

Περιεχόμενα

Περιεχόμενα	1
Περίληψη	3
Summary.....	4
Ευχαριστίες.....	5
Κεφάλαιο 1.....	7
Γενικά για την Γεφυροποιία.....	7
1.1 Εισαγωγή.....	7
1.2 Χαρακτηριστικά Σύμμικτων Γεφυρών.....	9
1.3 Κιβωτιοειδείς Σύμμικτες Γέφυρες.....	11
1.3.1 Εγκάρσια μορφολογία κιβωτιοειδών σύμμικτων κατασκευών.....	12
Κεφάλαιο 2	15
Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Σύμμικτης Κιβωτιοειδούς Γέφυρας.....	15
2.1. Γενικά.....	15
2.1. Ελάσματα Κιβωτίου Γέφυρας.....	16
2.2. Ενισχύσεις διατομής Κιβωτίου.....	17
2.3. Κατάστρωμα Γέφυρας	18
2.4. Διατμητική σύνδεση διατομής κιβωτίου με πλάκα σκυροδέματος.....	21
Κεφάλαιο 3	25
Δομικά Υλικά & Συνδιασμοί Φορτίσεων του Φορέα.....	25
3.1. Ποιότητα χάλυβα κιβωτιοειδούς διατομής.....	25
3.1.1. Αντοχή Διαρροής.....	26
3.1.2. Ολκιμότητα	26
3.1.3. Σκληρότητα.....	27
3.2. Ποιότητα σκυροδέματος πλάκας καταστρώματος.....	28
3.3. Δράσεις επί της γέφυρας.....	29
3.3.1 Γενικά.....	29
3.3.2 Ίδιον βάρος γέφυρας.....	32

3.3.3 Φορτία κυκλοφορίας	32	
3.3.4 Ανεμοπίεση.....	33	
3.3.5 Ερπυσμός	35	
3.3.6 Θερμοκρασιακές Μεταβολές.....	38	Σελ 2
3.4. Οριακές Καταστάσεις και Συνδυασμοί Δράσεων.....	41	
3.4.1 Οριακές Καταστάσεις	41	
3.4.2. Συνδυασμοί Δράσεων.....	42	
Κεφάλαιο 4	43	
Προσομοιώματα Φορέα Σύμμικτης Γέφυρας.....	43	
4.1. Γεωμετρία Φορέα	43	
4.2. Προσομοίωμα Σύμμικτης Γέφυρας με Πεπερασμένα Στοιχεία	43	
4.2.1 Εισαγωγή – Αξιοπιστία Μεθόδου.....	43	
4.2.2. Πρόγραμμα Πεπερασμένων Στοιχείων SAP 2000.....	45	
4.2.3. Εφαρμογή της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων στον φορέα	46	
4.2.4. Αποτελέσματα ανάλυσης της Μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων.....	49	
4.3. Προσομοίωμα Σύμμικτης Γέφυρας με μέλη Χωροδικτύωματος.....	54	
4.3.1 Διαδικασία Μόρφωσης του φορέα με χωροδικτύωμα.	54	
4.4.1. Αποτελέσματα Ανάλυσης Χωροδικτύωματος.....	60	
4.5. Προσομοιώματα Σύμμικτης Γέφυρας με Εσχάρα Δοκών.....	65	
4.6. Προσομοίωμα φορέα ως αμφιέρειστη δοκός.	76	
Κεφάλαιο 5	81	
Σύγκριση Αποτελεσμάτων των Μεθόδων Ανάλυσης του Φορέα	81	
Επεξήγηση Σχημάτων	85	
Βιβλιογραφία.....	91	

Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία συγκρίνονται τα αποτελέσματα ανάλυσης τριών στατικών μοντέλων προσομοίωσης μιας κιβωτιοειδούς σύμμικτης γέφυρας. Το κιβώτιο είναι χαλύβδινο και αποτελείται από επίπεδα ελάσματα. Για την ανάλυση του φορέα αφού επιλέγονται τα χαρακτηριστικά της διατομής της γέφυρας στη συνέχεια μορφώνουμε τρία τρισδιάστατα προσομοιώματα του φορέα χρησιμοποιώντας πεπερασμένα στοιχεία, χωροδικτύωμα και εσχάρα δοκών αντίστοιχα. Για τις αναλύσεις μας χρησιμοποιούμε το πρόγραμμα SAP 2000.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στην εξέλιξη της γεφυροποιίας και αναφέρονται τα χαρακτηριστικά των σύμμικτων γεφυρών. Ιδιαίτερη αναφορά γίνεται στα πλεονεκτήματα των συμμίκτων γεφυρών, στη χρήση κιβωτιοειδούς διατομής καθώς και στους τύπους που δύναται να χρησιμοποιηθούν.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται μια κιβωτιοειδής γέφυρα. Περιγράφονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά των μελών της γέφυρας, του ανοίγματος και όλων των απαιτήσεων που διέπουν τα μέλη του φορέα. Περιγράφεται τέλος η διατμητική σύνδεση πλάκας καταστρώματος με την διατομή κιβωτίου.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις ποιότητες των υλικών που θα χρησιμοποιήσουμε, αλλά και για το ίδιο βάρος, φορτία κυκλοφορίας, φορτία ανέμου, ερπυστικές τάσεις, θερμοκρασιακές μεταβολές, φορτίσεις δηλαδή που καταπονούν την κατασκευή. Τέλος, αναφέρονται οι συνδυασμοί δράσεων και οι οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφονται τα μοντέλα προσομοίωσης. Αναφέρονται για κάθε μέθοδο ανάλυσης, εσχάρα δοκών, πεπερασμένα στοιχεία και χωροδικτύωμα, συνοπτικά η μοντελοποίηση του φορέα, οι πρώτες τέσσερις ιδιομορφές, οι αντιδράσεις στήριξης καθώς και κατακόρυφη μετακίνηση στο μέσον του ανοίγματος.

Τέλος, στο πέμπτο κεφάλαιο συγκρίνονται και σχολιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων των προσομοιωμάτων επίλυσης του φορέα της γέφυρας.

Summary

The issue of this diploma thesis consists of comparing the results of different bridge models. More specifically, a composite box-girder bridge with span 50 m long and deck's width 15 m is analysed in SAP 2000 program using different models such us Finite Elements Method, 3D Beam Model, Grillage Models and a simply supported beam.

At first chapter, a general discussion about bridges and the characteristics of them are taking place. Moreover, a quick reference to the pros of composite bridges, the use of box-girder and types of them are developed in this text.

At second chapter, the geometrical data of the composite box-girder bridge which is going to be analysed is described. Also we try to give some information about the composite connection between the box-girder and the deck.

At third chapter, we set forth the qualities of materials we use, dead and live loads, wind, creep and temperature, while the fourth chapter explain the way we draw the different models of analysis. Furthermore, we picture the first five modals, joint's reactions and deflection displacement due to the previous loads.

At the end of the thesis, we choose to compare the results of the different models and try to explain their deviations.

Ευχαριστίες

Σελ/ 5

Θερμές ευχαριστίες οφείλονται στον καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών κ. Ιωάννη Κ. Βάγια για την πολύτιμη βοήθεια και συμβολή του κατά τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Θερμές ευχαριστίες οφείλονται επίσης σε όλους τους φίλους/συναδέλφους μου για την πολύτιμη βοήθεια τους και συνεργασία καθ'όλη τη διάρκεια της ενασχόλησης μου με την παρούσα διπλωματική εργασία, αλλά και γενικότερα κατά τη διάρκεια παρακολούθησης του μεταπτυχιακού προγράμματος.

Κεφάλαιο 1

Γενικά για την Γεφυροποιία

1.1 Εισαγωγή

Σελ/ 7

Ως γέφυρα ορίζεται μία τεχνική κατασκευή με την οποία επιτυγχάνεται ζεύξη δύο ή περισσότερων σημείων υπεράνω μεσολαβούντος εμποδίου (φυσικού ή τεχνικού). Οι γέφυρες μπορούν να ταξινομηθούν σε κατηγορίες, οι σημαντικότερες εκ των οποίων είναι:

- Ανάλογα με τον χρήση: Οδικές, σιδηροδρομικές, πεζογέφυρες, μεικτές, γέφυρες αγωγών, γερανογέφυρες κλπ.
- Ανάλογα με τη διάρκεια της χρήσης: Μόνιμες, προσωρινές και λυόμενες.
- Ανάλογα με τη στατική μορφή των κυρίων δοκών: Αμφιέριστες, συνεχείς, πλαισιωτές, τοξωτές, κρεμαστές με ευθύγραμμο ή καμπύλο καλώδια.
- Ανάλογα με την μόρφωση των κυρίων δοκών: Ολόσωμες (πρότυπες, σύνθετες ή κιβωτιοειδείς) και δικτυωτές μορφής V,N,K.
- Ανάλογα με τη θέση του καταστρώματος: Άνω, μέσης και κάτω διάβασης.
- Ανάλογα με τον αριθμό των καταστρωμάτων: Μονώροφες και διώροφες.
- Ανάλογα με το είδος των συνδέσεων: Ηλωτές, Κοχλιωτές και συγκολλητές.
- Ανάλογα με τη λοξότητα: Ορθές και λοξές.
- Ανάλογα με τη γεωμετρική χάραξη του άξονα: Ευθύγραμμες ή καμπύλες, οριζόντιες ή κεκλιμένες.
- Ανάλογα με την κινητικότητα: Σταθερές ή κινητές π.χ. κυλιόμενες, κατακόρυφα ανυψούμενες, περιστρεφόμενες περί κατακόρυφο ή οριζόντιο άξονα, καθώς και βυθιζόμενες.

Τα υλικά δόμησης μέχρι τον 19ο αιώνα ήταν ξύλο και πέτρες. Οι γέφυρες στον 6 αιώνα π.Χ. κατασκευάζονταν από ξύλο κυπαρισσιού και κέδρου. Την κατασκευή κυρτών γεφυρών κατείχαν οι Ρωμαίοι στα προχριστιανικά χρόνια και τα υλικά που χρησιμοποιούνταν ήταν κυρίως φυσικοί λίθοι. Η κατάσταση αυτή άρχισε όμως να ανατρέπεται περί το τέλος του 18ου αιώνα, όπου τοποθετείται χρονικά η έναρξη της πλέον αξιόλογης περιόδου της γεφυροποιίας με τη συστηματική χρήση κραμάτων σιδήρου στην κατασκευή σιδηρών γεφυρών. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η κατασκευή της πρώτης γέφυρας από χυτοσίδηρο στην Αγγλία (1779) πάνω από τον ποταμό Σέβερν (Severn) γνωστή και ως Ironbridge. Η επόμενη εξέλιξη ήταν η αλυσοδετή κρεμαστή γέφυρα. Η πρώτη σημαντική γέφυρα αυτού του τύπου κατασκευάστηκε στην Ουαλία το 1826: η απόσταση των στηριγμάτων ήταν 177 μ. και το συνολικό της μήκος 521 μ. Ο χάλυβας πλεονεκτούσε έναντι των μέχρι πρότινος χρησιμοποιούμενων υλικών και διανοίγονταν νέοι ορίζοντες για την ζεύξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων, έτσι ώστε η γεφυροποιία να ακολουθήσει την πρόοδο των μέσων συγκοινωνίας και τεχνολογίας καλύπτοντας τις διαρκώς αυξανόμενες ανθρώπινες απαιτήσεις.

