{sd}) δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τις τιμές των 10×10^{-3} για όλες τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, πλην του σεισμού σχεδιασμού. Για την οριακή κατάσταση αστοχίας από το σεισμό σχεδιασμού η μέγιστη επιτρεπόμενη ϵ_{sd} είναι 25×10^{-3} (σύμφωνα με τον DIN 1045-1, παρ. 6.2.4)
- Για να έχει πλάστιμη 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 [M. J. N. Priestley et. al., 1996] :

$$\eta = P / (f_c' * A_c) \leq 0.20 \quad (2)$$

$$\text{ή} \quad P_{\max} \leq 0.20 * (60 * 15.92) = 191 \text{ MN}$$

όπου :

A_g = είναι η συνολική μεικτή διατομή

f'_c = η αντοχή σκυροδέματος

P = η αξονική δύναμη.

3.4.6 Μη γραμμική στατική μέθοδος (μέθοδος των μετακινήσεων – pushover) [Π. Παναϊκόλας & Α. Βλάμης, 2003]

Οι πρώτες τρεις συνθήκες που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο ικανοποιήθηκαν και για τις δέκα τριπλές ιστορικών επιταχύνσεων.

Ωστόσο, η συνθήκη πλαστικής συμπεριφοράς δεν ικανοποιήθηκε για όλες τις τριπλές 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 αυτή ήταν σημαντικές (π.χ. αλλαγή της γεωμετρίας του πυλώνα και της κεφαλής του βάρους, 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 (ρηγμάτωση, 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 με τη δυσμενέστερη τριπλέτα ιστορικών επιταχύνσεων που ήταν [Π. Παναϊκόλας & Α. Βλάμης, 2003] :

- 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:

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

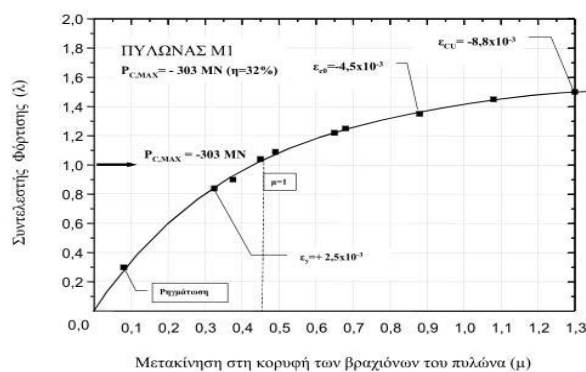
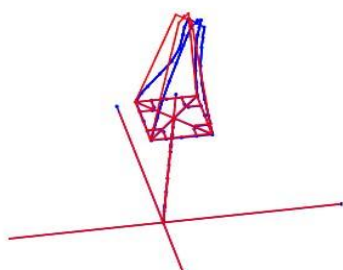
όπου, λ είναι ο συντελεστής φόρτισης:

- $0 \leq \lambda < 1$ 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 σεισμού σχεδιασμού
- $\lambda = \lambda_u$ φορτίο αστοχίας

Το φορτίο αστοχίας (συντελεστής λ_u) αντιστοιχεί στη μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση που δίνεται από την εξίσωση (1), δηλαδή $8,8 \times 10^{-3}$ για περισφιγμένο και σκυρόδεμα (βλέπε Πίνακας 3.4.1).

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

- ρηγμάτωση
- διαρροή διαμήκους οπλισμού
- διαρροή εγκάρσιου οπλισμού (αποφλοίωση, ϵ_{cc})
- μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση ($\epsilon_{c\theta} = 8,8 \times 10^{-3}$)



Σχήμα 3.4.6 : Διάγραμμα μετακινήσεων του πυλώνα από στατική φόρτιση [Π. Πανακόλας & Α. Βλάμης, 2003]

Στο Σχήμα 3.4.6 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 πλάσιμη. 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 πλαστιμότητα με βάση τη μετακίνηση άνω του.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

4. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΡΙΟΥ – ΑΝΤΙΡΡΙΟΥ

4.1 ΔΥΣΚΟΛΙΕΣ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Οι σχεδιασμοί και οι μελέτες έλαβαν υπόψη τους τρεις σημαντικούς παράγοντες [Χ. Τζαναβάρα, 2009] :

- Την υψηλή σεισμικότητα της ευρύτερης περιοχής, στην οποία βρίσκονται ορισμένα από τα πιο γνωστά ρήγματα της χώρας, όπως του Ξυλοκάστρου, του Αιγίου, της Ελίκης, του Ψαθόπυργου και της Πάτρας. Έχουν καταγραφεί σεισμοί με ένταση της τάξης των 6 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ, με πιο πρόσφατο το σεισμό του Αιγίου των 6.5 Ρίχτερ στις 15 Ιουνίου 1995. Με αυτό το δεδομένο τέθηκαν από την πλευρά του Δημοσίου οι υψηλότερες προδιαγραφές και η γέφυρα σχεδιάστηκε ώστε να αντέχει σε επιτάχυνση της βαρύτητας 48%, που είναι πρωτοφανής για τη χώρα μας. Αρκεί να αναφερθεί ότι ο σεισμός των 7.4 Ρίχτερ τον Αύγουστο του 1999 που έπληξε την Τουρκία είχε επιτάχυνση 40%. Οι προδιαγραφές της γέφυρας αρκούν για να είναι ασφαλής η γέφυρα σε μέγεθος σεισμού με πιθανότητα να σημειωθεί μία φορά στα 2000 χρόνια. Έχει επίσης προβλεφθεί και η απομάκρυνση των ακτών και η γέφυρα θα μπορεί να σταθεί στο ύψος της έπειτα από 120 χρόνια, όταν η απόσταση μεταξύ Ρίου και Αντιρρίου θα έχει μεγαλώσει κατά ένα ολόκληρο μέτρο.
- Τον προβληματικό πυθμένα της θάλασσας, που στη συγκεκριμένη θέση έχει βάθος έως και 65 μέτρα. Το «μείον» είναι ότι ο βυθός είναι καλυμμένος με παχύ στρώμα ιλύος, το οποίο δυσκολεύει τη θεμελίωση των τεσσάρων πυλώνων. Για να αποτραπεί ο κίνδυνος ανατροπής τους επιλέχθηκε το μικρό βάθος και το μεγάλο πλάτος θεμελίωσης. Το θεμέλιο είναι κυκλικό, με διάμετρο 90 μέτρων, μόλις 20 μέτρα μικρότερη από ένα γήπεδο ποδοσφαίρου. Το έδαφος σε μεγάλη έκταση γύρω από τα πέδιλα ενισχύθηκε με «φύτευση» χαλύβδινων σωλήνων, διαμέτρου δύο μέτρων και μήκους 25-30 μέτρων που τοποθετήθηκαν στο έδαφος. Περίπου 200 σωλήνες υπάρχουν κάτω από κάθε πέδιλο.
- Τους κυματισμούς της θάλασσας, που με την καθημερινή, συχνά «ύπουλη» δράση τους ταλαιπωρούν τους τέσσερις πυλώνες. Έγιναν δοκιμές επί δοκιμών για μέτρα και ενισχύσεις που αρκούν για να θωρακιστεί η γέφυρα σε περίπτωση κυμάτων ύψους έως και 10 μέτρων, καθώς και σε ανέμους ταχύτητας 265χλμ/ώρα, μέγεθος που αντιστοιχεί σε τυφώνα, φαινόμενο παντελώς άγνωστο για την περιοχή. Οι υψηλές προδιαγραφές είναι χρήσιμες και σε περίπτωση

ναυτικού ατυχήματος. Οι πυλώνες προβλέπεται να σταθούν στο ύψος τους ακόμη και αν προσκρούσει σε κάποιον από αυτούς δεξαμενόπλοιο χωρητικότητας 180.000 τόνων που θα πλέει με ταχύτητα 16 ναυτικών μιλίων.

Στην κατασκευή για την ακρίβεια στην προκατασκευή και τοποθέτηση των πυλώνων δεν επιστρατεύθηκαν νέες τεχνικές, αλλά «παντρεύτηκαν» και βελτιώθηκαν μέθοδοι που έχουν χρησιμοποιηθεί σε άλλες γέφυρες, καθώς και στην άντληση πετρελαίου από υποθαλάσσια κοιτάσματα.

4.1.1 Μέθοδοι κατασκευής

Η μέθοδος κατασκευής καλωδιωτών γεφυρών σε δίαυλους με μεγάλα βάθη απαιτεί ειδικό εξοπλισμό (πλωτοί γερανοί μεγάλης ανυψωτικής ικανότητας, ειδικά μηχανοποιημένα φορεία, ξηρές δεξαμενές πλωτών προκατασκευών, μεγάλης έκτασης εργοτάξια, κλπ.) και έμπειρους μηχανικούς. Επιγραμματικά, η μέθοδος κατασκευής της γέφυρας του Ρίου - Αντιρρίου ήταν η ακόλουθη [Π. Κ. Παπανικόλας, 2008]:

- Λιμενικά έργα: Εκσκαφές, ενίσχυση υπεδάφους με πασσάλους. Επίχωση πυθμένα για τη δημιουργία της επιφάνειας έδρασης του βάθρου με διάστρωση με ελεγχόμενης διαβάθμισης αδρανών υλικών.
- Κατασκευή πελμάτων βάθρων (διαμέτρου 90μ.) σε ξηρά δεξαμενή.
- Μεταφορά πελμάτων και ολοκλήρωση κατασκευής βάθρων εν πλω.
- Μεταφορά βάθρων και καταπόντιση στην τελική θέση θεμελίωσης.
- Ολοκλήρωση της κατασκευής των πυλώνων.
- Προκατασκευή τμημάτων του σύμμεικτου φορέα στην ξηρά.
- Πλωτή μεταφορά και ανάρτηση των τμημάτων του φορέα με τη μέθοδο της αμφίπλευρης προβολοδόμησης. Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει και την τάνυση των καλωδίων.
- Ολοκλήρωση της γέφυρας με υδατοστεγάνωση, αρμούς, στηθαία, οδοστρωσία κ.τ.λ..

Οι μέθοδοι κατασκευής για τα θεμέλια είναι αυτές που συνήθως χρησιμοποιούνται για την κατασκευή υπερθαλάσσιων πλατφορμών από σκυρόδεμα [29].

- Κατασκευή των πέλδων της θεμελίωσης σε ξηρά δεξαμενή μέχρι το ύψος των 15 μέτρων ώστε να παρέχεται επαρκής άνωση.
- Ρυμούλκηση και πρόσδεση των πέλδων αυτών σε υγρά δεξαμενή.
- Κατασκευή του κωνικού τμήματος των θεμελίων σε υγρά δεξαμενή σε συνθήκες επίπλευσης, που ασφαλίζεται με αλυσίδες και είναι εύκολα προσβάσιμο από την ξηρά με τη χρήση προσωρινών επιπλευσών γεφυρών.
- Κατασκευή της επιτόπιας θεμελίωσης υπεδάφους με ειδικευμένο θαλάσσιο

εξοπλισμό.

- Ρυμούλκηση και πόντιση των θεμελίων στην οριστική τους θέση.

Ωστόσο, ορισμένα χαρακτηριστικά του έργου αυτού έκαναν τη διαδικασία κατασκευής των θεμελίων του αρκετά εξαιρετική.

4.1.2 Θεμελίωση της κατασκευής [29]

Οι κατασκευαστικές εργασίες ξεκίνησαν τον Ιούλιο του 1998 στην ακτή του Αντιρρίου, όπου δημιουργήθηκε η ξηρά δεξαμενή, μια τεράστια πισίνα χωρίς νερό, μήκους 200 μέτρων και πλάτους 100, δίπλα στη θάλασσα, με την οποία μπορεί να επικοινωνήσει με τη βοήθεια μιας εισόδου. Μέσα σε αυτό το χώρο και σε λιγότερο από τέσσερα χρόνια κατασκευάστηκαν διαδοχικά και τα τέσσερα θεμέλια των πυλώνων της γέφυρας.



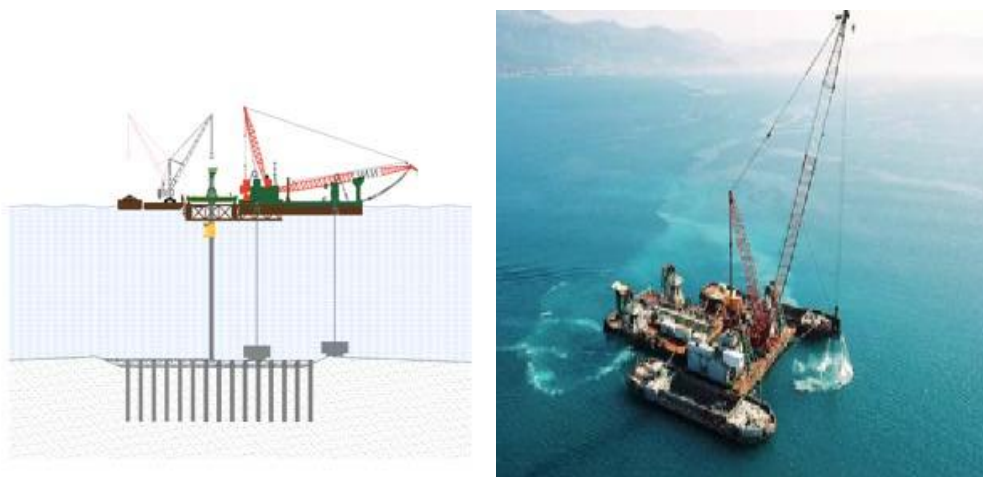
Σχήμα 4.1.1 : Ξηρά δεξαμενή [30, Ηλεκτρονικές Πηγές Φωτ.: (9)]

Όταν το κάθε πέδιλο έφθανε σε ύψος 15 μέτρων ήτα πλέον έτοιμο να ξεκινήσει για το μεγάλο ταξίδι του. Κοντά στο κάστρο του Αντιρρίου, σε επιλεγμένη θέση μέσα στη θαλάσσια περιοχή, δημιουργήθηκε η υγρή δεξαμενή, όπου ο κάθε πυλώνας αποκτούσε το απαιτούμενο ύψος πριν οδηγηθεί στην οριστική του θέση.