Από την άλλη μεριά σημαντική εξέλιξη για την γεφυροποιία ήταν η εμφάνιση του σκυροδέματος στις αρχές του 20ου αιώνα. Με την εξέλιξη αυτή είχαμε βέβαια τον οικονομικό ανταγωνισμό των γεφυρών από σκυρόδεμα (απλού, οπλισμένου ή προεντεταμένου) έναντι των γεφυρών από χάλυβα. Στην Ευρώπη για ένα μεγάλο διάστημα μετά τον δεύτερο παγκόσμιο πόλεμο, δεν γινόταν χρήση του χάλυβα σε οικοδομικά έργα λόγω της έλλειψης χάλυβα, της χαμηλής τιμής του σκυροδέματος και του υψηλού κόστους πυροπροστασίας. Η κατάσταση αυτή άλλαξε ριζικά από τις αρχές του 1980. Η εμφάνιση όμως του σκυροδέματος συντέλεσε στην εξεύρεση της τεχνικά αρτιότερης και οικονομικά βέλτιστης λύσης στα προβλήματα της γεφυροποιίας με αποκορύφωμα την ανάπτυξη των σύμμικτων κατασκευών, όπου η συνεργασία των δυο υλικών συντέλεσε στην αξιοποίηση των ιδιοτήτων των δύο υλικών με τον καλύτερο δυνατό τρόπο. Η συστηματική χρήση συμμίκτων στοιχείων ξεκίνησε από την Ιαπωνία από την δεκαετία του 1930 και μέχρι την δεκαετία του 1970 με την χρήση συμμίκτων δοκών και υποστυλωμάτων, αρχικά κυρίως σε οικοδομικά έργα. Στην Ευρώπη, η χρήση σύμμικτων δοκών ξεκίνησε στη Γερμανία στα τέλη του 1940, σε μια εποχή ανεπάρκειας του χάλυβα. Το 1956 εκδόθηκε και ο πρώτος σχετικός κανονισμός

DIN 4239 "Σύμμικτες δοκοί σε κτίρια" βασιζόμενος στην ελαστική θεωρία και τη μέθοδο των επιτρεπομένων τάσεων. Η χρήση όμως σύμμικτων στοιχείων σε κτίρια, γνώρισε μεγάλη άνθηση κυρίως στη δεκαετία του 80 με προεξέχουσα τη Βρετανία. Η ζεύξη μεγαλύτερων ακόμα ανοιγμάτων με μεγαλύτερη οικονομία και καλαισθησία ήταν πλέον γεγονός. Τα έργα που κατασκευάστηκαν ήταν πολλές φορές εντυπωσιακά.

Σελ/ 9

Στον ελλαδικό χώρο οι σύμμικτες κατασκευές δεν είναι διαδεδομένες, κυρίως λόγω της έλλειψης σε γνώση και εμπειρία τόσο των μελετητών όσο και των κατασκευαστών και του εργατοτεχνικού δυναμικού. Αξίζει να σημειωθεί ότι το αρμόδιο υπουργείο Υποδομών σχεδόν απαγορεύει στις προκηρύξεις δημόσιων διαγωνισμών, ακόμα και την προσφορά σιδηρών και σύμμικτων γεφυρών. Ωστόσο, πρόσφατα η ανάγκη ταχείας εκτέλεσης πολλών έργων και σχετίζονται με τους Ολυμπιακούς Αγώνες, εξηνάγκασε δημόσιους και ιδιωτικούς φορείς να στραφούν προς τις σύμμικτες κατασκευές.

Παρ' όλα αυτά, η διάδοση των σύμμικτων κατασκευών και στην Ελλάδα, αποτελεί θα λέγαμε μονόδρομο, τόσο για λόγους λειτουργικότητας, αλλά κυρίως για λόγους ταχύτητας ανέγερσης και οικονομίας. Σήμερα, έχει τεθεί σε ισχύ ο Ευρωκώδικας 4, που αφορά αποκλειστικά στις σύμμικτες κατασκευές και στους οποίους περιέχονται οι κανόνες σχεδιασμού και εκτέλεσης δομικών έργων από σύμμικτα στοιχεία. Πρόκειται για ένα Κανονισμό, στον οποίο έχει ενσωματωθεί η γνώση και η εμπειρία των τελευταίων δεκαετιών, τεχνικών και επιστημόνων που έχουν ασχοληθεί με τέτοιου είδους κατασκευές. Μπορούμε λοιπόν να πούμε πως είναι καθαρά θέμα χρόνου, το είδος αυτό των κατασκευών, να γνωρίσει στην Ελλάδα την αποδοχή που έχει όχι μόνο στην υπόλοιπη Ευρώπη, αλλά και σε παγκόσμιο επίπεδο.

1.2 Χαρακτηριστικά Σύμμικτων Γεφυρών

Ως **σύμμικτο** φορέα καλούμε εκείνον που αποτελείται τουλάχιστον από δύο διαφορετικά δομικά υλικά. Η σύνδεση των δύο υλικών αυτών επιτυγχάνεται με τη βοήθεια συνδέσμων οι οποίοι εξασφαλίζουν την μεταξύ τους συνεργασία. Η

καταπόνηση η οποία δέχονται είναι κυρίως διατμητική ένταση και για αυτό έχουν επικρατήσει να αποκαλούνται διατμητικοί σύνδεσμοι.

Η εξέλιξη των σιδηρών και συμμίκτων φορέων στη γεφυροποιία είναι εντυπωσιακή. Σε γέφυρες πολύ μεγάλου ανοίγματος η χρήση χαλύβδινου φορέα με ορθότροπη πλάκα από χάλυβα ήταν λόγω μικρού ίδιου βάρους μέχρι το 1960 ο κύριος τρόπος κατασκευής γεφυρών. Το κόστος κατασκευής των φορέων αυτών είναι όμως αρκετά υψηλό, καθώς επίσης οι φορείς αυτοί είναι ευαίσθητοι έναντι κοπώσεως. Έτσι σήμερα για γέφυρες μικρού και μεσαίου ανοίγματος χρησιμοποιούνται σύμμικτοι φορείς, δηλαδή φορείς που η πλάκα από σκυρόδεμα συνεργάζεται μέσω διατμητικών συνδέσμων με το χαλύβδινο φορέα. Οι σύμμικτοι φορείς οδηγούν στη μέγιστη δυνατή οικονομία μετά από συνδυασμούς διαφόρων μεθόδων στη φάση κατασκευής.

Σελ/ 10

Η υπεροχή των συμμίκτων γεφυρών απορρέει από τη συνεργασία του χάλυβα με το σκυρόδεμα και από τις ιδιότητες των υλικών αυτών. Μερικά από τα πλεονεκτήματα των συμμίκτων γεφυρών είναι τα ακόλουθα:

- Υψηλή αντοχή (δυνατότητα χρησιμοποίησης λεπτών διατομών με αντίστοιχο μικρό ίδιο βάρος).
- Ολκιμότητα χάλυβα (δυνατότητα παραμόρφωσης χωρίς να επέλθει αστοχία υλικού).
- Ομοιομορφία υλικού (μέσω επισταμένων ελέγχων κατά τη διαδικασία παραγωγής του).
- Μεγάλη διάρκεια ζωής (εξαρτώμενη από τη συντήρηση).
- Υψηλή ταχύτητα ανέγερσης (αφού η προετοιμασία γίνεται σε εργοστασιακούς χώρους και τα δομικά μέλη μεταφέρονται και τοποθετούνται κατάλληλα στο χώρο του εργοταξίου).
- Ικανότητα τροποποίησης ή ενίσχυσης υφιστάμενων γεφυρών για αύξηση του ωφέλιμου φορτίου.
- Επαναχρησιμοποίηση υλικού.
- Ευκολία προκατασκευής και κατά συνέπεια μικρός χρόνος ανέγερσης.
- Δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων.
- Μικρό ύψος και μήκος επιχωμάτων.

- Μέγιστη εκμετάλλευση των υφισταμένων βάθρων και δυνατότητα θεμελίωσης μεγάλων φορέων, λόγω μικρού ιδίου βάρους, σε χαλαρά εδάφη.
- Πολύ καλή συμπεριφορά των φορέων αυτών στο σεισμό.

Μειονέκτημα όμως των συμμίκτων φορέων είναι η ευαισθησία του χάλυβα έναντι σκωρίασης. Η ευαισθησία αυτή του χάλυβα έχει ως άμεσο αποτέλεσμα την σημαντική αύξηση του κόστους σε σχέση με τα υπόλοιπα υλικά. Στις κιβωτιοειδείς γέφυρες δεν απαιτείται αντιδιαβρωτική προστασία στο εσωτερικό τους οπότε έχουμε μείωση του κόστους συντήρησης.

1.3 Κιβωτιοειδείς Σύμμικτες Γέφυρες

Υπάρχουν πολλά πλεονεκτήματα για να επιλέξει κανείς διατομή κιβωτίου έναντι δοκών διπλού ταυ σε μια σύμμικτη γέφυρα. Παρόλα αυτά όμως δεν αποτελεί πανάκεια. Συνήθως επιλέγονται σε περιπτώσεις που συντρέχουν ένας από τους παρακάτω λόγους:

- Το μέγιστο άνοιγμα στηριγμάτων να υπερβαίνει τα 90 μ περίπου.
- Το πλάτος του καταστρώματος να υπερβαίνει τα 20 μ περίπου.
- Ανεπαρκές διαθέσιμο ύψος για ενσωμάτωση του καταστρώματος όταν ο μεταλλικός φορέας αποτελείται από δοκούς I.
- Οριζόντια καμπυλότητα μεγαλύτερη από $R/L > 0,20$ (όπου L =μήκος καμπυλότητας και R =ακτίνα καμπυλότητας).
- Καθαρά αισθητικοί λόγοι.

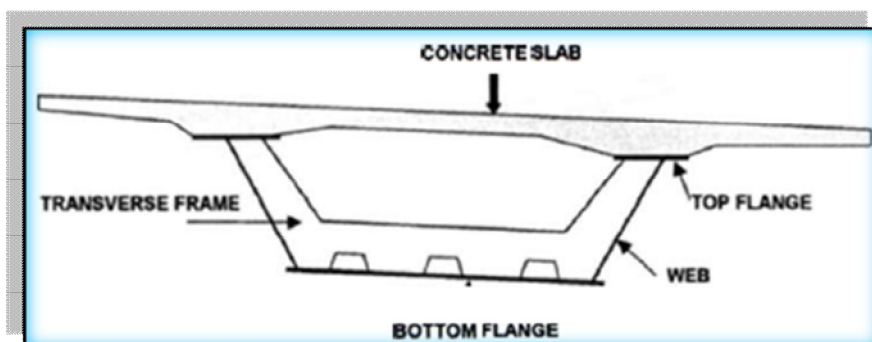
Οι κιβωτιοειδείς διατομές πλεονεκτούν έναντι των δοκών Ταυ από στατικής πλευράς λόγω της μεγάλης στρεπτικής δυσκαμψίας. Το κόστος παραγωγής των κιβωτίων μπορεί να είναι υψηλότερο των συμβατικών διατομών όμως σε κάθε έργο θα πρέπει να αξιολογείται το συνολικό κόστος της γέφυρας διότι αν λάβουμε υπόψιν

την αυξημένη αντοχή του κιβωτίου λόγω του κάτω πέλματος, τον μικρότερο αριθμό διαφραγμάτων που απαιτούνται, την ταχύτητα και την ευκολία κατασκευής λόγω των λιγότερων τμημάτων που δύναται να συνδεθούν στο εργοτάξιο τότε είναι πιθανόν να αποτελεί οικονομικότερη λύση.

1.3.1 Εγκάρσια μορφολογία κιβωτιοειδών σύμμικτων κατασκευών

- Ανοικτή κιβωτιοειδής διατομή

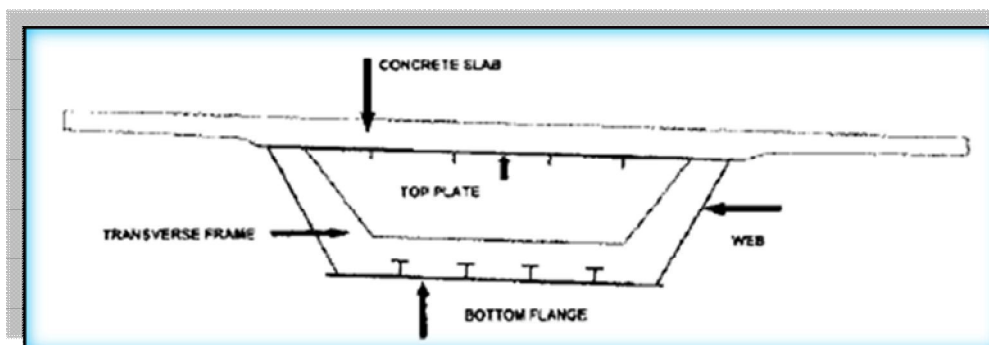
Η απλούστερη κιβωτιοειδή σύμμικτη γέφυρα αποτελείται από μια διατομή U και κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα (Σχήμα 1). Η διατομή U μορφώνεται από δύο ελάσματα στο άνω πέλμα, ένα στο κάτω πέλμα και δύο κορμούς. Συνήθως το κάτω πέλμα ενισχύεται με επιπλέον ραβδώσεις ή δοκούς Ταυ. Στην κατασκευή μας δεν λείπουν οι εγκάρσιοι δοκοί οι οποίοι σχεδιάζονται για να μειώνουν τον κίνδυνο εκτεταμένων εγκάρσιων παραμορφώσεων προσδίδοντας επίσης επιπλέον στρεπτική δυσκαμψία. Διαφράγματα τοποθετούνται επίσης συνήθως στις στηρίξεις ώστε να παραλαμβάνονται οι αντιδράσεις αυτών.



Σχήμα 1: Ανοικτή κιβωτιοειδής διατομή

- Κλειστή κιβωτιοειδής διατομή

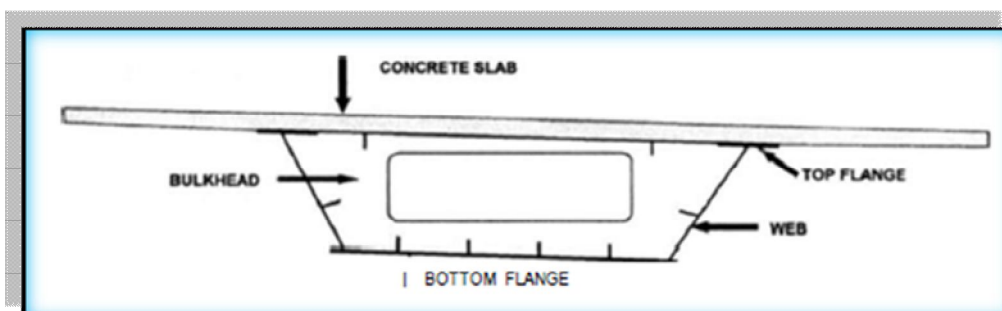
Η διαφορά με την προηγούμενη διατομή είναι ότι στη θέση των δύο ελασμάτων στο άνω πέλμα έχει ένα μεγαλύτερο το οποίο την καθιστά κλειστή διατομή (Σχήμα 2). Το γεγονός αυτό να μεν αυξάνει το κόστος αλλά προσφέρει μεγαλύτερη άνεση στην κατασκευή του καταστρώματος. Η διατομή αυτή, επομένως, ταιριάζει για γέφυρες με μικρό πλάτος καταστρώματος.



Σχήμα 2: Κλειστή κιβωτιοειδής διατομή

- Κιβωτιοειδής διατομή με δοκούς στηρίξεως του καταστρώματος

Σε μερικές περιπτώσεις προτιμάται οι εγκάρσιοι δοκοί να ενσωματώνονται στο κιβώτιο και να παρέχουν παράλληλα στήριξη στην πλάκα του καταστρώματος. Η απόσταση των δοκών είναι επιθυμητό να πλησιάζει τα 4,0 μ ενώ επιτρέπεται η μείωση του πάχους του καταστρώματος σε σχέση με τις προηγούμενες περιπτώσεις.



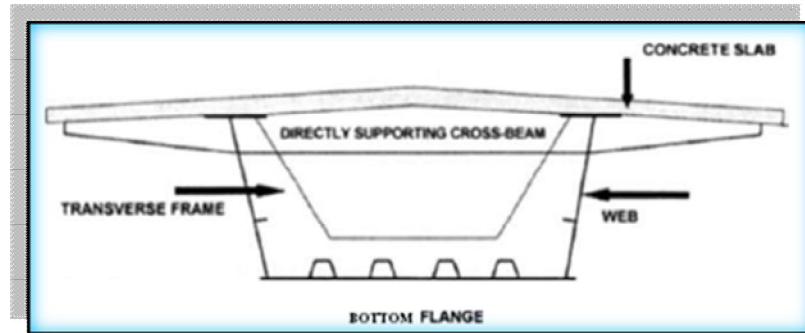
Σχήμα 3: Κλειστή κιβωτιοειδής διατομή με δοκούς στηρίξεως του καταστρώματος

- Κιβωτιοειδή διατομή με προεξέχουσες δοκούς στηρίξεως του καταστρώματος

Ομοίως οι δοκοί στήριξης του καταστρώματος προτείνεται να εγκαθίστανται ανά 4 μέτρα περίπου και δύναται να έχουν μεταβλητό πλάτος (Σχήμα 4). Η δε πλάκα του καταστρώματος έχει λεπτό πάχος.

Σε αντίθεση με τις προηγούμενες περιπτώσεις, η κατασκευή μιας τέτοιας γέφυρας είναι δυσκολότερη. Για το λόγο αυτό επιλέγεται όταν συντρέχουν λόγοι όπως:

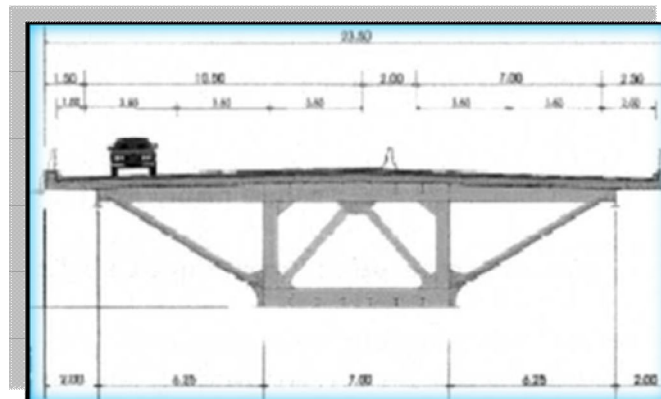
- α) Το πλάτος του καταστρώματος υπερβαίνει τα 13,0-14,0 μ.
- β) Το άνοιγμα μεταξύ των στηρίξεων υπερβαίνει τα 90 μ.



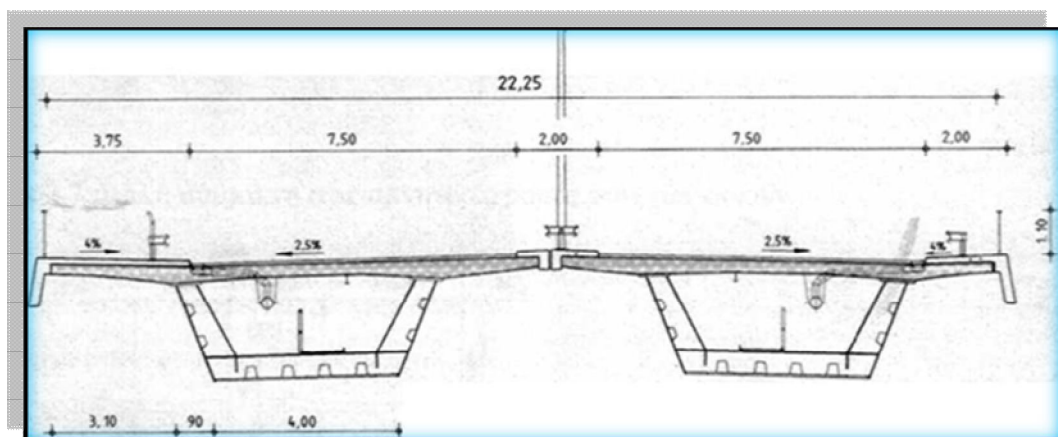
Σχήμα 4: Κλειστή κιβωτιοειδής διατομή με προεξέχουσες δοκούς στηρίξεως του καταστρώματος

- Κιβωτιοειδής διατομή με δοκούς στηρίξεως του καταστρώματος και αντιρρίδες

Όταν έχουμε δύο κλάδους κυκλοφορίας μπορούμε να επιλέξουμε μία εκ των επόμενων διατάξεων (Σχήμα 5&6).