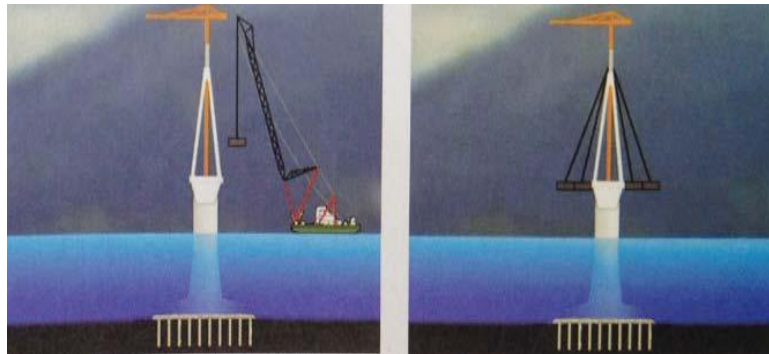
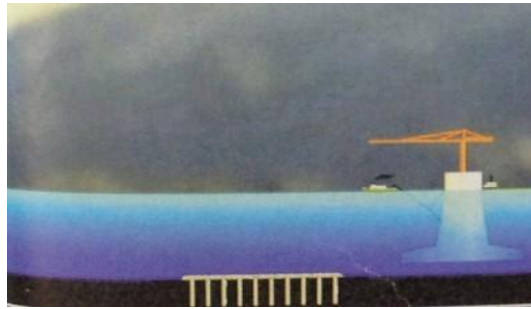
Σχήμα 4.1.2: Άποψη της ξηράς δεξαμενής στην πλευρά του Αντιρρίου [Χ. Τζαναβάρα, 2009]

Η βυθοκόρυση του πυθμένα, με την έμπηξη 500 ενθεμάτων, την τοποθέτηση και το στρώσιμο μια στρώσης χαλικιού από πάνω σε βάθος νερών 65 μέτρων, ήταν το πιο σημαντικό θαλάσσιο εγχείρημα που απαιτούσε ειδικό εξοπλισμό και διαδικασίες. Ουσιαστικά, η πλωτή εξέδρα ήταν μια ιδιοκατασκευή που βασίστηκε στο πολύ γνωστό σύστημα των εξεδρών τεταμένης κατακόρυφου αγκυρώσεως (TLP), που χρησιμοποιήθηκε όμως για πρώτη φορά σε κινητό εξοπλισμό. Το σύστημα αυτό βασίστηκε στην ενεργό κατακόρυφη αγκύρωση σε αντίβαρα τοποθετημένα στον πυθμένα της θάλασσας. Η τάνυση σε αυτά τα κάθετα συρματόσχοινα αγκύρωσης ρυθμίστηκε έτσι ώστε να δίνει την απαραίτητη σταθερότητα στην εξέδρα σε σχέση με τις κινήσεις της θάλασσας και τα φορτία που χειρίζεται ο γερανός που υπάρχει στο κατάστρωμά της. Αυξάνοντας την τάνυση στα συρματόσχοινα αγκύρωσης, η άνωση της εξέδρας επιτρέπει στα βάρη αγκύρωσης να ανασηκώνονται από τον πυθμένα της θάλασσας, τότε η εξέδρα, μαζί με τα βάρη της, μπορούν να πλεύσουν σε νέα θέση.



Σχήμα 4.1.3: Η βυθοκόρυση του πυθμένα [30, Ηλεκτρονικές Πηγές Φωτ.: (9)]

Όπως προαναφέρθηκε, όταν ολοκληρώθηκαν οι βάσεις των βάθρων ρυμουλκήθηκαν και στη συνέχεια ποντίστηκαν στην οριστική τους θέση. Τα τμήματα που δημιουργούνται στα θεμέλια από τις ακτινωτές δοκούς χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο της αντιστάθμισης και της πόντισης με διαφορικό ερματισμό. Στη συνέχεια, οι βάσεις των βάθρων πληρώθηκαν με νερό για να επιταχυνθούν οι καθιζήσεις, που είναι σημαντικές (μεταξύ 0,1 και 0,2 m). Αυτή η προφόρτιση διατηρήθηκε και κατά την κατασκευή του κορμού και της κεφαλής βάθρου, επιτρέποντας έτσι τη διόρθωση των πιθανών διαφορικών καθιζήσεων πριν την κατασκευή των πυλώνων και της ανωδομής καταστρώματος.



Σχήμα 4.1.4: Μεταφορά των πυλώνων στην οριστική θέση τους - κατασκευή του τμήματος πάνω από τη θάλασσα [Χ. Τζαναβάρα,2009]

4.1.3 Κατασκευή του καταστρώματος

Το κατάστρωμα της κυρίως γέφυρας ανεγέρθη χρησιμοποιώντας την τεχνική της αμφίπλευρης προβολοδόμησης με προκατασκευασμένα στοιχεία καταστρώματος μήκους 12 μέτρων, συμπεριλαμβανομένης της πλάκας σκυροδέματός τους. Το συνολικό βάρος ενός προκατασκευασμένου τεμαχίου ήταν 340 τόνοι και τοποθετήθηκε με τη χρήση πλωτού γερανού (TAKLIFT 7). Ο ρυθμός ανέγερσης ολόκληρης της δομής καταστρώματος έφτασε τα 60 μέτρα την εβδομάδα.



Σχήμα 4.1.5 : Κατασκευή του καταστρώματος [30, Ηλεκτρονικές Πηγές Φωτ.: (9)]

4.2 ΠΟΙΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΘΕΣΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Κατά την διάρκεια της παραγωγής σκυροδέματος και σε καθημερινή βάση ο ποιοτικός έλεγχος διασφαλίζει την συμφωνία της παραγωγής κάθε φόρμουλας με τα προβλεπόμενα χαρακτηριστικά συγκεκριμένης σύνθεσης. Ο στόχος είναι να μειωθεί η μεταβλητότητα στα συστατικά του σκυροδέματος (τσιμέντο - αδρανή - νερό - πρόσμικτα), στη διαδικασία ανάμιξης (hardware του παρασκευαστηρίου, ζυγοί, mixer κτλ.), στη θερμοκρασία του σκυροδέματος (χρήση ζεστού νερού κατά τους χειμερινούς μήνες-χρήση κρύου νερού κατά τους θερινούς μήνες) και στη μέτρηση των χαρακτηριστικών του σκυροδέματος (νωπό – στερεά μορφή).

Για πρώτη φορά κατά την κατασκευή πραγματοποιήθηκε παραγωγή σκυροδέματος με απαιτήσεις τις υψηλές αντοχές, τον μεγάλο όγκο παρασκευής, την εκτεταμένη διάρκεια εργασιμότητας και την χρήση τσιμέντου CEMIII σε μαζική παραγωγή.

4.2.1 Έλεγχος υλικών και παρασκευή σκυροδέματος [Σ. Λυκούδης κ.α., 2003]

Η σταθερότητα των συστατικών υλικών του σκυροδέματος, όσον αφορά τα ποιοτικά χαρακτηριστικά τους, είναι βασική προϋπόθεση για την δημιουργία σταθερής και ομοιόμορφης παραγωγής.

➤ **Τσιμέντο**

Το τσιμέντο CEMIII/A 42.5-NW/NA (σκωριοτσιμέντο), με ποσότητα σκωρίας μεγαλύτερης του 60% (slag>60%) κατά EN 196-1, είναι το υλικό εκείνο που επιλέχθηκε για τις περισσότερες συνθέσεις σκυροδέματος της Κυρίως Γέφυρας.

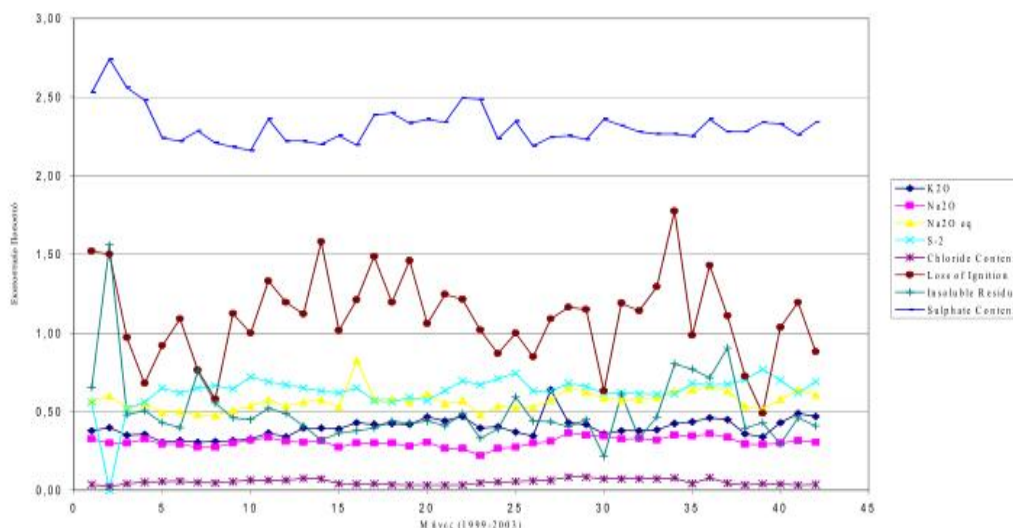
Το τσιμέντο CEMIII παρασκευαζόταν σε δόσεις των 1200-1500 τόνων από το Εργοστάσιο Τσιμέντων TITAN στο Δρέπανο Αχαΐας αποκλειστικά για την Κ/Ξ Γέφυρα.

Σε περίπτωση που λόγω του εντατικού κύκλου εργασιών (π.χ. σκυροδέτηση πλάκας καταστρώματος) απαιτούνταν υψηλότερες αντοχές σε μικρές ηλικίες, έγινε χρήση του τσιμέντου CEMI 52.5-NA κατά EN 196-1. Τέτοια στοιχεία ήταν τα προεντεταμένα δοκάρια στην γέφυρα πρόσβασης του Αντιρρίου (φόρμουλα 416/418, [ACI, 2000]), και οι βραχίονες (φόρμουλα 620-C60/75, [ACI, 2000]). Το τσιμέντο αυτό παρασκευάστηκε σε δόσεις των 175-200tn από το Εργοστάσιο Τσιμέντων TITAN στο Καμάρι Βοιωτίας αποκλειστικά για την Κ/Ξ Γέφυρα.

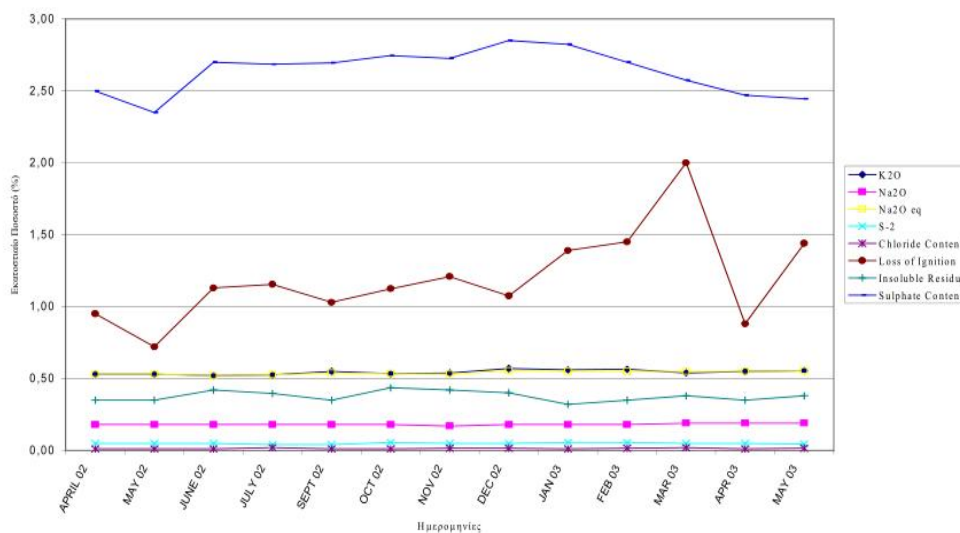
Σύμφωνα με συμβατική υποχρέωση της εταιρείας TITAN κάθε δόση παραγωγής (batch) συνοδευόταν από αποτελέσματα δοκιμών στα βασικά χαρακτηριστικά του τσιμέντου, τα οποία έπρεπε να βρίσκονται εντός συγκεκριμένων ορίων. Στα Σχήματα 4.2.1 και 4.2.2 φαίνονται τα αποτελέσματα της χημικής αναλύσεως των τσιμέντων CEMIII και CEMI αντίστοιχα. Στο Σχήμα 4.2.3 φαίνονται τα ιστογράμματα συχνοτήτων με τις αντοχές από τα τσιμέντα CEMIII και CEMI αντίστοιχα. Ταυτόχρονα

σε διημερία βάση ή όποτε κρίνονταν σκόπιμο στέλλονταν δείγμα σε εξωτερικό συνεργαζόμενο εργαστήριο "LERM" προκειμένου να επιβεβαιώνονται από την κατασκευάστρια Κοινοπραξία ή την επίβλεψη τα αποτελέσματα όλων των χαρακτηριστικών τωντσιμέντων.

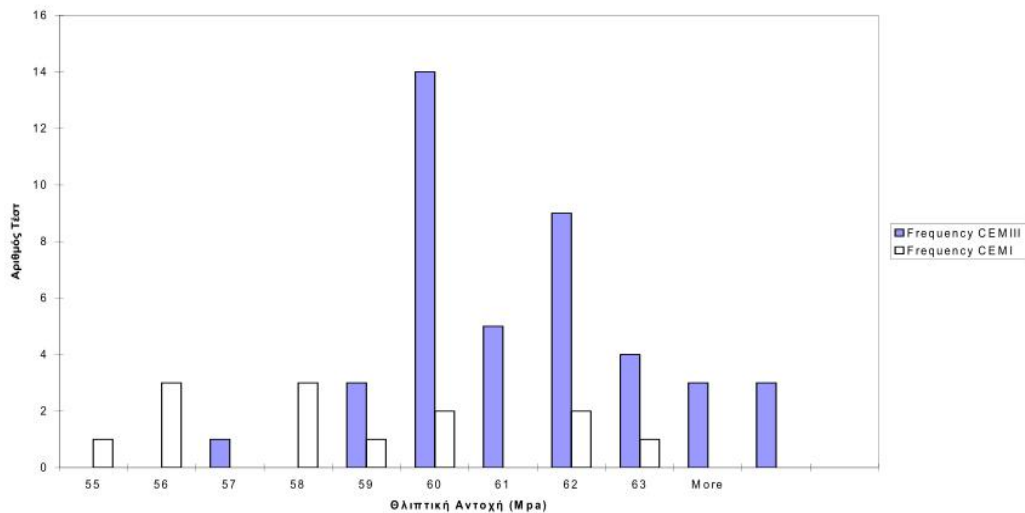
Σε κάθε παραλαβή λάμβανε χώρα διπλή δειγματοληψία: ένα δείγμα για την Κ/Ξ Γέφυρα και ένα δείγμα πίσω στον ΤΙΤΑΝ.