Σχήμα 5: Κλειστή κιβωτιοειδής διατομή με δοκούς στηρίξεως του καταστρώματος και αντιρρίδες.



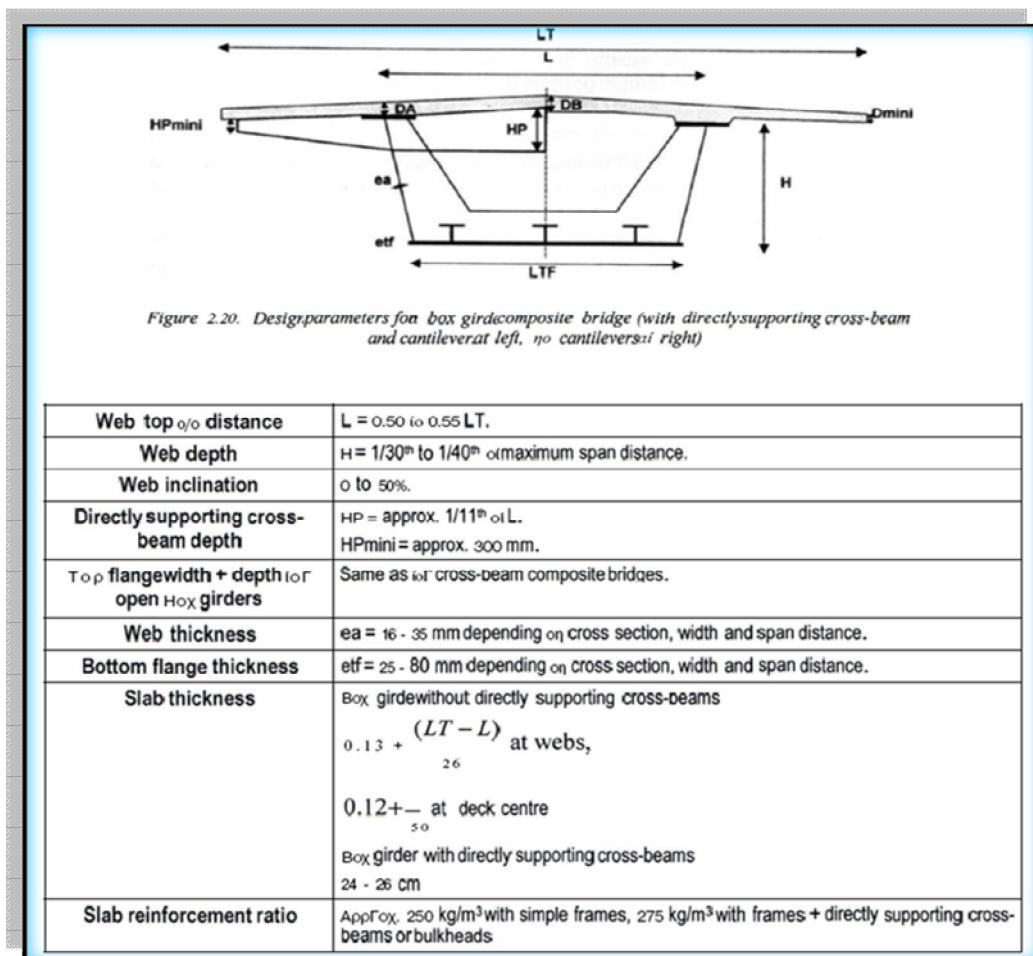
Σχήμα 6: Διάταξη δύο κλειστών κιβωτιοειδών διατομών με δοκούς στηρίξεως του καταστρώματος και αντιρρίδες

Κεφάλαιο 2

Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Σύμμικτης Κιβωτιοειδούς Γέφυρας

2.1. Γενικά

Στον παρακάτω πίνακα (Σχήμα 7) παρουσιάζεται το εύρος των γεωμετρικών χαρακτηριστικών ενός κιβωτίου σε σχέση με το μέγιστο άνοιγμα της γέφυρας και το πλάτος της πλάκας του καταστρώματος.



Σχήμα 7: Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά διατομής κιβωτίου σε συνάρτηση με το άνοιγμα και το πλάτος του καταστρώματος



Φωτογραφία 1: Κατασκευή Κιβωτίου

2.2. Ενισχύσεις διατομής Κιβωτίου

Το κιβώτιο λόγω του μικρού πάχους των ελασμάτων, όπως και κάθε λεπτότοιχη διατομή διατρέχει τον κίνδυνο κύρτωσης. Στην περίπτωση αυτή τα ελάσματα αστοχούν παρουσιάζοντας πτυχώσεις. Για το λόγο αυτό, επιλέγουμε να κατασκευάσουμε διαμήκεις ενισχύσεις (φωτογραφία 2) οι οποίες καθιστούν δυνατή την εξασφάλιση του κιβωτίου έναντι κύρτωσης. Παράλληλα, χρησιμοποιούμε και εγκάρσιες δοκούς οι οποίες αυξάνουν σαφώς τη δυστρεψία της κατασκευής ενώ ταυτόχρονα μειώνουν το μήκος λυγισμού των διαμήκων ενισχύσεων.



Φωτογραφία 2: Διαμήκεις και εγκάρσιες ενισχύσεις κιβωτίου

Τέλος, στην περιοχή των στηρίξεων τοποθετούμε διαφράγματα (φωτογραφία 3), ώστε να παραλαμβάνονται ασφαλέστερα οι αντιδράσεις των στηρίξεων.

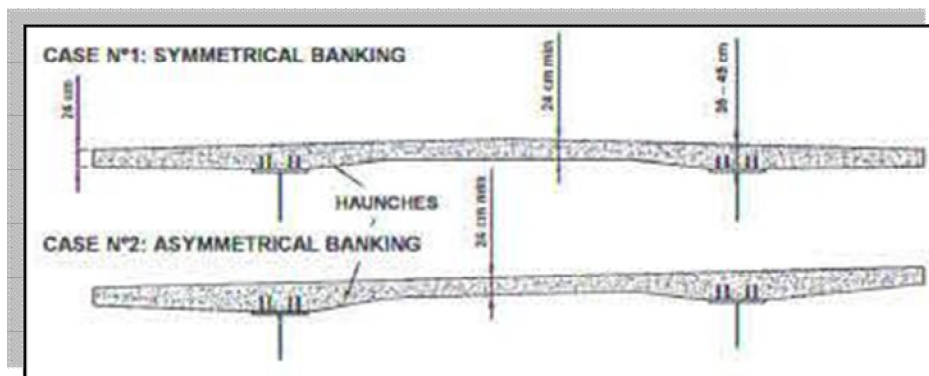


Φωτογραφία 3: Διπλό Διάφραγμα που θα τοποθετηθεί σε θέση στήριξης

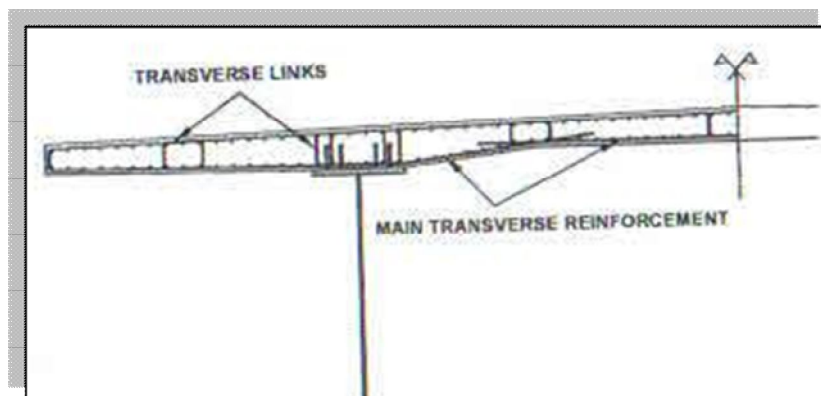
Στα προσομοιώματα αυτής της διπλωματικής εργασίας δεν θα χρησιμοποιήσουμε διαφράγματα στις στηρίξεις καθώς επίσης διαμήκεις και εγκάρσιες ενισχύσεις

2.3. Κατάστρωμα Γέφυρας

Το κατάστρωμα παραλαμβάνει τα κινητά φορτία της γέφυρας και τα μεταβιβάζει στην κύρια δοκό. Ανάλογα με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της μπορεί επίπεδη ή επικλινής, να είναι συμπαγής ή μη, να έχει σταθερό πάχος ή μεταβλητό (Σχήμα 9) ή και προεντεταμένη (Σχήμα 10). Συνήθως για ανοίγματα πλάκας μεγαλύτερα από 4-5 μ επιλέγουμε μεταβλητό πάχος. Μια αξιόπιστη μέθοδος επίλυσης πλακών είναι η μέθοδος των πινάκων Rusch.

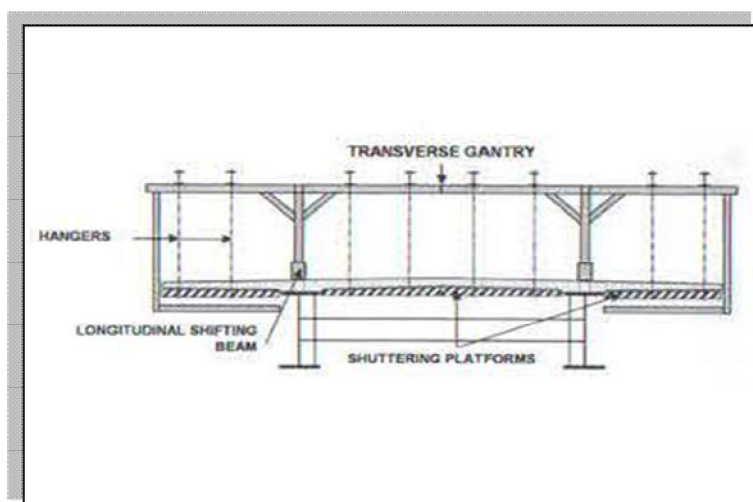


Σχήμα 9: Διατομές καταστρώματος

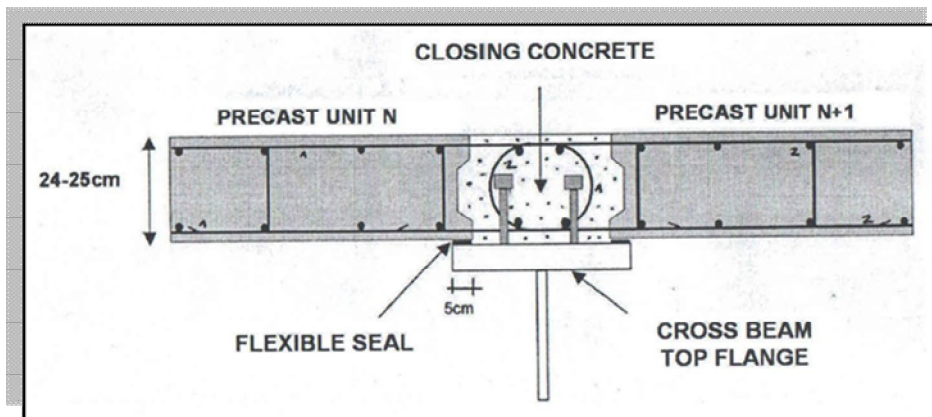


Σχήμα 10 : Διατομές καταστρώματος

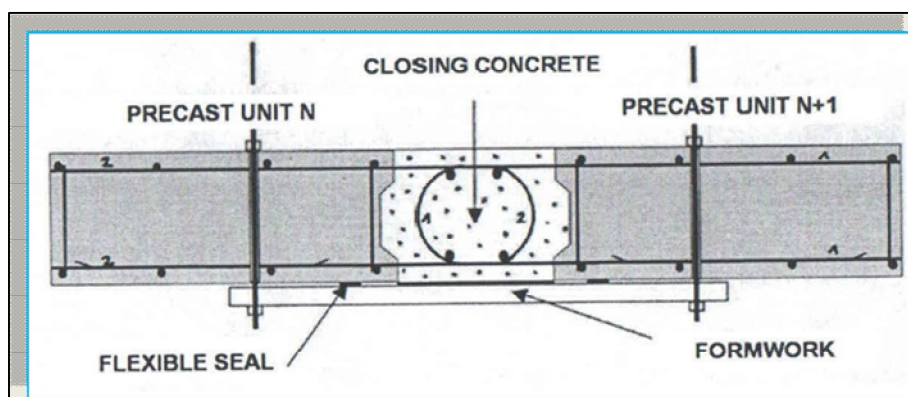
Η πλάκα του καταστρώματος δύναται να μορφωθεί επί τόπου με έγχυτο σκυρόδεμα ή να μεταφερθούν στη θέση της κατασκευής μας σαν πρόπλακες. Στην πρώτη περίπτωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί φορείο σκυροδέτησης (Σχήμα 11) ή ξυλότυπος. Ο ξυλότυπος αυτός αποτελείται, είτε από πρόπλακες μικρού πάχους, όπου επάνω τοποθετείται ο οπλισμός της γέφυρας έχοντας παράλληλα και αναμονές που προεξέχουν της πρόπλακας για να εξασφαλιστεί η συνέχεια της, είτε από κυματοειδή χαλυβδόφυλλο πάνω από το οποίο διαστρώνεται το έγχυτο σκυρόδεμα (Σύμμικτη πλάκα). Η περίπτωση της σύμμικτης πλάκας αποκτά έδαφος διότι κατά τη κατασκευή και λειτουργία τα χαλυβδόφυλλα κατανέμουν τις παραμορφώσεις λόγω συστολής ξηράνσεως και παρεμποδίζουν μια εκτεταμένη ρηγμάτωση έχοντας ως κρίσιμο σημείο την διατμητική σύνδεση των επιμέρους μελών. Στη δεύτερη περίπτωση, τμήματα πλήρους πρόπλακας με φωλιές, δηλαδή όσο είναι το πάχος της πλάκας του καταστρώματος, συνδέονται μεταξύ τους με ήλους και μη συρρικνούμενη κονία ενώ κατά την εγκάρσια έννοια χρησιμοποιούμε καλώδια προέντασης (Σχήματα 12&13).



Σχήμα 11 : Φορείο Σκυροδέτησης



Σχήμα 12 : Σκυροδέτηση ασυνεχιών προπλακών πάνω από κύρια δοκό



Σχήμα 13 : Σκυροδέτηση ασυνεχιών προπλακών σε τυχαίο άνοιγμα

Οι σύμμικτες πλάκες (φωτογραφία 4) πλεονεκτούν έναντι των άλλων ειδών πλακών καταστρώματος λόγω:

- ταχύτερης κατασκευής
- κατασκευή χωρίς ξυλότυπο
- μεγάλα ανοίγματα
- μικρότερα στατικά ύψη πλακών
- αυξημένης αντοχής λόγω πυρκαγιάς



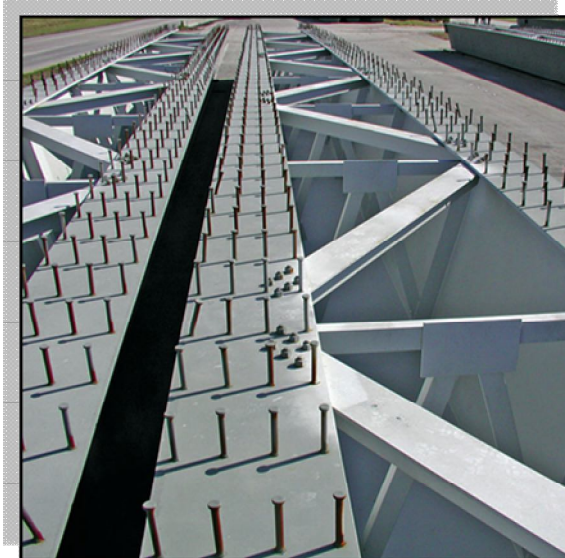
Φωτογραφία 4 : Διάταξη σύμμικτης πλάκας γέφυρας από χαλυβδόφυλλο και διατμητικούς ήλους σύνδεσης προ διάστρωσης με επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα

2.4. Διατμητική σύνδεση διατομής κιβωτίου με πλάκα σκυροδέματος

Η εξασφάλιση της σύμμικτης λειτουργίας αποτελεί κρίσιμο σημείο για την γέφυρα. Η χρήση διατμητικών συνδέσμων (Φωτογραφία 5) επιτυγχάνει την επιθυμητή λειτουργία της διεπιφάνειας μεταξύ χάλυβα και σκυροδέμα και παραλαμβάνει τη διατμητική ροή. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι σχεδιάζονται για να παραλαμβάνουν μια οριακή εφελκυστική δύναμη κάθετη στο επίπεδο του χαλύβδινου πέλματος, τουλάχιστον ίση με το 10% της οριακής αντοχής σχεδιασμού των συνδέσμων σε διάτμηση. Για λόγους ασφαλείας η συνάφεια και η τριβή μεταξύ των δυο στοιχείων δεν λαμβάνεται υπόψη για την παραλαβή της διατμητικής ροής. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι πρέπει να σχεδιάζονται ανελαστικά ώστε να εξασφαλίζουν κάθε ανελαστική ανακατανομή της τέμνουσας. Επιθυμία μας στον σχεδιασμό έναντι διάτμησης είναι οι σύνδεσμοι να εμποδίζουν πλήρως την ολίσθηση μεταξύ διατομής κιβωτίου και πλάκας σκυροδέματος ώστε να έχουμε πλήρη διατμητική σύνδεση, λειτουργία απαραίτητη για το σχεδιασμό συμμίκτων γεφυρών.

Η διατμητική σύνδεση ελέγχεται στις οριακές καταστάσεις αστοχίας, λειτουργικότητας και κόπωσης. Θα μπορούσαμε να εφαρμόσουμε μερική διατμητική κάλυψη αν η δρώσα ροπή είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής, αλλά στις σύμμικτες

γέφυρες είναι προτιμότερο να εφαρμόσουμε πλήρη διατμητική κάλυψη. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στα άκρα του φορέα, όπου εξασκούνται συγκεντρωμένες διαμήκεις δυνάμεις στη διεπιφάνεια κιβωτίου και πλάκας σκυροδέματος λόγω συστολής ξηράνσεως.



Φωτογραφία 5 : Διατμητικοί ήλοι σύνδεσης διατομής κιβωτίου με πλάκα καταστρώματος

Οι μορφές διάτμησης σε μια σύμμικτη γέφυρα είναι:

- Η κατακόρυφη διάτμηση t_o , που παραλαμβάνεται από τον κορμό της χαλύβδινης διατομής.
- Η διαμήκης διάτμηση t_i , που παραλαμβάνεται από τους διατμητικούς ήλους.
- Η διαμήκης διάτμηση t_2 , που παραλαμβάνεται από την πλάκα του σκυροδέματος και τον εγκάρσιο σπλισμό της πλάκας.

Η διατμητική ροή της διεπιφάνειας επαφής διατομής κιβωτίου και πλάκας σκυροδέματος σε μια τυχαία θέση χ ισούται με:

$$T_x = V_x S_x / I_{e,x}$$

V_x : κατακόρυφη τέμνουσα της δοκού στη θέση χ

S_x : στατική ροπή στη θέση χ , της διατομής που βρίσκεται κάτω από τη διεπιφάνεια ως προς τον ελαστικό ουδέτερο άξονα

$I_{e,x}$: ροπή αδρανείας της ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής

Η διαμήκης διάτμηση V_i επί της διεπιφάνειας ανά μέτρο μήκους είναι ίση με:
 $V_i = \int T_x dx$, ενώ οι ήλοι τοποθετούνται ανά απόσταση $e_x = P_{RD}/T_x$, όπου P_{RD} η αντοχή σχεδιασμού του ήλου διάτμησης.

Συχνά επιλέγουμε να τοποθετούμε διατμητικούς ήλους κεφαλής λόγω ευκολίας κατασκευής. Η κεφαλή του ήλου εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας του σκυροδέματος και την αποκόλληση της από τη διατομή κιβωτίου. Η διατμητική αντοχή ενός ήλου κεφαλής εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος ισούται με την ελάχιστη από τις τιμές της διατμητικής αντοχής του ήλου και την αντοχή του σκυροδέματος (αντίστοιχη της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας):

$$P_{RD} = 0.80 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot d_s^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{RD} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0.5} / \gamma_v$$

Όπου:

d_s : διάμετρος κορμού ήλου

f_u : ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου

E_{cm} : μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

F_{ck} : θλιπτική αντοχή

h : ύψος ήλου

$\gamma_v = 1,25$

$\alpha = 0,20 \cdot (h/d + 1)$, για $3 < h/ds < 4$ και $\alpha = 1$, για $4 < h/ds$

Οι διατμητικοί ήλοι θα πρέπει να ικανοποιούν απαιτήσεις τόσο ως προς τη διάμετρο τους όσο και ως προς τις μεταξύ τους αποστάσεις. Αν τοποθετούνται περισσότεροι του ενός ήλου στην ίδια θέση του κιβωτίου, τότε η διάμετρος τους δεν θα πρέπει να υπερβαίνει 2,5 φορές το πάχος του ελάσματος όπου είναι συγκολλημένοι. Οι ελάχιστες αποστάσεις των διατμητικών ήλων διαμέτρου d_s μεταξύ τους είναι:

- $25 t \epsilon$ στη κατεύθυνση της θλιπτικής δύναμης
- $t \epsilon$ κάθετα στη διεύθυνση της δύναμης για συμπαγείς ή σύμμικτες πλάκες
- $9 t \epsilon$ ή 10mm η μέγιστη καθαρή απόσταση από το άκρο του πέλματος της δοκού

όπου: t : πάχος πέλματος σιδηροδοκού, $\epsilon : (235/f_y)^{0.5}$

$6d$ ή 800mm η μέγιστη διαμήκης απόσταση ήλων

Οι αποστάσεις των διατμητικών ήλων κατά μήκος της διατομής κιβωτίου είναι μικρότερες από 400mm, ενώ οι μέγιστες αποστάσεις τους από τα πέλματα της δοκού είναι 200mm.