Σχήμα 4.2.1 : Περιεκτικότητα Χημικών Συστατικών CEMIII Αποτελέσματα Εργαστηρίου ΤΙΤΑΝ [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]



Σχήμα 4.2.2 : Περιεκτικότητα Χημικών Συστατικών CEMI Αποτελέσματα Εργαστηρίου ΤΙΤΑΝ [Σ. Λυκούδης κ.α., 2003]



Σχήμα 4.2.3 : Ιστόγραμμα Αντοχών 28 ημερών CEMIII-CEMI Αποτελέσματα Εργαστηρίου ΤΙΤΑΝ [Σ. Λυκούδης κ.α., 2003]

➤ **Αδρανή υλικά**

Τα αδρανή υλικά, τα οποία επιλέχθηκαν, είναι θραυστά ασβεστολιθικά αδρανή προελεύσεως λατομείου Lafarge Αράξου. Ανάλογα με την κοκκομετρική διαβάθμιση τους κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

- Σκύρα 10/20
- Γαρμπίλι 4/10
- Άμμος 0/4

Η χρήση του ασβεστόλιθου εξαφανίζει τον κίνδυνο της αλκαλοπυριτικής αντίδρασης. Σύμφωνα με συμβατική υποχρέωση της εταιρείας Lafarge η εταιρεία προσκόμιζε σε κάθε ημερήσια παραλαβή αποτελέσματα δοκιμών επί του φορτίου παράδοσης:

- Καθαρότητα για το 10/20
- Καθαρότητα για το 4/10
- Fines για την άμμο

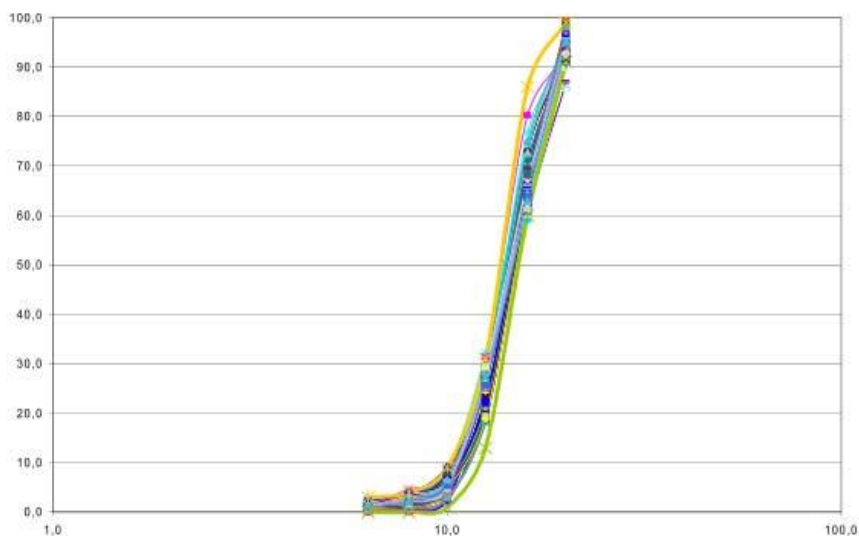
Σε εβδομαδιαία βάση επίσης η εταιρεία Lafarge αποστέλλε στο εργαστήριο της Κοινοπραξίας τα αποτελέσματα των δοκιμών που πραγματοποιούνται κατά την διάρκεια της παραγωγής των αδρανών και αφορούν τις δοκιμές: ακουομέτρηση, απορροφητικότητα, δείκτης πλακοειδούς, επιβλαβή υλικά, φαινόμενο βάρος, ειδικό βάρος, καθαρότητα, περιεχόμενη υγρασία για τα χονδρόκοκα. Για την άμμο κοκκομέτρηση, απορροφητικότητα, ισοδύναμο άμμου, επιβλαβή υλικά, φαινόμενο βάρος, ειδικό βάρος, μπλε του μεθυλενίου, περιεχόμενη υγρασία.

Σε ημερήσια βάση στο Εργαστήριο της Κοινοπραξίας πραγματοποιούνταν

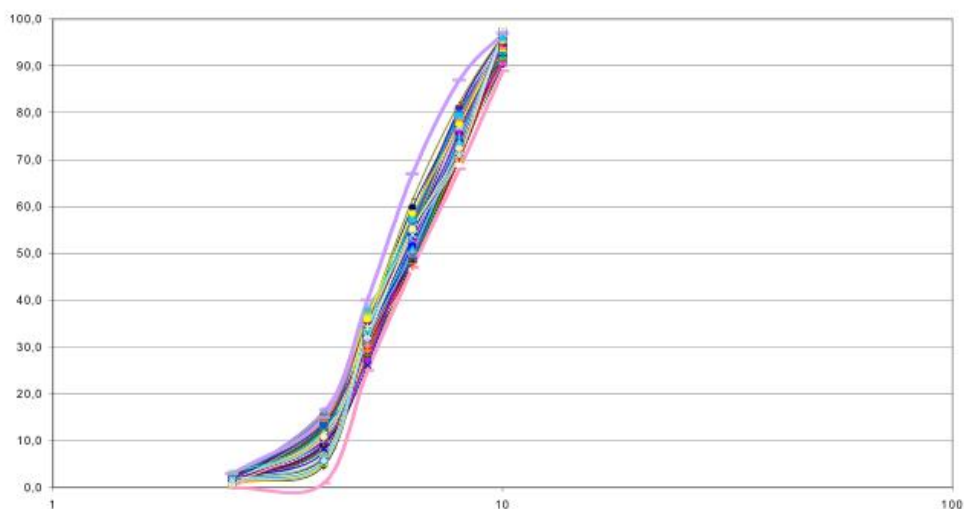
δοκιμές κοκκομέτρησης σε κάθε κλάσμα, δοκιμές καθαρότητας στα χονδρά κλάματα και σε εβδομαδιαία βάση ισοδύναμο άμμου και μπλε του μεθυλενίου.

Σε μηνιαία βάση δείγματα αποστέλλονταν στο εξωτερικό εργαστήριο της ΕΚΕΤ (Ελληνικό Κέντρο Ερευνών Τσιμέντου) και πραγματοποιούνταν όλες οι δοκιμές προσδιορισμού χαρακτηριστικών των αδρανών.

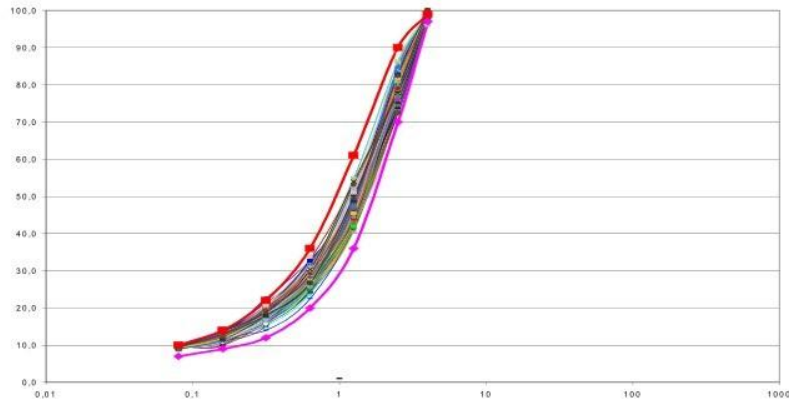
Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται αποτελέσματα κοκκομετρήσεων που πραγματοποιήθηκαν στο Εργαστήριο της Κοινοπραξίας [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]



Σχήμα 4.2.4 : Αποτελέσματα κοκκομετρήσεων έτους 2002 στο κλάσμα 10/20 [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]



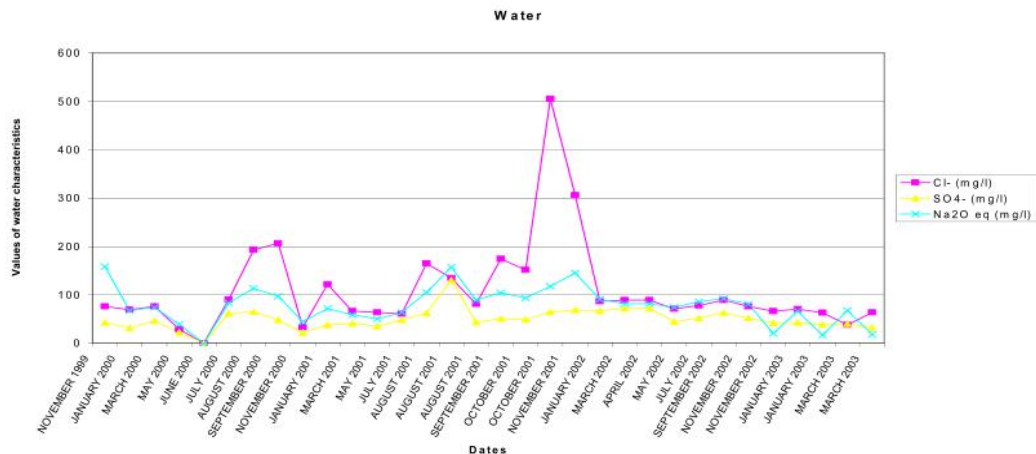
Σχήμα 4.2.5 : Αποτελέσματα κοκκομετρήσεων έτους 2002 στο κλάσμα 4/10 [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]



Σχήμα 4.2.6 : Αποτελέσματα κοκκομετρήσεων έτους 2002 στο κλάσμα 0/4 [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]

➤ Νερό

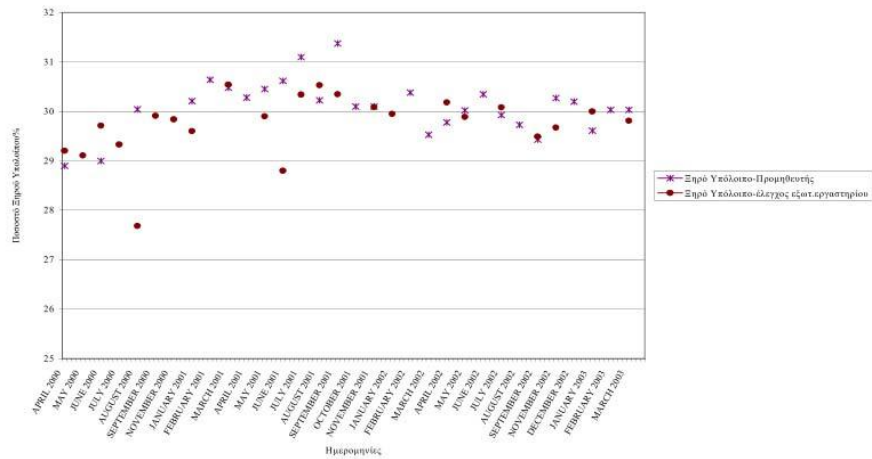
Τόσο στο Αντίρριο όσο και στο Ρίο το νερό προερχόταν από γεώτρηση. Σε εβδομαδιαία βάση πραγματοποιούνταν έλεγχος στο εργαστήριο (προκαταρκτική εξέταση κατά EN 1008) και σε διμηνιαία βάση αποστέλλονταν δείγμα στο εξωτερικό εργαστήριο της ΕΚΕΤ για να ελεγχθεί. Πραγματοποιήθηκαν δοκιμές σύμφωνα με EN1008 και προσδιορισμός χλωριόντων, θειικών, αλκαλικών.



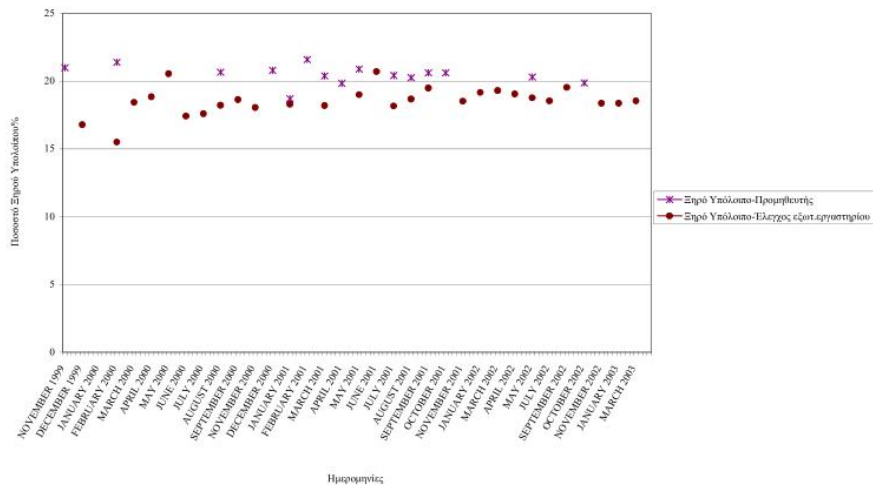
Σχήμα 4.2.7 : Χημικά Συστατικά Νερού [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]

➤ Πρόσμικτα

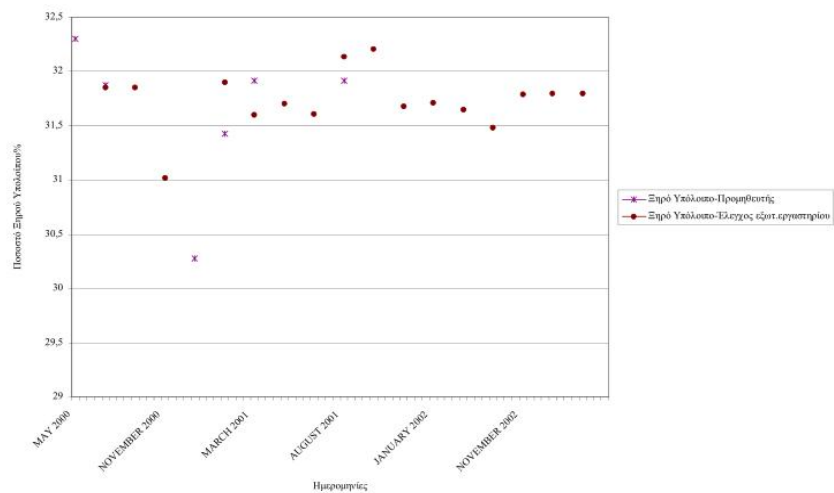
Τα βασικά πρόσμικτα που επιλέχθηκαν μετά από εκτεταμένο έλεγχο είναι τα: Optima 100 της Chryso, Glenium 27 και Rheobuilt T3 της MBT. Στην παραλαβή κάθε δόσης αποστέλλονταν αποτελέσματα από τον προμηθευτή που αφορούσαν την πυκνότητα, pH, ξηρό υπόλοιπο και IR Analysis. Σε διμηνιαία βάση ελέγχονταν δείγματα από το εξωτερικό εργαστήριο της ΕΚΕΤ.