Για τους διατμητικούς συνδέσμους πρέπει ακόμα να ικανοποιούνται τα δυο επόμενα κριτήρια:

Σελ/ 24

α) Η ελάχιστη επικάλυψη των ήλων ισούται με 20mm

β) Μεταξύ ύψους και διαμέτρου του ήλου πρέπει να ισχύει η συνθήκη $h > 3d_s$

Στα προσομοιώματα της διπλωματικής εργασίας έχουν επιλεγθεί ενιαίο πάχος πλάκας καταστρώματος 30 cm., ήλοι κεφαλής διαμέτρου 5 cm και ύψους 15 cm με απόσταση από το άκρο της δοκού 10 cm και μεταξύ τους απόσταση 25 cm. Η δε διαμήκης απόσταση τους είναι ανά 25 cm.

Κεφάλαιο 3 Δομικά Υλικά & Συνδιασμοί Φορτίσεων του Φορέα

3.1. Ποιότητα χάλυβα κιβωτιοειδούς διατομής

Γενικά, ο χάλυβας διατίθεται σε δύο μορφές, λάμες και πρότυπες ανοικτές ή κλειστές διατομές (ΙΡΕ, ΗΕΑ κλπ). Οι μηχανικές ιδιότητες του απορρέουν από τον συνδυασμό της χημικής του σύστασης και του τρόπου έλασης του. Συστατικά όπως Άνθρακας, Μαγνήσιο, Νιόβιο και Βανάβιο επηρεάζουν την τελική αντοχή του χάλυβα ανάλογα με την αναλογία τους. Παράλληλα όμως αυξάνεται το κόστος παραγωγής του ενώ ιδιότητες όπως ελασιμότητα του, σκληρότητα επηρεάζονται αρνητικά. Επομένως, η χημική σύσταση για κάθε χάλυβα είναι σημαντικότατος παράγοντας.

Οι σημαντικότερες ιδιότητες που μας ενδιαφέρουν στο χάλυβα που διατίθεται για έργα γεφυροποιίας είναι:

- Αντοχή διαρροής
- Ολκιμότητα
- Σκληρότητα
- Μέτρο Ελαστικότητας
- Συντελεστής Θερμικής Διαστολής
- Συγκολλησιμότητα
- Λόγος Poisson

Όλες οι διατομές χάλυβα που χρησιμοποιούμε σε έργα γεφυροποιίας θα πρέπει να είναι θερμής έλασης, κατασκευασμένες κατά την ευρωπαϊκή περιγραφή EN 10025.

3.1.1. Αντοχή Διαρροής

Η αντοχή διαρροής είναι πιθανόν η πιο σημαντική ιδιότητα του δομικού χάλυβα. Στόχος της βιομηχανίας παραγωγής δομικού χάλυβα αποτελεί η επίτευξη της επιθυμητής αντοχής διατηρώντας παράλληλα σε επιθυμητά επίπεδα τις υπόλοιπες ιδιότητες. Είναι γνωστό ότι η αντοχή διαρροής μειώνεται με την αύξηση του πάχους του χάλυβα. Στον παρακάτω πίνακα 1 δίδονται οι τιμές αντοχής διαρροής σε συνάρτηση με το πάχος κατά BS EN 10025.

Steel Grade	Minimum yield strength (N/mm ²), Nominal thickness in mm					
	< 16	> 16 < 40	> 40 < 63	> 63 < 80	> 80 < 100	> 100 < 150
S275	275	265	255	245	235	225
S355	355	345	335	325	315	295
S460	460	440	430	410	400	380

Πίνακας 1: Αντοχή διαρροής σε συνάρτηση με το πάχος

3.1.2. Ολκιμότητα

Η ολκιμότητα είναι μια πολύ σημαντική ιδιότητα για τον χάλυβα. Αποτελεί μέτρο σύγκρισης για το κατά πόσο μπορεί ένα υλικό να παραμορφωθεί μεταξύ του σημείου διαρροής και θραύσης. Είναι γεγονός ότι όσο αυξάνεται η αντοχή διαρροής του χάλυβα τόσο μειώνεται η ολκιμότητα του. Παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας 2 με στοιχεία που αφορούν την ολκιμότητα σε σχέση με το πάχος του ελάσματος.

		Elongation for thickness range (mm)			
		3-40	41-63	64-100	101-150
BS EN 10025: Part 2					
S275	Long.	23	22	21	19
	Trans.	21	20	19	19
S355	Long.	22	21	20	18
	Trans.	20	19	18	18
BS EN 10025: Part 3					
S275	N/NL	24	24	23	23
S355	N/NL	22	22	21	21
S420	N/NL	19	19	18	18
S460	N/NL	17	17	17	17
BS EN 10025: Part 4					
S275	M/ML	24	24	24	24
S355	M/ML	22	22	22	22
S420	M/ML	19	19	19	19
S460	M/ML	17	17	17	17
BS EN 10025: Part 5					
S355	Long.	22	21	20	18
	Trans.	20	19	18	18

Πίνακας 2: Ολκιμότητα σε συνάρτηση με το πάχος

3.1.3. Σκληρότητα

Από τη φύση του ο χάλυβας είναι ότι πάντοτε περιέχει ορισμένες ατέλειες. Όταν υπόκεινται σε καταπόνηση εφελκυσμού αυτές οι ατέλειες τείνουν να ανοίξουν. Εάν ο χάλυβας δεν έχει την απαιτούμενη σκληρότητα, το "σπάσιμο" αυτό διαδίδεται ταχύτατα, χωρίς πλαστική παραμόρφωση, και μπορεί να αστοχήσει. Αυτό ονομάζεται "ψαθυρή θραύση". Η σκληρότητα του χάλυβα μειώνει την πιθανότητα ανάλογης συμπεριφοράς ενώ η ιδιότητα αυτή αυξάνεται παράλληλα με την αύξηση του πάχους. Ένα πρόσφορο μέτρο σκληρότητας είναι η δοκιμή κρούσης Charpy V. Η δοκιμή διενεργείται σε μια καθορισμένη χαμηλή θερμοκρασία, συνήθως στους -20°C και η απαιτούμενη ελάχιστη τιμή είναι 27J. Βάσει των προτύπων, BS EN 10025: μέρη 2 & 5 και BS EN 10210, υπάρχουν οι εξής κωδικοί που χρησιμοποιούνται:

J0: 27J ενέργεια κρούσης σε θερμοκρασία 0°C

J2: 27J ενέργεια κρούσης σε θερμοκρασία -20°C

K2: 40J ενέργεια κρούσης σε θερμοκρασία -20°C

Για την κατασκευή του φορέα έχουμε επιλέξει χάλυβα ποιότητας S355 για όλα τα μεταλλικά μέρη της κατασκευής. Οι τιμές των ιδιοτήτων του είναι:

- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 210.000 \text{ N/mm}$
- Τάση διαρροής: $f_{ya} = f_y / 1.10 = 355 / 1.10 = 323 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Διάτμησης: $G = E / 2(\nu + 1) = 80769.2 \text{ N/mm}$
- Ειδικό Βάρος: $\gamma = 78.50 \text{ KN/m}^3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
- Λόγος Poisson: $\nu = 0.30$

Για τους διατμητικούς ήλους κεφαλής χρησιμοποιούμε χάλυβα με εφελκυστική αντοχή $f_u = 500 \text{ Mpa}$.

3.2. Ποιότητα σκυροδέματος πλάκας καταστρώματος

Η πλάκα καταστρώματος αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα υψηλής αντοχής. Στις σύμμικτες γέφυρες δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιούμε σκυρόδεμα κατηγορίας μικρότερης από C30/37. Επίσης, η μέγιστη επιτρεπόμενη κατηγορία σκυροδέματος είναι η C50/60. Στον παρακάτω πίνακα 3 εμφανίζονται οι αντοχές του σκυροδέματος C 30/37.

Κατηγορία αντοχής σκυροδέματος	$f_{ck}(\text{N/mm}^2)$	$f_{ctm}(\text{N/mm}^2)$	$f_{ctk0.05}(\text{N/mm}^2)$	$f_{ctk0.95}(\text{N/mm}^2)$
C 30/37	30	2,9	2,0	3,8

Πίνακας 3: Χαρακτηριστικές τιμές αντοχών σκυροδέματος

Άλλες χαρακτηριστικές τιμές για το σκυρόδεμα είναι οι ακόλουθες:

- Μέτρο ελαστικότητας : $E = 30.000 \text{ N/mm}^2$
- Λόγος Poisson : $\nu = 0,20$
- Ειδικό βάρος : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
- Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος: $f_c(j = 0,85 \cdot f_u / 1,50 = 0,85 \cdot 30 / 1,50 = 17 \text{ MPa}$

Η ποιότητα σκυροδέματος που έχουμε επιλέξει να χρησιμοποιήσουμε είναι C 30/37.

3.3. Δράσεις επί της γέφυρας

3.3.1 Γενικά

Ανάλογα με τη μεταβολή τους ως προς το χρόνο διακρίνονται σε:

- **Μόνιμες**, με μεγάλη διάρκεια εφαρμογής
- **Μεταβλητές**, με μικρή διάρκεια εφαρμογής
- **Τυχηματικές**, με στιγμιαία διάρκεια εφαρμογής
- **Ειδικές μόνιμες δράσεις**
 - Ερπυσμός
 - Συστολή ξήρανσης
- **Προσωρινές δράσεις** λόγω φάσεων κατασκευής

Περαιτέρω, οι δράσεις διακρίνονται σε:

- **Άμεσες**, στις οποίες ανήκουν τα επιβαλλόμενα φορτία (ίδια βάρη, κυκλοφορία, άνεμος). Προκαλούν εντατικά μεγέθη και παραμορφώσεις.
- **Έμμεσες**, στις οποίες ανήκουν οι καταναγκασμοί (θερμοκρασία, καθιζήσεις, ερπυσμός, συστολή ξήρανσης). Ως καταναγκασμοί, προκαλούν σε στατικώς ορισμένους

φορείς μόνο παραμορφώσεις, ενώ σε στατικούς αόριστους φορείς τόσο παραμορφώσεις όσο και εντατικά μεγέθη.