Σχήμα 4.2.8 : Πυκνότητα & Ξηρό Υπόλοιπο ορίμα 100 [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]



Σχήμα 4.2.9 : Πυκνότητα & Ξηρό Υπόλοιπο Glenium 27 [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]



Σχήμα 4.2.10 : Πυκνότητα & Ξηρό Υπόλοιπο Rheobuild T3 [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]

4.2.2 Παρασκευαστήριο σκυροδέματος [Σ. Λυκούδης κ.α., 2003]

Το Παρασκευαστήριο Σκυροδέματος ήταν υπεύθυνο για την παραγωγή σκυροδέματος, την επάρκεια και την τροφοδοσία των υλικών, την αποθήκευσή τους στον χώρο του εργοταξίου την εβδομαδιαία-ημερήσια οργάνωση της παραγωγής.

Το παρασκευαστήριο σκυροδέματος ήταν στην ουσία δύο ανεξάρτητα όμοια παρασκευαστήρια τα οποία πληρούσαν τις προϋποθέσεις κατά EN 206, Class III με μέσο όρο παραγωγής 4m³/h το καθένα (και μέγιστη το m³/h). Αποτελούνταν το καθένα από [Σ. Λυκούδης κ.α., 2003]:

- Κατακόρυφο mixer (τύπου Dual Shaft-pan mixer) χωρητικότητας 2m³
- Πέντε silo αδρανών με διπλή πόρτα ακριβούς δΟΣΟΛΟΓΙΑΣ
- Skip τροφοδοσίας αδρανών
- Αυτόματη μεταφορική ταινία αδρανών
- Τέσσερα Silo τσιμέντου και ένα Silica Fume
- Σύστημα πλήρως ελεγχόμενο από υπολογιστή, το οποίο επιτρέπει αυτόματη, ημιαυτόματη και χειροκίνητη παραγωγή σκυροδέματος.
- Σύστημα Wattmeter με εκτυπούμενη καταγραφή
- Συνεχείς εκτυπώσεις των Batch Report & Delivery Note
- Παρακολούθηση κατανάλωσης
- Ειδοποίηση (alarm) σε περίπτωση υπέρβασης των ορίων ακρίβειας
- Σύστημα υγρασιόμετρων (τύπου microwave) για παρατήρηση πιθανής μεταβολής της υγρασίας (στα silo γαρμπιλιου και άμμου).

Έλεγχος των ζυγιστικών συστημάτων πραγματοποιούνταν κάθε τρίμηνο από το Εργαστήριο με διακριβωμένα βάρη.

4.2.3 Παραγωγή σκυροδέματος [Σ. Λυκούδης κ.α., 2003]

Σε ημερήσια βάση πριν αρχίσει η παραγωγή σκυροδέματος ελεγχόταν η περιεχόμενη υγρασία των αδρανών. Ελεγχόταν στην πρώτη δόση η κάθιση (slump), η εξάπλωση (flow) και η θερμοκρασία του σκυροδέματος. Αν οι τιμές εργασιμότητας συμφωνούσαν με τις τιμές της σύνθεσης συμμόρφωσης (conformity trial) και η θερμοκρασία του σκυροδέματος ήταν ικανοποιητική ανάλογα με την εποχή, προχωρούσε η διαδικασία της παραγωγής σκυροδέματος. Αν οι τιμές δεν συμφωνούσαν, γίνονταν οι διορθωτικές ρυθμίσεις ($\pm 5\text{kg}$ νερό, $\pm 0.5\text{kg}$ πρόσμεικτο) και ρυθμιζόταν η αναλογία ζεστού/κρύου νερού προκειμένου να επιτευχθεί η ικανοποιητική θερμοκρασία.

Οι τιμές κάθισης/εξάπλωσης ελέγχονταν σε κάθε βαρέλα. Το ομοίομορφο της παραγωγής ελεγχόταν μέσω του βατόμετρου (wattmeter) από τον χειριστή στο

παρασκευαστήριο σκυροδέματος.

Επί του έργου ελεγχόταν επίσης η εργασιμότητα του σκυροδέματος (κάθιση/εξάπλωση) και η θερμοκρασία του από τον μηχανικό ποιότητας QC του έργου.

Κάθε 100m³ ή σε κάθε ημερησία σκυροδέτηση (αν η ποσότητα είναι μικρότερη) ανά κομμάτι κατασκευής γινόταν δειγματοληψία κύβων. Επίσης, ανάλογα με τις απαιτήσεις της κατασκευής (ξεκαλούπωμα, 1^η, 2^η φάση προέντασης κ.τ.λ.) λαμβάνονταν κύβοι για θραύση σε πρώιμη ηλικία.

Σε εβδομαδιαία βάση ελεγχόταν η πυκνότητα και η εξίδρωση του φρέσκου σκυροδέματος ανά κατηγορία.

Όλα τα αποτελέσματα αρχειοθετούνταν ηλεκτρονικά και σε μηνιαία βάση τα αποτελέσματα προωθούνταν στον Επιβλέποντα Μηχανικό.

4.2.4 Κατηγορίες σκυροδέματος και στατιστική αποτίμηση των αποτελεσμάτων [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]

Στις προηγούμενες παραγράφους αναπτύχθηκε πως παρακολουθούνταν τα ποιοτικά χαρακτηριστικά των υλικών. Τα αδρανή υλικά αποθηκεύονταν σε σκεπασμένους χώρους υποδοχής (προκειμένου να προστατεύονται από τις υγρασιακές - θερμοκρασιακές μεταβολές). Πριν την έναρξη της παραγωγής ή όποτε κρινόταν σκόπιμο πραγματοποιούταν έλεγχος υγρασίας και στα τρία κλάσματα των αδρανών.

Τα όρια απόρριψης κάποιου "ελαττωματικού" batch όσον αφορά τις ποσότητες των υλικών ήταν συγκεκριμένα, ενώ σε ειδοποίηση του προγράμματος, ο χειριστής ήταν υποχρεωμένος να προβεί σε χειροκίνητη διόρθωση. Υπήρχε η δυνατότητα της χρήσης ±5kg/m³ νερού ή ±0.5kg/m³ προσμείκτου κατά την κρίση του χειριστή του εργαστηρίου.

Η τυπική απόκλιση μίας φόρμουλας σκυροδέματος στην παραγωγή δίνεται, σύμφωνα με το ACI 214-77 (Reapproved 1997), από την εξίσωση :

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}$$

όπου :

σ = η συνολική τυπική απόκλιση

σ_1 = τυπική απόκλιση στη δοκιμή (within the test variation)

σ_2 = τυπική απόκλιση από παρτίδα σε παρτίδα (batch to batch variation)

Στον Πίνακα 4.2.1 που ακολουθεί φαίνονται κατά κατηγορία σκυροδέματος τα στατιστικά χαρακτηριστικά κάθε φόρμουλας σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε στην κυρίως γέφυρα.

Αξίζει να σημειωθεί ότι ο σχεδιασμός κάθε φόρμουλας (εκλογή w/c και ποσότητα τσιμέντου) δεν είχε αποκλειστικό στόχο και μόνο την επίτευξη της απόλυτης αντοχής για την συγκεκριμένη κατηγορία. Άλλα στοιχεία όπως η ανθεκτικότητα, οι αντοχές σε νεαρές ηλικίες, αντλησιμότητα, ευκολία διάστρωσης, δημιουργία τελικής επιφάνειας ήταν εκείνα που συνέβαλλαν στην εκλογή αυτή.

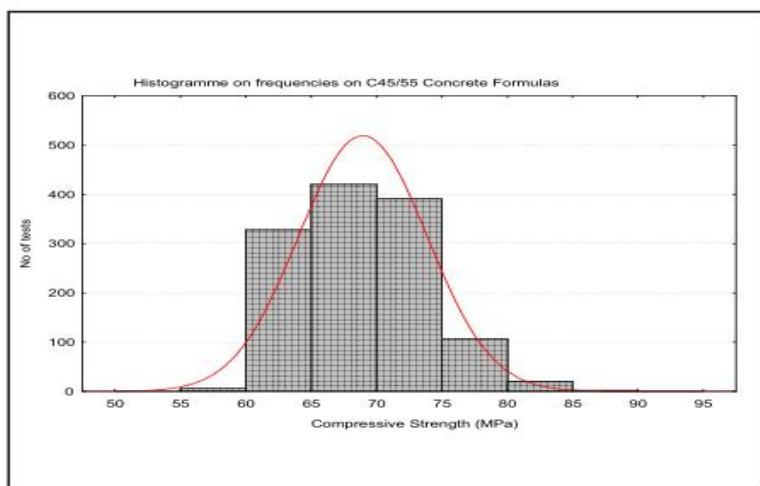
Τα βασικά στατιστικά στοιχεία ανά κατηγορία σκυροδέματος που υπολογίστηκαν είναι [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]:

- ελάχιστη τιμή
- μέγιστη τιμή
- μέσος όρος
- τυπική απόκλιση
- έκταση
- πλήθος

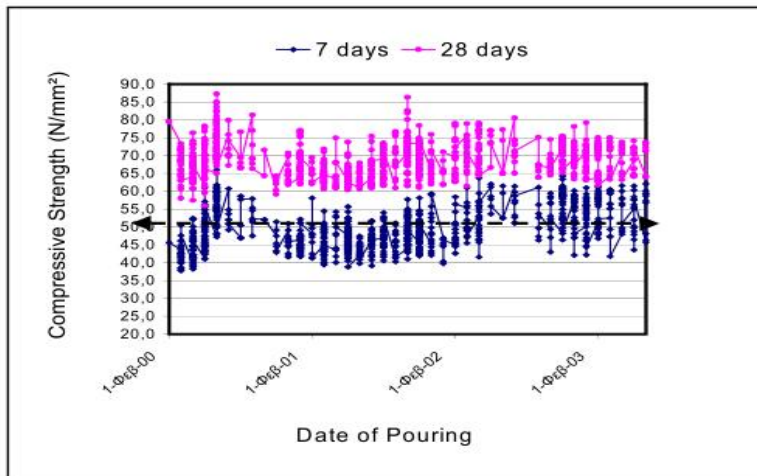
Πίνακας 4.2.1 : Μέση Τιμή Αντοχής και Τυπικής Απόκλισης ανά Κατηγορία Σκυροδέματος [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]

Κατηγορία Σκυροδέματος	Όνομα Φόρμουλας	Ποσότητα Τσιμέντου	Μέση αντοχή (Mpa)	Τυπική Απόκλιση (Mpa)	Min	Max	Range	Count
C40/50	416/418	450	74.4	3.7	59.7	83.3	23.6	168
C45/55	406	400	76.6	4.8	60.1	87.2	27.1	107
	425/426/428/429	420	68.8	4.8	55.9	87.2	31.3	952
	420	400	69.9	4.9	60.5	84.8	24.3	322
C50/60	520	420	75	3.2	67.2	81.8	14.6	125
	446	450	75	4.2	62.7	85.9	23.2	182
C60/70	610	490	82	5	72.3	96.1	23.8	47
	612	490	79.8	2.6	76.1	85.1	9	24
	620	490	80.6	2.8	74.5	93.2	18.7	247
	670	490	80.5	2	77.6	83.7	6.1	13

Τα ιστογράμματα συχνοτήτων για κάθε φόρμουλα εξομοιώνονται με την κανονική κατανομή (κατανομή κατά Gauss). Για παράδειγμα στο ακόλουθο σχήμα φαίνεται το ιστογράμμα συχνοτήτων στην κατηγορία σκυροδέματος C45/55 και η συσχέτισή του με την κανονική κατανομή. Στο σχήμα 3.4(β) δίνονται τα αποτελέσματα των θραύσεων σε ηλικίες 7 και 28 ημερών από το 1999 έως το 2003



Σχήμα 4.2.11: Παράδειγμα ιστογράμματος συχνοτήτων [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]



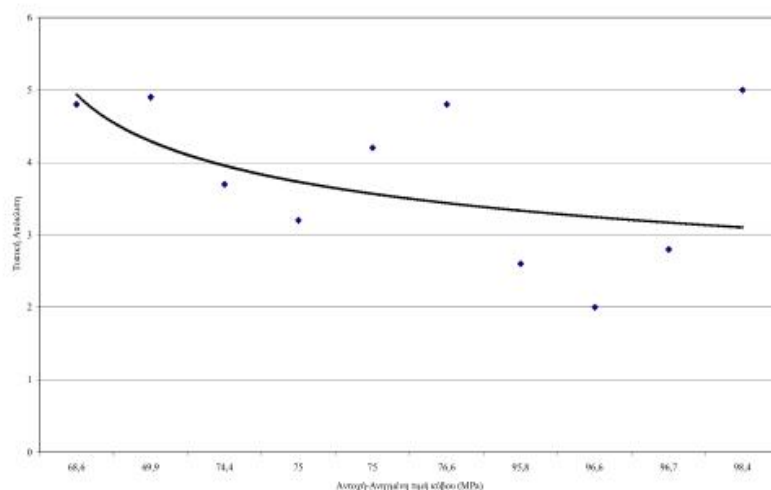
Σχήμα 4.2.12 : Παράδειγμα Αποτελέσματα θραύσεων 7 και 28 ημερών [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]

➤ **Τυπική απόκλιση και κατηγορία σκυροδέματος** [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]

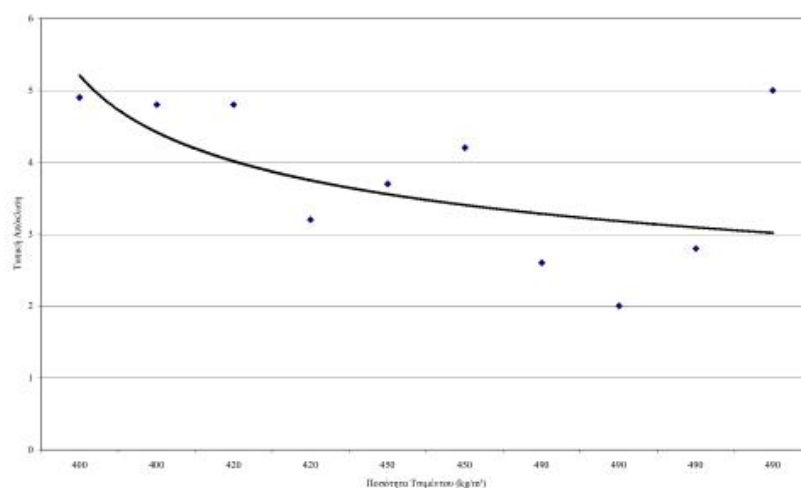
Στο σχήμα 4.2.13 φαίνεται η σχέση τυπικής απόκλισης και μέσης αντοχής. Στο ACI 318-95 αναφέρεται ότι είναι πιθανό να υπάρχει μία αύξηση στην τυπική απόκλιση όταν η μέση αντοχή αυξάνεται σε σημαντικό βαθμό. Επίσης η αύξηση της

τυπικής απόκλισης όταν η μέση αντοχή αυξάνεται σε σημαντικό βαθμό είναι κάτι λιγότερο από άμεση αναλογική αύξηση.