- **Συστολή ξήρανσης.** Η συστολή ξήρανσης της πλάκας σκυροδέματος δημιουργεί δύο επιρροές, τις πρωτογενείς S_{prim} και τις δευτερογενείς S_{sec} ή ΡΤ. Σε στατικούς ορισμένους φορείς αναπτύσσονται μόνο οι πρωτογενείς, ενώ σε στατικούς αόριστους και οι δύο.
- **Ερπυσμός.** Λόγω ερπυσμού μεταβάλλονται με το χρόνο οι ιδιότητες του σκυροδέματος, πράγμα που λόγω της έκκεντρης θέσης της πλάκας καταστρώματος δημιουργεί καμπυλότητες.

Παρακάτω παρατίθενται όλες οι δράσεις πινακοποιημένες σύμφωνα με την κατάταξη τους (Πίνακας 4).

Πίνακας 4

Μόνιμες Δράσεις		
Σύμβολο	Περιγραφή	Είδος
G_1	Ίδια βάρη της φέρουσας κατασκευής.	Άμεση
G_2	Λοιπά μόνιμα φορτία (κατά περίπτωση τάπητες, ρύσεις, έρμα, στρωτήρες, πεζοδρόμια, φωτισμός, κιγκλιδώματα, αγωγοί)	Άμεση
D	D_A Δυνατές καθιζήσεις (οριακή κατάσταση αστοχίας). D_B Πιθανές καθιζήσεις (οριακή κατάσταση λειτουργικότητας).	Έμμεση

Μεταβλητές Δράσεις			
Σύμβολο	Περιγραφή	Τύπος	Είδος
Q	Φορτία κυκλοφορίας και φορτία πεζοδρομίων	<ul style="list-style-type: none"> • Οριζόντια - Κατακόρυφα Ανάλογα με τον τύπο της γέφυρας. (οδική, σιδηροδρομική, πεζογέφυρα). <ul style="list-style-type: none"> • Μοντέλα κυκλοφορίας ανάλογα με την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση (διαφορετικά στην αστοχία από την κόπωση). 	Άμεση

T	Θερμοκρασία	<ul style="list-style-type: none"> • Ομοιόμορφη μεταβολή θερμο-κρασίας ολόκληρου του φορέα ΔTN. • Γραμμική μεταβολή θερμοκρασίας ΔTM: καθ' ύψος του φορέα ΔTM, ρos ή $\Delta TM, neg$: αν η άνω παρειά είναι θερμότερη ή ψυχρότερη της κάτω αντίστοιχα. • Συνδυασμός των δύο: $\Delta TM + 0,35\Delta TN$ και $0,75\Delta TM + \Delta TN$ 	Άμεση και Έμμεση
W	Άνεμος	<ul style="list-style-type: none"> • Αφόρτιστη γέφυρα • Φορτισμένη γέφυρα <p>Οι τιμές του ανέμου για τις δύο περιπτώσεις δίνονται συναρτήσει του ύψους της γέφυρας από το έδαφος και της απόστασης από τη θάλασσα.</p>	Άμεση
P	Προένταση	Επιβολή προέντασης μέσω επιβαλλόμενης υποχώρησης στηρίξεων.	Έμμεση
Dc	Αντικατάσταση εφεδράνων	Ανύψωση φορέα προς αντικατάσταση εφεδράνων.	Έμμεση

Ειδικές μόνιμες Δράσεις		
Σύμβολο	Περιγραφή	Είδος
S	Συστολή ξήρανσης σκυροδέματος	Έμμεση
C	Ερπυσμός σκυροδέματος	Έμμεση

Προσωρινές Δράσεις		
Σύμβολο	Περιγραφή	Είδος
K	<p>Λόγω φάσεων σκυροδέτησης. Τα φορτία του νωπού σκυροδέματος, του ξυλοτύπου και τυχόν φορείου παραλαμβάνονται μόνο από τη σιδηροδοκό, όταν αυτή δεν υποστηρίζεται. Ελάφρυνση των φορτίων λόγω της πήξης του σκυροδέματος, την αφαίρεση του ξυλοτύπου και την απομάκρυνση του φορείου.</p>	Άμεσες

Στη συνέχεια περιγράφεται ο τρόπος υπολογισμού μερικών εκ των πιο σημαντικών δράσεων.

3.3.2 Ίδιον βάρος γέφυρας

Το ίδιο βάρος της γέφυρας αποτελείται από το άθροισμα των ονομαστικών βαρών όλων των επιμέρους μελών της. Αποτελεί περίπου το 55-60% των συνολικών φορτίων που δρουν επί της κατασκευής. Χρησιμοποιώντας τις οδηγίες για τον προσδιορισμό του ίδιου βάρους σε γέφυρες από το μέρος 2.1 του EC1 και σύμφωνα με τους πίνακες πυκνοτήτων των υλικών λαμβάνουμε με ακρίβεια το ίδιο βάρος της κατασκευής μας. Μόνιμο φορτίο ασκείται επίσης στην επιφάνεια των λωρίδων κυκλοφορίας και της λωρίδας έκτακτης ανάγκης από ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο ασφαλτοτάπητα. Θεωρούμε πάχος ασφαλτοτάπητα 7cm και κατά συνέπεια έχουμε:

Σελ/ 32

$$Q_{\text{ασφαλτοτάπητα}} = 20 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,07\text{m} = 1,40 \text{ KN/m}^2$$

Στα πεζοδρόμια έχουμε επίσης μόνιμα φορτία από το επιπλέον σκυρόδεμα που τοποθετούμε για να έχουμε ανισοσταθμία από τις λωρίδες κυκλοφορίας:

$$Q_{\text{σκυροδέματος πεζοδρομίου}} = 25 \text{ KN/m}^3 (0,25 \cdot 1,65 + 0,25 \cdot 0,75) \text{ m} = 15 \text{ KN/m}^2.$$

Επιπλέον για τα πεζοδρόμια θεωρούμε ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο από κιγκλιδώματα και φωτιστικά σώματα: $q = 1 \text{ KN/m}^2$.

Το ολικό επιπλέον ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο για τα πεζοδρόμια είναι:

$$Q_{\text{πεζοδρομίου}} = 16 \text{ KN/m}^2.$$

3.3.3 Φορτία κυκλοφορίας

Τα φορτία κυκλοφορίας οφείλονται από τα επιβατικά, τα φορτηγά και τα ειδικά οχήματα (π.χ. για βιομηχανικές μεταφορές). Τα οχήματα αυτά προκαλούν κατακόρυφες και οριζόντιες, στατικές και δυναμικές φορτίσεις. Η κυκλοφορία των οχημάτων μπορεί να διαφέρει από γέφυρα σε γέφυρα ανάλογα με τη σύνθεση της

(π.χ. ποσοστό βαρέων οχημάτων), την πυκνότητα της (π.χ. μέσο ετήσιο πλήθος οχημάτων), τις συνθήκες της (π.χ. συχνότητα κυκλοφοριακής συμφόρησης), τα μέγιστα αναμενόμενα βάρη των οχημάτων και τα συνολικά αξονικά φορτία τους και όταν συντρέχει, την επιρροή της οδικής σήμανσης που περιορίζει τον κυκλοφοριακό φόρτο.

Ο υπολογισμός των φορτίων κυκλοφορίας γίνεται σύμφωνα με το μέρος 3 του Ευρωκώδικα 1, όπου προδιαγράφονται τα κινητά φορτία που επιδρούν στην οδική γέφυρα. Το κατάστρωμα πλάτους 15,0m αποτελείται από δύο πεζοδρόμια πλάτους 1,40m έκαστο, από τρεις λωρίδες κυκλοφορίας πλάτους 3,40m η καθεμία και μια λωρίδα έκτακτης ανάγκης πλάτους 2,0m. Τα φορτία κυκλοφορίας που δίνει ο Ευρωκώδικας 1 έχουν πιθανότητα υπέρβασης 5% σε 50 χρόνια για γέφυρες ανοίγματος 10m μέχρι 200m, ενώ για μεγαλύτερα ανοίγματα τα φορτία του Ευρωκώδικα 1 είναι συντηρητικά.

3.3.4 Ανεμοπίεση

Ο Ευρωκώδικας 1, μέρος 2.4 αναφέρει τον τρόπο υπολογισμού της ανεμοπίεσης επί οδικών και σιδηροδρομικών γεφυρών για άνοιγμα έως 200m. Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή άλλων δράσεων επί της κατασκευής, που είναι δυνατό να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς, καθώς και σε αλλαγές του σχήματος κατά την κατασκευή που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εσωτερική και εξωτερική πίεση. Η συνολική απόκριση της κατασκευής στη δράση του ανέμου μπορεί να θεωρηθεί ως επαλληλία μιας «βασικής» και μιας «συντονιστικής» συνιστώσας. Η βασική ενεργεί ως στατική, ενώ η συντονιστική ως δυναμική. Η δυναμική συνιστώσα συνήθως αγνοείται και ο υπολογισμός των φορτίων ανέμου γίνεται μόνο με την βασική συνιστώσα με την απλοποιημένη μέθοδο που προτείνεται στο Μέρος αυτό του Ευρωκώδικα.

Επιτρέπεται εκτός από τη μεθοδολογία που παρατίθεται στο Μέρος αυτό, να χρησιμοποιήσουμε εναλλακτικές μεθόδους, εφόσον βασίζονται σε αναλυτικές και αριθμητικές τεχνικές που έχουν επαληθευθεί. Μπορούμε επίσης να βασιστούμε σε επί τόπου μετρήσεις αλλά και σε πειραματικά αποτελέσματα (μέσα σε τούνελ αέρα), όπου

η προσομοίωση του φορέα, του περιβάλλοντος της κατασκευής και του ανέμου γίνεται με επαρκή ακρίβεια.