Στο ACI 363R-92 (High Strength Concrete) αναφέρεται ότι η τυπική απόκλιση είναι το εργαλείο εκείνο με το οποίο μπορεί να ελεγχθεί η παρακολούθηση της παραγωγής του Σκυροδέματος Υψηλής Αντοχής. Αποδεκτές τιμές απόκλισης $3.5 \div 4.8$ Mpa (τιμή σε κύλινδρο). Ενώ σε Σκυροδέμα χαρακτηριστικής αντοχής έως 35Mpa η τιμή εκείνη η οποία χαρακτηρίζει ένα καλό εργαστήριο είναι $3.5 \div 4.2$ Mpa (τιμή σε κύβο-βλέπε πίνακα 4.2.2).



Σχήμα 4.2.13 : Διάγραμμα Τυπικής Απόκλισης-Μέση Αντοχής [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]



Σχήμα 4.2.14 : Διάγραμμα Τυπικής Απόκλισης-Μέση Τσιμέντου [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]

Πίνακα 4.2.2: Πρότυπα Ελέγχου σε Σχέση με την Τυπική Απόκλιση για σκυρόδεμα έως 35 Μρα [Σ. Λυκούδης κ.α.,2003]

Τυπική Απόκλιση	Τυπική Απόκλιση				
	Εξαιρετικό	Πολύ καλό	Καλό	Μέτριο	Φτωχό
	<2.81	2.81-3.52	3.52-4.22	4.22-4.92	>4.92
Συντελεστής Απόκλισης	<3.0%	3+4%	4+5%	5+6%	>6%

➤ **Σχέση κυλίνδρου και κύβου**

Συμφωνά με το BS 1881:Part 120 (1983) η αντοχή του κυλίνδρου είναι ίση με το 0.8 της αντοχής του κύβου αλλά στην πραγματικότητα δεν υπάρχει τόσο απλή συσχέτιση. Ο λόγος των αντοχών κυλίνδρου/κύβου αυξάνεται σημαντικά με την αύξηση της αντοχής και είναι περίπου ίσος με το ένα (1) για αντοχές περίπου ίσες με 100Μρα.

Αυτό παρατηρήθηκε και στο εργαστήριο της Κ/Ξ και αποφασίστηκε για την κατηγορία σκυροδέματος C60/75 να πραγματοποιείται θραύση κυλίνδρων διαστάσεων 16*32(cm) αντί για κύβους διαστάσεων 15x15x15cm.

Ταυτόχρονα επιλέχθηκε η μέθοδος εξομάλυνσης (Capping) με τη συσκευή Sand Box (NFP 18-415) σαν η πλέον αξιόπιστη καθώς η μέθοδος με το κονίαμα θείου απεδείχθη ανεπαρκής λόγω της αντοχής του κονιάματος (αντοχή κονιάματος περίπου 50Μρα).

Όπως είναι εμφανές (πίνακας 4.2.2) δοκιμές θραύσης με αυτή τη μέθοδο οδηγούν σε αποτελέσματα με χαμηλή τυπική απόκλιση.

➤ **Ελληνικός κανονισμός τεχνολογίας σκυροδέματος και παραγωγή**

Σύμφωνα με το κριτήριο Δ (Εργοταξιακό Σκυρόδεμα μεγάλων Έργων) ο 7^{ος} και ο 8^{ος} κανόνας αποδοχής έπρεπε να τηρούταν για όλες τις κατηγορίες σκυροδέματος.

$$\bar{x}_{36} \geq f_{ck} + 1.70 * s \quad (7^{ος})$$

$$\bar{x}_3 \geq f_{ck} + 1.83 * s \quad (8^{ος})$$

Όπου :

$\bar{\chi}_{36}$ = ο μέσος όρος 36 συνεχόμενων θραύσεων

$\bar{\chi}_3$ = ο μέσος όρος 3 συνεχόμενων θραύσεων

s = η τυπική απόκλιση της τελευταίας ομάδας 60 δοκιμιών

➤ Αντοχή μικρής ηλικίας – ωριμότητα (Maturity)

Προκειμένου να επιταχυνθούν οι εργασίες τάνυσης των καλωδίων στο κατάστρωμα της Κυρίως Γέφυρας, θα έπρεπε να είναι γνωστή με καλή ακρίβεια η επί τόπου αντοχή του σκυροδέματος σε νεαρή ηλικία, με μη καταστροφικούς ελέγχους. Αυτό υλοποιήθηκε με τη δοκιμή Ωριμότητας Σκυροδέματος.

Αρχή της μεθόδου είναι να υπολογίσει την Ωριμότητα στο πεδίο βασισμένη στην θερμοκρασιακή "ιστορία" του σκυροδετούμενου στοιχείου. Η Ωριμότητα του Σκυροδέματος εκφράζεται σε Ισοδύναμη Ηλικία (Equivalent Age) που υπολογίζεται με βάση τον νόμο του Arrhenius.

Η ταχύτητα ανάπτυξης της αντοχής μιας φόρμουλας σκυροδέματος είναι μέγεθος ανάλογο με την έκλυση θερμότητας κατά την ενυδάτωση του τσιμέντου και εξαρτάται κυρίως από: την ποσότητα και τον τύπο του τσιμέντου, το λόγο νερού προς τσιμέντο, τον τύπο των αδρανών, τον τύπο του προσμείκτου που χρησιμοποιείται στην αρχική θερμοκρασία του σκυροδέματος και την θερμοκρασία περιβάλλοντος.

Η μέτρηση της "Ενέργειας Ενεργοποίησης" (Activation Energy) πραγματοποιείται στο Εργαστήριο με συντήρηση δοκιμιών σε 3 τουλάχιστον διαφορετικά περιβάλλοντα συντήρησης (20°C, θερμομονωμένο κελί και συνθήκες περιβάλλοντος). Η ταχύτητα ανάπτυξης της αντοχής ενός σκυροδετούμενου στοιχείου στο πεδίο εξαρτάται κυρίως από την αρχική θερμοκρασία του σκυροδέματος, το σκυροδετούμενο όγκο, τις θερμομονωτικές ιδιότητες του καλουπιού, τις συνθήκες περιβάλλοντος (θερμοκρασία, υγρασία), θερμοκρασία υποστρώματος.

Τα στοιχεία αυτά αξιοποιούνται στο πεδίο με τη μέτρηση της αναπτυσσόμενης θερμοκρασίας στο στοιχείο και με τον τύπο του Arrhenius υπολογίζεται η ισοδύναμη ηλικία (την ηλικία που θα είχαν τα δοκίμια αν είχαν συντηρηθεί στους 20°C). Η εξίσωση του Arrhenius με την οποία υπολογίζεται η ισοδύναμη ηλικία είναι η παρακάτω:

$$t_e = \sum_{t=0}^{age} e^{\left[-\frac{\phi}{R} \left(\frac{1}{T+273} - \frac{1}{T_r+273} \right) \right]} * \Delta t$$

όπου :

t_e = ισοδύναμη ηλικία δοκιμίου σκληρυνμένου

θ = θερμοκρασία σκυροδέματος,

ϕ = ενέργεια ενεργοποίησης (Activation Energy, joule/mol)

R = παγκόσμια σταθερά ιδανικών αερίων (universal gas constant 8.3144 (J/mol)/°C)

T = θερμοκρασία στοιχείου

T_r = θερμοκρασία αναφοράς(Reference Temperature 20°C)

Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιήθηκε με επιτυχία στις πλάκες καταστρώματος.

4.3 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΤΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ - ΕΝΟΡΓΑΝΗ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗ

Στόχος της ενόργανης δομικής παρακολούθησης μιας κατασκευής είναι η απόκτηση πληροφοριών σχετικά με την απόκριση/συμπεριφορά σημαντικών στοιχείων του δομήματος υπό τη δράση εξωτερικών φορτίων (κυκλοφοριακά φορτία, άνεμος, σεισμός κλπ) οι οποίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν για:

- Διασφάλιση ασφαλούς χρήσης και λειτουργίας
- Χαρακτηρισμό των φορτίων που καταπονούν μία κατασκευή (σεισμός, ισχυρός άνεμος, φορτία κυκλοφορίας)
- Επιβεβαίωση των παραδοχών σχεδιασμού.
- Έλεγχο της δομικής της επάρκειας και καθορισμό των βέλτιστων επεμβάσεων (διαρκής παρακολούθηση κατάλληλων παραμέτρων).
- Λήψη αποφάσεων σχετικά με την ασφαλή λειτουργία της σε περιπτώσεις υπέρβασης των λειτουργικών φορτίων (π.χ. ασφάλεια χρήσης μετά από σεισμό)

Οι στόχοι που καλείται να εκπληρώσει ένα σύστημα ενόργανης δομικής παρακολούθησης είναι και αυτοί που καθορίζουν τον σχεδιασμό του ίδιου του συστήματος. Η επιλογή των υπό παρακολούθηση μεγεθών (επιταχύνσεις, δυνάμεις, μετατοπίσεις κλπ), καθώς και ο τρόπος / μέθοδος παρακολούθησης / καταγραφής που θα επιλεγεί είναι σε άμεση σχέση με τις φορτίσεις που αναμένεται να καταπονήσουν την κατασκευή.

Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζονται συνοπτικά τα διάφορα μεγέθη που παρακολουθούνται στη γέφυρα Ρίου – Αντιρρίου, οι παράμετροι που επιβάλουν την μέτρηση του συγκεκριμένου μεγέθους καθώς και εκτίμηση του εύρους τιμών που αναμένεται.

Πίνακας 4.3.1 Παρακολουθούμενα μεγέθη στη γέφυρα Ρίου – Αντιρρίου [Π. Παναγικόλας κ.α., 2009]

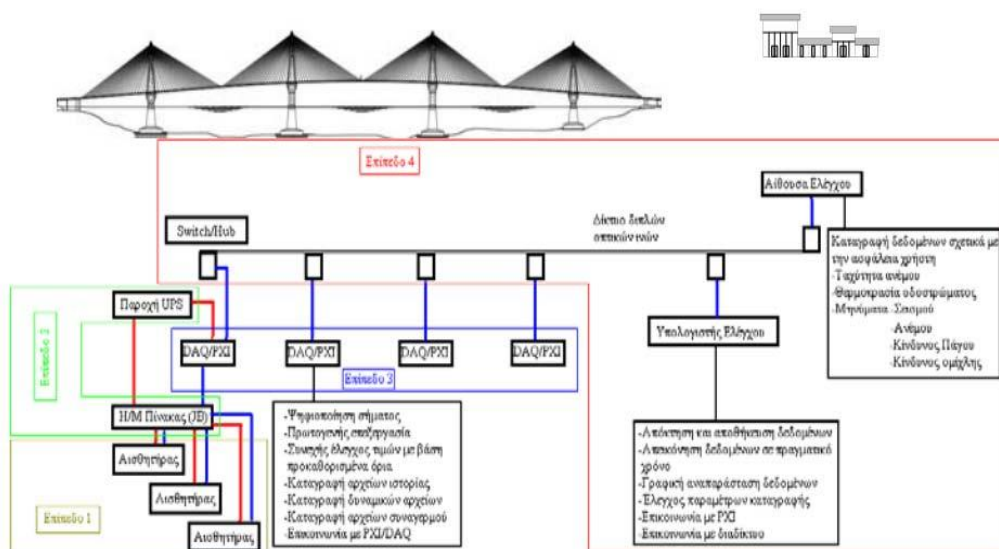
Μέγεθος	Παράγοντας Επιρροής/ Στόχος Παρακολούθησης	Αναμενόμενο Εύρος Τιμών και λοιπά χαρακτηριστικά
Ταχύτητα ανέμου Διεύθυνση ανέμου	Χαρακτηρισμός φορτίων ανέμου	0-50 m/sec (0-180 χαω)
Θερμοκρασία / σχετική υγρασία αέρα	Χαρακτηρισμός περιβαλλοντικών συνθηκών	50°C (25°C θερμ. αναφοράς) RH=70%
Θερμοκρασία καταστρώματος	Απόκριση καταστρώματος από θερμικά φορτία	1070 mm (συνολικά)
Επιτάχυνση καταστρώματος	Απόκριση σε σεισμό/ισχυρό άνεμο	<2,7g Σεισμός <0,4g Ισχυρός Άνεμος 0,14 - 0,77 Hz (40 πρώτες ιδιοσυχνότητες)
Επιτάχυνση πυλώνων	Απόκριση σε σεισμό	<1,9g στην κορυφή <1,9g στην στάθμη του καταστρώματος <1,0 g στην βάση
Επιτάχυνση εδάφους	Χαρακτηρισμός σεισμικών φορτίων	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0,48g
Επιτάχυνση καλωδίων	Απόκριση σε ισχυρό άνεμο	Θεμελιώδεις συχνότητες καλωδίων 0,45 έως 1,23 Hz
Δυνάμεις καλωδίων	Απόκριση σε σεισμό/άνεμο/φορτία κυκλοφορίας	75% F_{guts} -199 kN
Άνοιγμα/κλείσιμο αρμών διαστολής	Απόκριση σε σεισμό/άνεμο/θερμοκρασιακές μεταβολές	+1260/-1150 mm
Δυνάμεις στις ράβδους σύνδεσης καταστρώματος – πυλώνων	Απόκριση σε σεισμό/άνεμο/τεκτονική μετακίνηση	Δύναμη απελευθέρωσης καταστρώματος 10000 kN
Θερμοκρασία οδοστρώματος	Ασφάλεια χρήστη έναντι πάγου	—
Ανίχνευση νερού στην βάση του πυλώνα	—	—

4.3.1 Σύστημα ενόργανης δομικής παρακολούθησης [Π. Παναϊκόλας κ.α., 2009]

Η επιλογή των υπό παρακολούθηση μεγεθών καθώς και η εκτίμηση του εύρους των τιμών είναι καθοριστικές για την επιλογή τόσο των αισθητήρων όσο και της συνολικής φιλοσοφίας σχεδιασμού του συστήματος δομικής παρακολούθησης.

Η βασική δομή του συστήματος ενόργανης παρακολούθησης της γέφυρας Ρίου – Αντιρρίου περιλαμβάνει τα εξής επίπεδα:

- Αισθητήρες μέτρησης επιλεγόμενου μεγέθους
- Σύστημα τροφοδοσίας (παροχής απαιτούμενης ισχύος λειτουργίας αισθητήρων) και μεταφοράς μετρούμενου σήματος.
- Ψηφιοποίηση/Πρωτογενής επεξεργασία σημάτων
- Δίκτυο επικοινωνίας και διαχείριση ψηφιοποιημένων σημάτων.



Σχήμα 4.3.1: Σχηματική αναπαράσταση του συστήματος παρακολούθησης της γέφυρας Ρίου – Αντιρρίου [Π. Παναϊκόλας κ.α., 2009]

➤ Επίπεδο 1 : Αισθητήρες

Η ενοργάνωση της γέφυρας χρειάζεται ένα σύνολο διαφορετικών αισθητήρων η πλειοψηφία των οποίων παράγει αναλογικό σήμα το οποίο ψηφιοποιείται στο επίπεδο 3. Στον παρακάτω πίνακα δίνεται το είδος του αισθητήρα, ο συνολικός αριθμός και το εύρος καταγραφής τους. Το σύνολο των καναλιών καταγραφής ξεπερνά τα 300.

Πίνακας 4.3.2 Αισθητήρες του συστήματος δομικής παρακολούθησης της γέφυρας Ρίου – Αντιρρίου [Π. Παναϊκόλας κ.α., 2009]

Αισθητήρες	Αριθμός	Μέγεθος	Χαρακτηριστικά
3DΜετεωρολογικοί σταθμοί	2	Ταχύτητα και διεύθυνση ανέμου	0~60 m/sec
Επιταχυνσιογράφοι εδάφους	2	Επιτάχυνση σε τρεις άξονες	3D επιταχυνσιογράφοι Εύρος συχνοτήτων: 0~100Hz Εύρος Επιτάχυνσης: ±3g (ακτές Ρίου, Αντιρρίου)
Επιταχυνσιογράφοι πυλώνων	12	Επιτάχυνση σε τρεις άξονες	3D επιταχυνσιογράφοι Εύρος συχνοτήτων: 0~100Hz Εύρος Επιτάχυνσης: ±3g (βάση βάρου) Εύρος Επιτάχυνσης: ±20g (βάση πυλώνων και κορυφή)
Επιταχυνσιογράφοι καταστρώματος	15	Επιτάχυνση σε τρεις άξονες	3D και 1D επιταχυνσιογράφοι Εύρος συχνοτήτων: 0~100Hz Εύρος Επιτάχυνσης: ±3g
Επιταχυνσιογράφοι καλωδίων	13	Επιτάχυνση σε τρεις άξονες	3D επιταχυνσιογράφοι Εύρος συχνοτήτων: 0~100Hz Εύρος Επιτάχυνσης: ±3g
Παραμορφωσιό μέτρα στις ράβδους σύνδεσης πυλώνων καταστρώματος	4	Ανηγγμένη παραμόρφωση & υπολογισμός δύναμης	Εύρος: ±1500μstrain ±17000KN
Δυναμοκυψέλες στα καλώδια	16	Δύναμη	Γραμμική συμπεριφορά έως 320 kN
Μαγνητικά μηκνσιο μέτρα στους αρμούς	2	Μετακίνηση	Μέγιστο Εύρος 3 m
Αισθητήρες μέτρησης θερμοκρασίας οδοστρώματος	4	θερμοκρασία	-50 έως +50 °C
Αισθητήρες μέτρησης θερμοκρασίας καταστρώματος	5	θερμοκρασία	-20 έως +80 °C



(i)



(ii)

Σχήμα 4.3.2 : (i) Μετεωρολογικός σταθμός (ii) Αισθητήρες παραμόρφωσης στις ράβδους σύνδεσης καταστρώματος [Π. Πανακίκλας κ.α., 2009]



(i)



(ii)

Σχήμα 4.3.3 : (i) Δυναμοκυψέλες καλωδίων (ii) Επιταχυνσιογράφοι [Π. Πανακίκλας κ.α., 2009]

➤ **Επίπεδο 2: Τροφοδοσία και μεταφορά σήματος**

Για κάθε ομάδα αισθητήρων που τοποθετούνται σε συγκεκριμένο τμήμα της γέφυρας αντιστοιχεί μία μονάδα ηλεκτρικού πίνακα από την οποία τροφοδοτούνται και στην οποία καταλήγει το παραγόμενο αναλογικό σήμα.



Σχήμα 4.3.4 : Ηλεκτρολογικός πίνακας [Π. Πανακίκλας κ.α., 2009]

➤ **Επίπεδο 3: Ψηφιοποίηση και επεξεργασία σήματος**

Το αναλογικό σήμα που παράγεται από κάθε αισθητήρα οδηγείται στην μονάδα ψηφιοποίησης που υπάρχει σε κάθε πυλώνα. Στην μονάδα αυτή το σήμα θα καταγραφεί σε διαχειρίσιμη μορφή από το λειτουργικό σύστημα και θα μεταδοθεί προς το επόμενο επίπεδο διαχείρισης.



Σχήμα 4.3.5 : Μονάδα ψηφιοποίησης και καταγραφής δεδομένων [Π. Παναϊκόλας κ.α., 2009]

➤ **Επίπεδο 4: Δίκτυο επικοινωνίας και διαχείριση δεδομένων**

Για τη μεταφορά και τη διαχείριση των πληροφοριών που καταγράφονται υπάρχει ένα τοπικό δίκτυο διπλών οπτικών ινών ώστε να εξασφαλίζεται η σε πραγματικό χρόνο μετάδοση των δεδομένων.



Σχήμα 4.3.6 : Δίκτυο διπλών οπτικών ινών [Π. Παναϊκόλας κ.α., 2009]

4.3.2 Καταγραφή και χρήση δεδομένων [Π. Πανακικόλας κ.α., 2009]

Η σωστή και αποτελεσματική καταγραφή δεδομένων είναι μια από τις σημαντικότερες παραμέτρους ενός συστήματος ενόργανης δομικής παρακολούθησης δεδομένου ότι το σύνολο της πληροφορίας που μπορεί να χρησιμοποιηθεί περιέχεται στα αρχεία καταγραφής.

Με στόχο λοιπόν την βέλτιστη χρήση της πληροφορίας που μπορεί να αποκτηθεί από τα μεγέθη που παρακολουθούνται, η καταγραφή των δεδομένων γίνεται στις ακόλουθες 2 μορφές:

- Αρχεία ιστορίας διαφορετικής συχνότητας καταγραφής
- Δυναμικά αρχεία

Ο κάθε τύπος αρχείων (καταγραφής) εξυπηρετεί διαφορετικούς στόχους και προσφέρει συγκεκριμένο τύπο πληροφορίας.

➤ **Αρχεία ιστορίας**

Στα αρχεία ιστορίας καταγράφονται αυτομάτως σε προεπιλεγμένα τακτά διαστήματα οι μέσες τιμές (0,5 δευτ.) του συνόλου των μετρούμενων μεγεθών και ταξινομούνται ανάλογα με την συχνότητα καταγραφής δεδομένων σε:

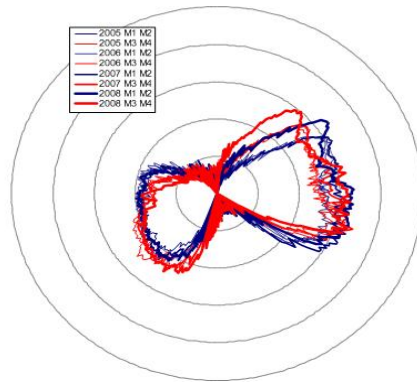
- Ετήσια αρχεία ιστορίας (καταγραφή κάθε 2 ώρες)
- Μηνιαία αρχεία ιστορίας (καταγραφή κάθε 30 λεπτά)
- Εβδομαδιαία αρχεία ιστορίας (καταγραφή κάθε 5 λεπτά)
- Ημερήσια αρχεία ιστορίας (καταγραφή κάθε 30 δευτερόλεπτα)

Ο διαχωρισμός αυτός με βάση την συχνότητα καταγραφής εξυπηρετεί την επεξεργασία των τιμών προσφέροντας ευελιξία στον τρόπο διαχείρισής τους.

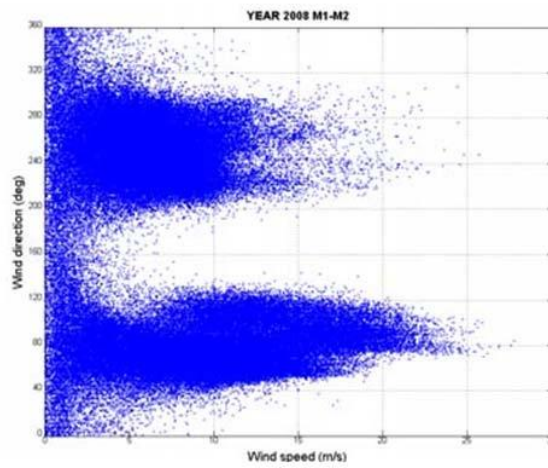
Τα αρχεία αυτά είναι ιδιαίτερα χρήσιμα στην παρακολούθηση φαινομένων που η εξέλιξή τους είναι σχετικά αργή όπως:

- Χαρακτηρισμός περιβαλλοντικών φορτίων (άνεμος, θερμοκρασία κλπ)
- Επίδραση θερμοκρασιακών μεταβολών στην ένταση/παραμόρφωση του φορέα.
- Επίδραση ανέμου στην ένταση του φορέα (εξαιρείται η δυναμική απόκριση της κατασκευής)
- Ερπυσμός και συστολή ξήρανσης του σύμμικτου καταστρώματος

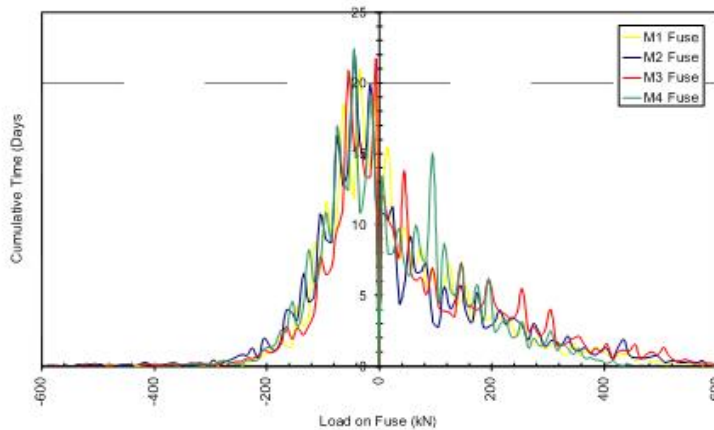
Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται ενδεικτικά επεξεργασμένα αποτελέσματα που προκύπτουν από ανάλυση αρχείων ιστορίας και αφορούν την κατηγοριοποίηση των περιβαλλοντικών συνθηκών (άνεμος) και την επίδρασή του στις μετρούμενες πλευρικές δυνάμεις καταστρώματος.



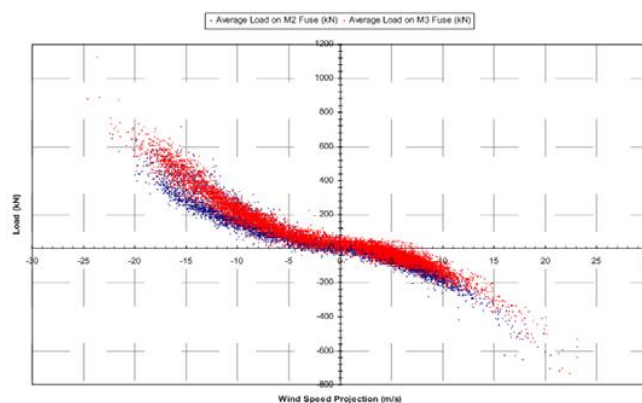
Σχήμα 4.3.7 : Υπολογισμός μέσης ταχύτητας ανέμου ανά διεύθυνση [Π. Πανακικόλας κ.α., 2009]



Σχήμα 4.3.8 : Γραφική απεικόνιση ταχύτητας ανέμου σε σχέση με την διεύθυνση τους [Π. Πανακικόλας κ.α., 2009]



Σχήμα 4.3.9 : Υπολογισμός χρονικής εμφάνισης πλευρικών φορτίων καταστρώματος [Π. Πανακικόλας κ.α., 2009]



Σχήμα 4.3.10 : Υπολογισμός επιρροής ανέμου στην πλευρική δύναμη καταστρώματος [Π. Πανακός κ.α., 2009]

➤ Δυναμικά αρχεία

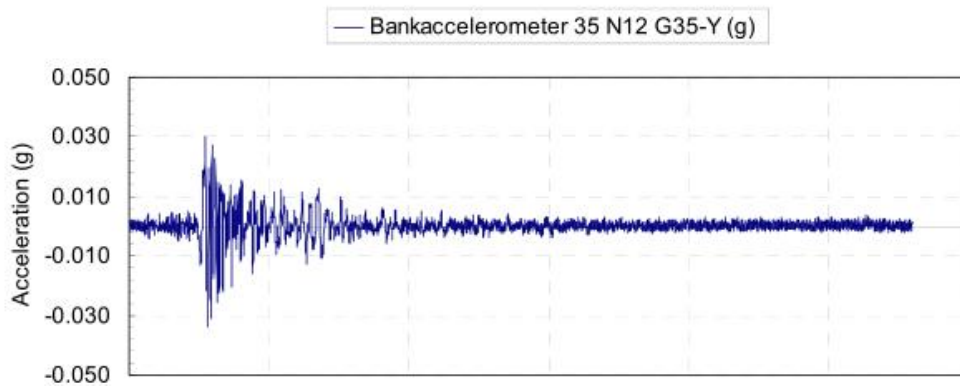
Στα δυναμικά αρχεία καταγράφεται το σύνολο των μετρούμενων μεγεθών με ρυθμό καταγραφής τα 100Hz. Η διάκριση των αρχείων αυτών γίνεται με βάση την αιτία δημιουργίας τους ως εξής:

- Αυτόματα (η καταγραφή τους γίνεται αδιάλειπτα κάθε 2 ώρες)
- Συναγερμού (η καταγραφή τους ξεκινά από υπέρβαση ενός ορίου που έχει τεθεί ανά μετρούμενο μέγεθος και συμπεριλαμβάνει και συγκεκριμένο χρονικό διάστημα προ του συναγερμού)
- Εξ απαίτησης (η καταγραφή τους μπορεί να ξεκινήσει οποιαδήποτε χρονική στιγμή από τον Χρήστη)

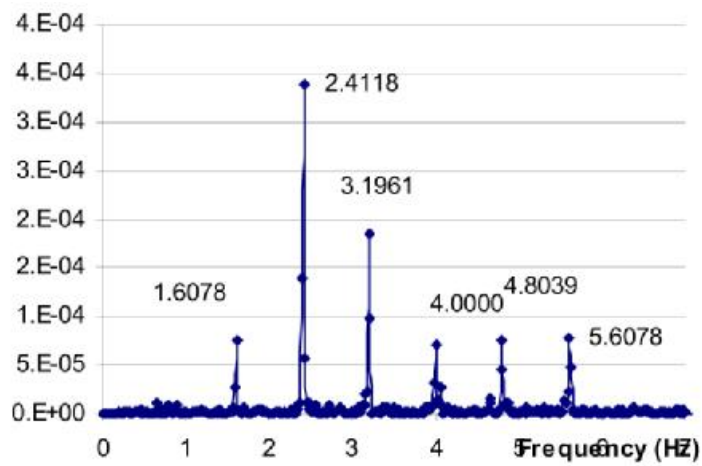
Τα δυναμικά αρχεία είναι ιδιαίτερα χρήσιμα για τον υπολογισμό της δυναμικής απόκρισης της κατασκευής καθώς η συχνότητα καταγραφής (100Hz) επιτρέπει την αποτύπωση όλου του χρήσιμου φάσματος συχνοτήτων απόκρισης της κατασκευής. Μέσω αυτών των αρχείων μπορούν να μελετηθούν τα εξής φαινόμενα:

- Σεισμική απόκριση της κατασκευής
- Χαρακτηρισμός του επιπέδου της σεισμικής έντασης (δημιουργία φάσματος απόκρισης)
- Μέτρηση των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής (π.χ. ιδιοσυχνότητες ταλάντωσης, ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης κλπ) και επαλήθευση των θεωρητικών εκτιμήσεων
- Δυναμική απόκριση της κατασκευής υπό άνεμο

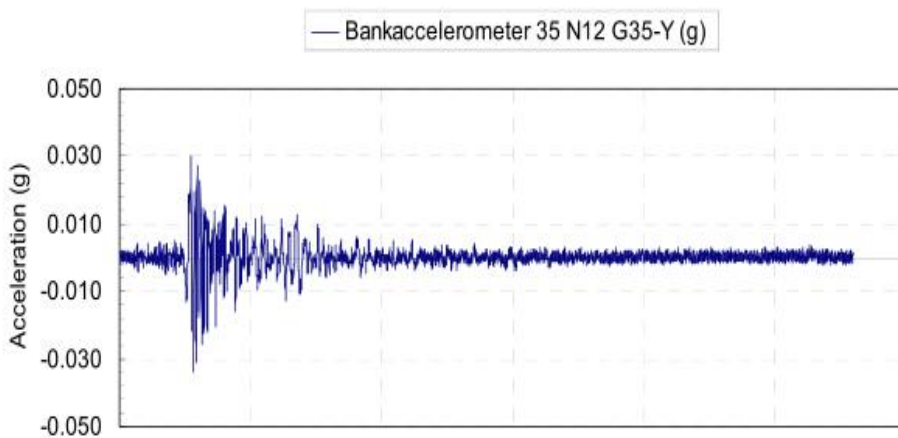
Ακολουθεί στα επόμενα σχήματα συνοπτική παρουσίαση δυναμικών καταγραφών και επεξεργασμένων αποτελεσμάτων αυτών.



Σχήμα 4.3.11 : Δυναμική καταγραφή επιτάχυνσης εδάφους σε σεισμό [Π. Παναϊκόλας κ.α., 2009]



Σχήμα 4.3.12 : Αναγνώριση ιδιοσυχνοτήτων καλωδίων (Fourier) [Π. Παναϊκόλας κ.α., 2009]



Σχήμα 4.3.13 : Σχέση μέγιστης επιτάχυνσης καταστρώματος (κατακόρυφη συνιστώσα) με την ταχύτητα ανέμου [Π. Παναϊκόλας κ.α., 2009]

Τέλος θα πρέπει να σημειωθεί ότι η τακτική καταγραφή δυναμικών αρχείων (αυτόματα) εξασφαλίζει και τον έλεγχο της ποιότητας του καταγραφόμενου δυναμικού σήματος.

4.3.3 Λογισμικό διαχείρισης συστήματος [Π. Παναγικόλας κ.α., 2009]

Η συνολική διαχείριση και εποπτεία του συστήματος ενόργανης δομικής παρακολούθησης στηρίζεται σε ένα εξειδικευμένο λογισμικό το οποίο μπορεί να δώσει με σαφήνεια τις απαιτούμενες πληροφορίες αλλά και εξασφαλίζει τον πλήρη έλεγχο όλων των παραμέτρων που απαιτούνται. Η ανάπτυξη του λογισμικού έχει γίνει σε Labview, γλώσσα που έχει αναπτυχθεί από την National Instrument προσανατολισμένη σε αντίστοιχες εφαρμογές.

Οι βασικές λειτουργίες που εκτελούνται μέσω του συγκεκριμένου λογισμικού είναι:

- Συνοπτική παρουσίαση όλων των μετρούμενων μεγεθών που υπερβαίνουν τα αντίστοιχα όρια που τους έχουν τεθεί.
- Παρουσίαση σε πραγματικό χρόνο των μετρούμενων τιμών
- Δυνατότητα γραφικής απεικόνισης και επεξεργασίας όλων των αρχείων καταγραφής που δημιουργούνται.
- Καταγραφή όλων των συμβάντων ώστε να μπορεί να γίνεται αξιολόγηση της λειτουργίας του συστήματος.
- Δυνατότητα καθορισμού όλων των ορίων συναγερμού για κάθε μετρούμενο μέγεθος.
- Δυνατότητα επιλογής όλων των παραμέτρων καταγραφής (όπως συχνότητα και διάρκεια καταγραφής) μέσα στα όρια που τίθενται από τον εκάστοτε αισθητήρα/επεξεργαστή.
- Δυνατότητα να επαναπροσδιοριστεί η βαθμονόμηση του σήματος (συντελεστής κλίμακας (scale) και αντιστάθμισης (offset)) για κάθε καταγραφόμενο μέγεθος.
- Εξασφαλίζει την επικοινωνία με τους υπολογιστές καταγραφής ώστε να υπάρχει δυνατότητα διαχείρισης τους από απόσταση.
- Παροχή όλων των απαιτούμενων πληροφοριών στο Κέντρο Ελέγχου που αφορά την ασφάλεια των Χρηστών.

Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζεται το γραφικό περιβάλλον του λογισμικού που αντιστοιχεί σε διάφορες λειτουργίες του.

4.3.4 Διαρκής συντήρηση για διασφάλιση ποιότητας των αποτελεσμάτων

Η πολυπλοκότητα ενός συστήματος διαρκούς ενόργανης παρακολούθησης το οποίο πρέπει να είναι σε θέση οποιαδήποτε στιγμή να παρέχει αξιόπιστες μετρήσεις,

επιβάλλει την διαρκή και συνεπή συντήρηση και παρακολούθησή του.

Οι βασικοί άξονες που ακολουθούνται στη γέφυρα “Χαρίλαος Τρικούπης” για την συνεχή διασφάλιση της ποιότητας των αποτελεσμάτων είναι:

- Διαρκής παρακολούθηση των καταγραφών (δυναμικών και ιστορικών αρχείων)
- Καταγραφή κάθε παρατηρούμενης υποβάθμισης της ποιότητας των δεδομένων
- Ενημέρωση εξειδικευμένων τεχνικών για την αξιολόγηση και την επίλυση πιθανών προβλημάτων
- Ετήσιος πλήρης έλεγχος του συστήματος δομικής παρακολούθησης (επίπεδα 1 έως 3)
- Εξειδικευμένη συντήρηση κάθε 5 χρόνια με έλεγχο βαθμονόμησης όλων σχεδόν των αισθητήρων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο

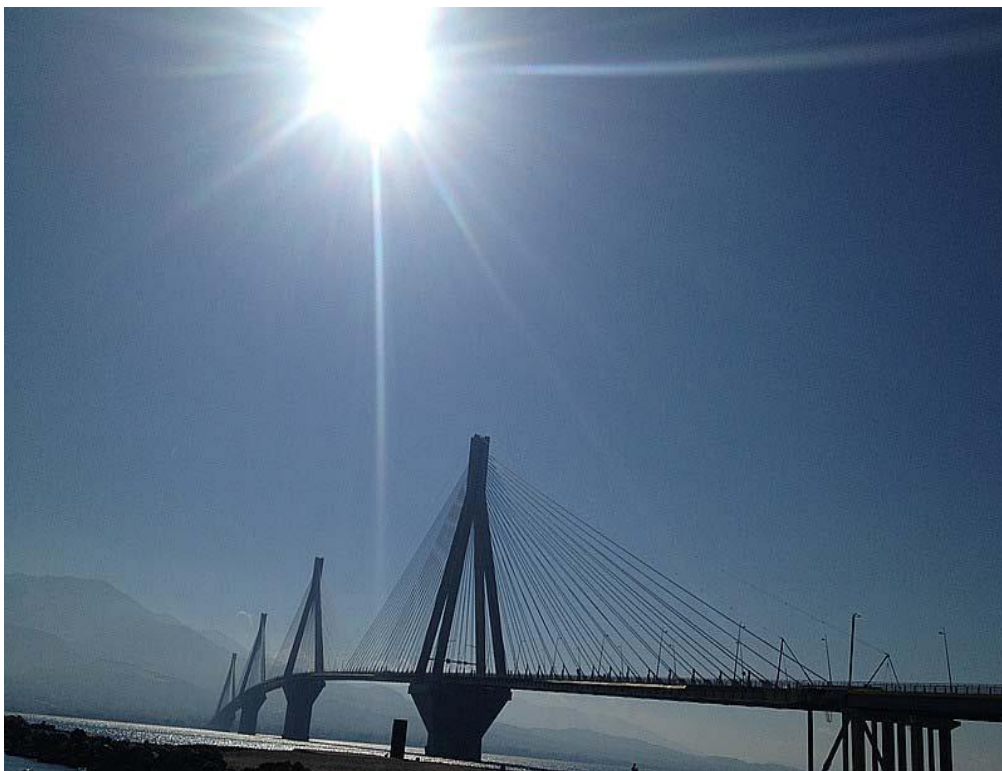
5. ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΕΣ ΤΗΣ ΚΑΛΩΔΙΩΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

ΡΙΟΥ-ΑΝΤΙΡΡΙΟΥ

Οι παρακάτω φωτογραφίες από τη σπουδάστρια κα **Τσέν** Λινφάνγκ στο πλαίσιο της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας.



Φωτ. 5.1 : Η γέφυρα Ρίου - Αντιρρίου (από Ρίο).



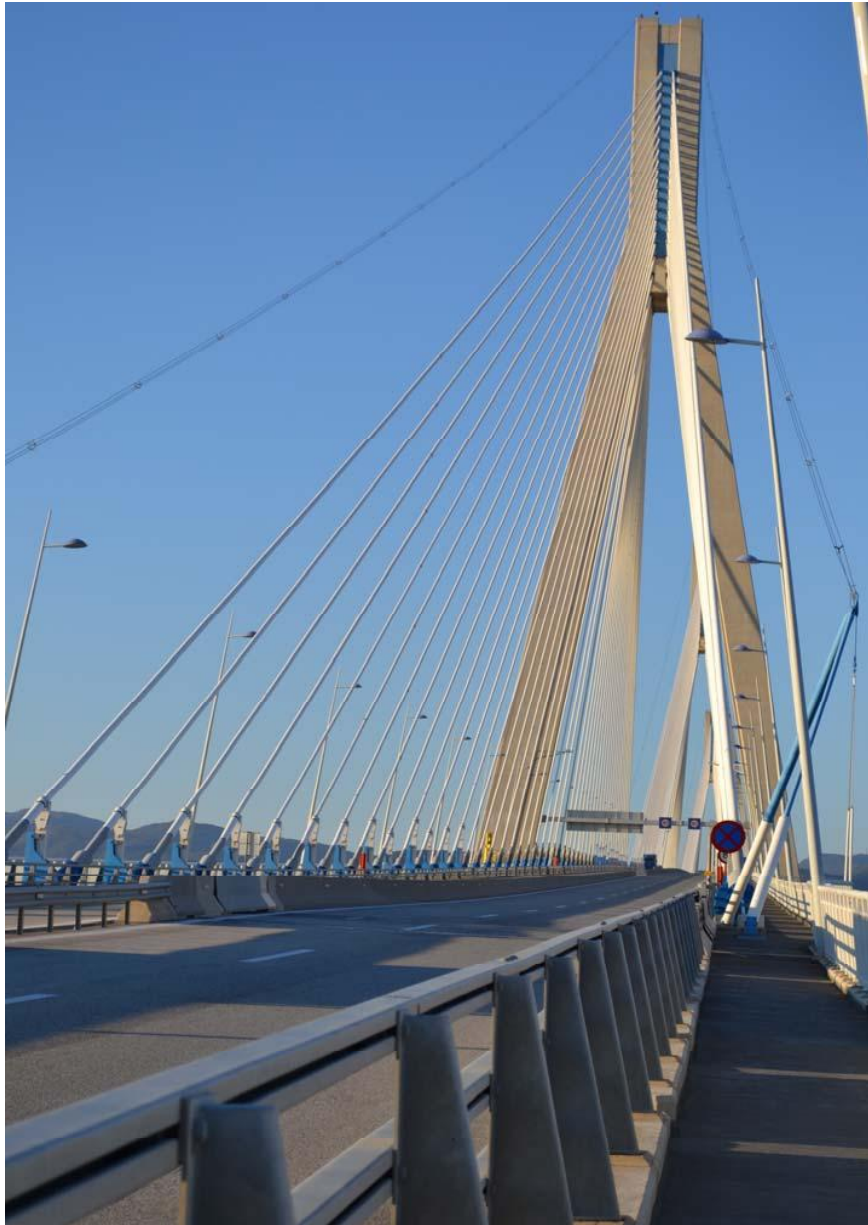
Φωτ. 5.2 : Η γέφυρα Ρίου - Αντιρρίου (από Αντίρριο).



Φωτ. 5.3 : Το κατάστρωμα της γέφυρας.



Φωτ. 5.4 : Ο πυλώνας της γέφυρας Ρίου – Αντιρρίου.



Φωτ. 5.5 : Τα καλώδια από το κατάστρωμα.



Φωτ. 5.6 : Αγκυρώσεις καλωδίων επί του καταστρώματος.



Φωτ. 5.7 : Αποσβεστήρες (dampers) της γέφυρας (σε βάθρο της γέφυρας πρόσβασης).



Φωτ. 5.8 : Αποψη εφεδράνου στην κεφαλή βάθρου της γέφυρας πρόσβασης.



Φωτ. 5.9 : Μεταβατικό βάθρο - Μεταλλικό αρθρωτό πλαίσιο.



Φωτ. 5.10 : Η σπουδάστρια Λ. Τσέν, κατά την διάρκεια φωτογράφισης της Γέφυρας Ρίου - Αντιρρίου (04/12/2013).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο

6. ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία παρουσιάζει μία πλήρη μελέτη της γέφυρας Ρίου-Αντιρρίου. Η γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου είναι 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 αναρτημένο για όλο το μήκος του. Από τη μελέτη που πραγματοποιήθηκε προκύπτουν τα ακόλουθα γενικά συμπεράσματα:

- Ο αντισεισμικός σχεδιασμός της γέφυρας και αντίστοιχης σημασίας τεχνικών έργων απαιτεί ειδικές μελέτες και πολύπλοκα προσομοιώματα. Στη συγκεκριμένη περίπτωση πραγματοποιήθηκε μη-γραμμική δυναμική ανάλυση σε τρισδιάστατο προσομοίωμα με τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα προσαρμοσμένα στο συμβατικό φάσμα σεισμικής απόκρισης.
- Αντίστοιχη ειδική μελέτη απαιτήθηκε και για τη θεμελίωση. Συγκεκριμένα το σύστημα θεμελίωσης και εδάφους έδρασης προσομοιώθηκε με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και έγιναν πολλαπλές επιλύσεις για διάφορες περιπτώσεις φορτίσεων.
- Οι παραπάνω διαδικασίες απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή από τους μελετητές μηχανικούς ώστε να αποφευχθούν σφάλματα, προσομοίωσης ή και υπολογιστικά κατά τη χρήση των προγραμμάτων Η/Υ. Τα δε προγράμματα Η/Υ και η εξέλιξή τους καθιστούν δυνατή τη μελέτη και το σχεδιασμό έργων τέτοιας δυσκολίας.
- Η δυσκολία στην κατασκευή τέτοιας έκτασης τεχνικών έργων οδηγεί σε εργοτάξια με μοναδικά χαρακτηριστικά, όπως π.χ. η ξηρά δεξαμενή που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή της βάσης των πυλώνων της γέφυρας.
- Επιπλέον συχνά απαιτείται η συνεχής εργαστηριακή παρακολούθηση των ιδιοτήτων των δομικών υλικών ώστε να μην υπάρχουν αποκλίσεις από τις προδιαγραφές καθώς και για να είναι δυνατή η σύνθεση υλικών ειδικού τύπου, όπως τα πολύ υψηλής αντοχής και υψηλής εργασιμότητας σκυρόδεματα που χρησιμοποιήθηκαν στη γέφυρα Ρίου – Αντιρρίου.
- Τέλος διαπιστώνεται ότι η ενόργανη δομική παρακολούθηση αποτελεί απαραίτητο εργαλείο για την εξασφάλιση συνεχούς παρακολούθησης της δομικής υγείας της γέφυρας παρέχοντας εξαιρετικής σπουδαιότητας πληροφορίες που δεν μπορούν να αποκτηθούν διαφορετικά.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Δ.-Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, «Υπολογισμός Κατασκευών με Η/Υ», Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Τ.Ε.Ι. Πάτρας, Πάτρα 1995 - 1999.
2. Δ.-Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, Επιστημονικά Εκπαιδευτικά Προγράμματα Η/Υ ειδικότητας Πολιτικού Μηχανικού, Πάτρα, 1985 -2013.
3. Δ.-Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, «Πολιτικός Μηχανικού & Η/Υ», «Εισαγωγή στους Η/Υ», «Εισαγωγή στο Διαδίκτυο (internet) και στις υπηρεσίες του» (Διδακτικές σημειώσεις), «Ασκήσεις Προγραμματισμού Η/Υ I & II» (Φύλλα Έργου), Τμήμα Πολιτικών Έργων υποδομής, Τ.Ε.Ι. Πάτρας, Πάτρα, 1999 - 2013.
4. F. LEONHARDT, «Ολόσωμες Κατασκευές, 6. Ολόσωμες Γέφυρες», Μ. Γκιούρδας, Αθήνα 1979.
5. Δ. ΘΕΟΔΩΡΑΚΟΠΟΥΛΟΣ, Ε. ΜΠΟΥΣΙΑΣ, Π. ΓΙΑΝΝΟΠΟΥΛΟΣ, «Ανάλυση και Σχεδιασμός Κατασκευών», Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2003.
6. A. PECKER, J. P. TEYSSANDIER, T. GUYOT, J. COMBAULT, «Seismic Design for the Foundation of the Rion Antirion Bridge», 15th Congress of IABSE, Copenhagen (DK), June 16-20, 1996.
7. Π. Κ. ΠΑΠΑΝΙΚΟΛΑΣ, «Το Κατάστρομα και τα Καλώδια της Γέφυρας Ρίου – Αντιρρίου», Δ' Εθνικό Συνέδριο Μεταλλικών Κατασκευών, Πάτρα, Ελλάδα, 2002, σελ. 230-241.
8. Σ. ΛΥΚΟΥΔΗΣ, Λ. ΧΑΡΙΚΙΟΠΟΥΛΟΥ - CORDOVA, Π. ΠΑΝΑΝΙΚΟΛΑΣ, «Γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου: Ποιοτικός Έλεγχος και Στατιστική Ανάλυση των Αποτελεσμάτων», Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας σε συνεργασία με το Τεχνικό Επιμελητήριο Κύπρου (ΕΤΕΚ), Ελληνικό Τμήμα Σκυροδέματος (Μέλος FIB - RILEM), 14^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Κως, 15 - 17 Οκτωβρίου 2003.
9. Λ. ΧΑΡΙΚΙΟΠΟΥΛΟΥ - CORDOVA, Σ.ΛΥΚΟΥΔΗΣ, Π. ΠΑΝΑΝΙΚΟΛΑΣ, « Μελέτη συνθέσεων σκυροδέματος στη Γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου», Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας σε συνεργασία με το Τεχνικό Επιμελητήριο Κύπρου (ΕΤΕΚ), Ελληνικό Τμήμα Σκυροδέματος (Μέλος FIB - RILEM), 14^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Κως, 15 - 17 Οκτωβρίου 2003.
10. Π. ΠΑΝΑΝΙΚΟΛΑΣ, Α. ΒΛΑΜΗΣ - ΣΤΑΘΟΠΟΥΛΟΣ, «Αντισεισμική Μελέτη Γέφυρας Ρίου – Αντιρρίου», Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας σε συνεργασία με το Τεχνικό Επιμελητήριο Κύπρου (ΕΤΕΚ), Ελληνικό Τμήμα Σκυροδέματος (Μέλος FIB - RILEM), 14^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Κως, 15 - 17 Οκτωβρίου 2003.
11. Π. ΠΑΝΑΝΙΚΟΛΑΣ, Α. ΒΛΑΜΗΣ - ΣΤΑΘΟΠΟΥΛΟΣ, Α. ΠΑΝΑΓΗΣ, «Ενόργανη παρακολούθηση Γέφυρας “Χαρίλαος Τρικούπης” (πρώην Ρίου - Αντιρρίου)», Ελληνική Εταιρεία Μελέτης Γέφυρας, Ημερίδα της 12ης Οκτωβρίου 2009, Πάτρα.

12. J. P. TEYSSANDIER, J. COMBAULT, P. MORAND, «The Rion - Antirion Bridge Design and Construction», 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
13. J. COMBAULT, «The Rion - Antirion bridge - when a dream becomes reality», Front Archit. Civ. Eng. China 2011, 5(4):415 - 426.
14. S. INFANTI, P. PAPANIKOLAS, G. BENZONI, M. G. CASTELLANO, «RION - ANTIRRION BRIDGE: DESIGN AND FULL-SCALE TESTING OF THE SEISMIC PROTECTION DEVICES», 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No.2174.
15. Π. Κ. Παπανικόλας, «ΤΕΧΝΙΚΑ ΓΕΦΥΡΩΣΗΣ ΔΙΑΥΛΩΝ ΚΝΗΜΙΔΑΣ ΚΑΙ ΩΡΕΩΝ (Σύγκριση με τη Ζεύξη του Ρίου - Αντιρρίου)», Αθήνα, 5 Οκτωβρίου 2008.
16. Ι. ΜΑΡΓΑΡΑΣ, «ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΛΩΔΙΩΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕ ΣΥΜΜΙΚΤΟ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ ΜΗΚΟΥΣ 306.80m», Διπλωματική Εργασία, Ε.Μ.Π. 2008.
17. A. PECKER, «Earthquake Hydrodynamic Loads on the Piers of Rion Antirion Bridge», 1993.
18. BUCKLAND , TAYLOR LTD Ltd, «Rion Antirion Bridge: 2D analysis checking for the main bridge foundation», 1999.
19. D. YANG, R. DOBRY, A. PECKER, «Foundation - Soil - Inclusion, interaction Modeling for Rion - Antirion Bridge Seismic Analysis», Proceedings: 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in honor of professor W.D. Liam Finn, Paper No. 6.20, 2001.
20. G. GAZETAS, «Analysis Of Machine Foundation Vibrations: State of The Art», Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1983.
21. A. PECKER, J.P. TEYSSANDIER, «Seismic Design for the Foundations of the Rion Antirion Bridge», Proceedings Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering, Vol. 131 p.p 4-11, 1998.
22. EN8.2, «Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός των Κατασκευών», Μέρος 2: Γέφυρες, 1994.
23. M. J. N. Priestley, F. Seible and G. M. Calvi, «Seismic Design and Retrofit of Bridges», Section 5, Wiley - Interscience, 1996.
24. ACI, «Manual of Concrete Practice (All Volumes)», 2000.
25. ENV 206 (96), «Concrete Performance, Production and Conformity EN 206 -96», 2000.
26. B. Claude, D. L. Francois, «The Sand Box: A new Capping System for Testing HPC Cylinders», 1996.
27. X. TZANABAPA, «Η Γέφυρα Ρίου – Αντιρρίου», 2009.

28. K. DAY, «Concrete Mix Design, Quality Control and Specification», 1998.
29. ΗΛΕΚΤΡΟΝΙΚΗ ΠΗΓΗ : http://www.gefyra.gr/?page_id=262
30. ΗΛΕΚΤΡΟΝΙΚΕΣ ΠΗΓΕΣ ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΩΝ :
- (1) <http://en.wikipedia.org/wiki/File:Bridge-suspension-simple.svg>
- (2) <http://en.wikipedia.org/wiki/File:Bridge-suspension-anchorage.svg>
- (3) <http://en.wikipedia.org/wiki/File:Bridge-self-anchored.svg>
- (4) <http://www.buzzle.com/articles/types-of-suspension-bridges.html>
- (5) <http://www.superstock.com/stock-photos-images/1566-539185>
- (6) [http://en.wikipedia.org/wiki/File:Pont de Saint-Nazaire.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Pont_de_Saint-Nazaire.jpg)
- (7) <http://normandy.frenchestateagents.com/costal-properties/54-54>
- (8) [http://en.wikipedia.org/wiki/File:%22Russian bridge%22 in Vladivostok.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/File:%22Russian_bridge%22_in_Vladivostok.jpg)
- (9) http://www.gefyra.gr/?page_id=262