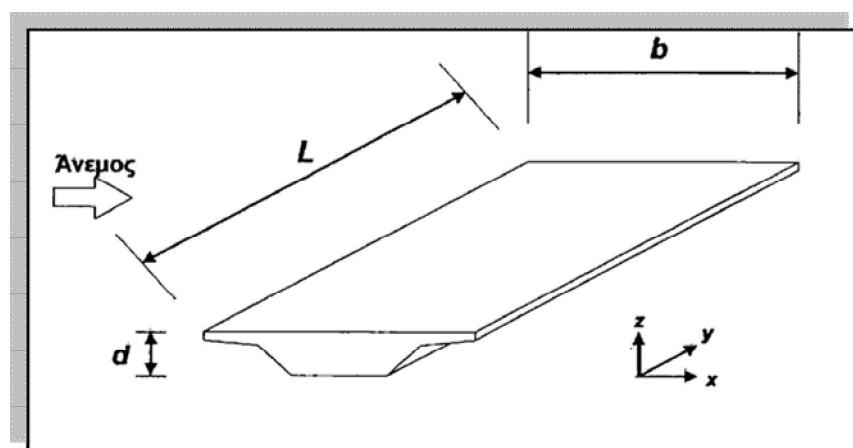
Γενικά η ύπαρξη του ανέμου στις γέφυρες δημιουργούν δυνάμεις στις διευθύνσεις x , y , και z όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.2, όπου :

X διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος,

Y διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το άνοιγμα,

Z διεύθυνση είναι η διεύθυνση κάθετα προς το κατάστρωμα.

Οι δυνάμεις (Σχήμα 14) που προκαλούνται στις διευθύνσεις x και y οφείλονται σε άνεμο που πνέει σε διαφορετικές διευθύνσεις και κανονικά δεν είναι ταυτόχρονες. Οι δυνάμεις που προκαλούνται στη διεύθυνση z μπορούν να προκύψουν από την πνοή του ανέμου σε πολλές διευθύνσεις. Εάν είναι δυσμενείς και σημαντικές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ως ταυτόχρονες με τις δυνάμεις που προκαλούνται σε κάθε άλλη διεύθυνση.



Σχήμα 14 : Ανεμοπίεση

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα στις εξωτερικές επιφάνειες της γέφυρας προκύπτουν από τη σχέση:

$$W_e = Q_{ref} * C_e(z_e) * C_{pe}$$

όπου :

Q_{ref} : η πίεση αναφοράς που αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα αναφοράς του ανέμου

$C_e(z_e)$: ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την επιρροή της τραχύτητας του περιβάλλοντος εδάφους, της τοπογραφίας και του ύψους πάνω από την επιφάνεια του εδάφους, επί της μέσης ταχύτητας του ανέμου.

C_{pe} : ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης.

3.3.5 Ερπυσμός

Ως γνωστόν, οι ιδιότητες του σκυροδέματος μεταβάλλονται με το χρόνο. Από τη μια πλευρά αυξάνεται η αντοχή του σκυροδέματος με το χρόνο αλλά από την άλλη εμφανίζονται ερπυστικές παραμορφώσεις. Όταν επιβάλλεται μια θλιπτική τάση σ_0 , το σκυρόδεμα υποβάλλεται αρχικώς σε ελαστικές παραμορφώσεις μεγέθους:

$$\varepsilon_{co} = \sigma_0 / E_{co}$$

Το τελικό μέγεθος των παραμορφώσεων σε χρόνο t είναι ίσο με:

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{co} \cdot (1 + \varphi_t)$$
 όπου

φ_t : συντελεστής ερπυσμού

Ο ερπυσμός οφείλεται στην μετακίνηση μορίων ύδατος από θέσεις μεγάλης σε θέσεις μικρότερης πίεσης και επηρεάζεται από:

- α) Από το χρόνο επιβολής της φόρτισης (όσο οι φορτίσεις επιβάλλονται σε μεγαλύτερο χρόνο από την πήξη του σκυροδέματος, τόσο μειώνονται οι ερπυστικές παραμορφώσεις).
- β) Από την πυκνότητα του σκυροδέματος (όσο αυξάνεται η πυκνότητα του σκυροδέματος τόσο μειώνονται οι ερπυστικές παραμορφώσεις).
- γ) Από την υγρασία του περιβάλλοντος (αύξηση της υγρασίας του περιβάλλοντος οδηγεί σε μείωση των ερπυστικών παραμορφώσεων).

Οι ερπυστικές παραμορφώσεις δύναται να φθάσουν στο τριπλάσιο ή και τετραπλάσιο των ελαστικών. Μπορούμε να λαμβάνουμε μέτρα για μείωση των ερπυστικών παραμορφώσεων. Τέτοια μέτρα μπορεί να είναι το όσο το δυνατό αργότερο ξεκαλούπωμα, η καθυστέρηση επιβολής της προέντασης, ώστε να έχει αποκτήσει μεγαλύτερη αντοχή του σκυροδέματος, η εξασφάλιση όσο το δυνατόν μεγαλύτερης υγρασίας του περιβάλλοντος, μέσω κάλυψης με νάilon ή με βρεγμένες λινάτσες κ.α.

Παρόμοιες όμως παραμορφώσεις δεν αναπτύσσονται μόνο στο σκυρόδεμα που βρίσκεται υπό τάση. Λαμβάνουν χώρα παραμορφώσεις που οφείλονται στη

βαθμιαία απομάκρυνση των μορίων του ύδατος από τους πόρους του σκυροδέματος. Τα μόρια αυτά δεν είναι χημικά συνδεδεμένα με το τσιμέντο και κατά συνέπεια δεν έχουν πλησιάσει τα κρύσταλλα του πήγματος μεταξύ τους.

Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται συστολή ξηράνσεως και αυξάνεται με:

- α) Με την ανάπτυξη υψηλών θερμοκρασιών και χαμηλής υγρασίας στην αρχή της πήξης.
- β) Με την αύξηση του ποσοστού τσιμέντου.
- γ) Με την μείωση του όγκου των αδρανών.
- δ) Με την αύξηση του όγκου του ύδατος.

Στις σύμμικτες κατασκευές ο χάλυβας συμπεριφέρεται ως ελαστικό υλικό, ενώ το σκυρόδεμα ως βισκοελαστικό υλικό. Αυτό έχει ως συνέπεια να παρατηρείται βαθμιαία ανακατανομή της εντάσεως από το σκυρόδεμα στο χάλυβα.

Ο συντελεστής ερπυσμού μπορεί να γραφεί ως:

$$\varphi_{(t,t_0)} = \varphi_f + \varphi_d, \text{ όπου:}$$

φ_f : συντελεστής που εκφράζει την μη αναστρέψιμη, πλαστική ερπυστική παραμόρφωση

φ_d : συντελεστής που εκφράζει την αναστρέψιμη, επιβραδυνόμενη ελαστική παραμόρφωση

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 έχουμε:

$$\varphi_f = \varphi_{f_0} (\beta_{f,t} - \beta_{f,t_0})$$

$$\varphi_d = 0.40 \varphi_{d(t-t_0)}, \text{ όπου}$$

t_0 : η ηλικία του σκυροδέματος τη στιγμή επιβολής της φόρτισης

t : η ηλικία του σκυροδέματος κατά την εξεταζόμενη χρονική στιγμή

$\varphi_{f_0} = \varphi_{f_1} \varphi_{f_2}$: βασικός συντελεστής πλαστικής ροής

φ_{f_1} : συντελεστής που εξαρτάται από το περιβάλλον

φ_{f_2} : συντελεστής που εξαρτάται από το ιδεατό πάχος του στοιχείου

β_d : συντελεστής που εκφράζει την χρονική εξέλιξη της ελαστικής παραμόρφωσης

β_f : συντελεστής που εκφράζει την χρονική εξέλιξη της μη αναστρέψιμης πλαστικής παραμόρφωσης

Το ιδεατό πάχος του στοιχείου δίνεται από τη σχέση:

$$h_0 = \lambda \cdot 2 \cdot A_c / u$$

λ : συντελεστής που εξαρτάται από το περιβάλλον

A_c : εμβαδόν διατομής σκυροδέματος

u : περίμετρος διατομής σκυροδέματος σε επαφή με την ατμόσφαιρα

Άρα, $h_0 = \lambda \cdot 2 \cdot A_c / u = 1,50 \cdot 2 \cdot 0,15 \cdot 15 / (0,15 + 0,15 + 15 + 15 - 6,20) = 0,28 \text{ m}$

Τελικώς ο συντελεστής ερπυσμού προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\Phi_{(t,t_0)} = \varphi_{f1} \cdot \varphi_{f2} \cdot (\beta_{f,t} - \beta_{f,t_0}) + 0,40 \cdot \beta_{d(t-t_0)}$$

Στον υπό μελέτη φορέα που θεωρούμε ότι βρίσκεται σε περιβάλλον με σχετική υγρασία 70%, λαμβάνουμε από τον Πίνακα 4.1 (Σύμμικτες Κατασκευές, Ι.Βάγιας):

$$\varphi_{f1} = 2 \text{ και } \lambda = 1,50$$

ενώ από το σχήμα 4.23 (σελίδα 140, Σύμμικτες Κατασκευές, Ι.Βάγιας), για $h_0 = 0,28 \text{ m}$, λαμβάνουμε $\varphi_{f2} = 1,50$

Έστω τώρα ότι $t_0 = 28$ ημέρες και $t = \infty$. Από το Σχήμα 4.25 (σελ 141, Σύμμικτες Κατασκευές, Ι.Βάγιας) με $d_w = 0,25 \text{ m}$, λαμβάνουμε:

$$\beta_{f,t} = 1,55$$

$$\beta_{f,t_0} = 1,55$$

Ο συντελεστής που εκφράζει την χρονική εξέλιξη της ελαστικής παραμόρφωσης λαμβάνεται συντηρητικά ίσος με τη μονάδα, δηλαδή $d_w = 0.25 \text{ m}$.

Συνεπώς έχουμε:

$$\Phi_{(t,t_0)} = \varphi_{f1} \cdot \varphi_{f2} \cdot (\beta_{f,t} - \beta_{f,t_0}) + 0,40 \cdot \beta_{d(t-t_0)} = 2 \cdot 1,50 \cdot (1,55 - 0,50) + 0,40 = 3,55$$

Την επιρροή του ερπυσμού μπορούμε να την λάβουμε υπόψη αν θεωρήσουμε ότι το σκυρόδεμα έχει μειωμένο μέτρο ελαστικότητας που ισούται με το αρχικό του διαιρεμένο με το συντελεστή ερπυσμού, δηλαδή :

$$E_{\text{σκυροδέματος με ερπυσμό}} = 30.000 / 3,55 = 8450 \text{ N/mm}^2.$$

3.3.6 Θερμοκρασιακές Μεταβολές

Σύμφωνα με τον EC1 οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις και θα πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται. Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα σε μια διατομή ενός στοιχείου οδηγεί στην παραμόρφωση του στοιχείου αυτού. Όταν η παραμόρφωση αυτή παρεμποδίζεται καθ' οποιονδήποτε τρόπο, αναπτύσσονται τάσεις στο στοιχείο. Ανάλογοι έλεγχοι πρέπει να γίνονται και στα στοιχεία στήριξης της κατασκευής (π.χ. στα εφέδρανα), ώστε αφ' ενός να εξασφαλισθεί η ασφαλής μεταφορά των πρόσθετων δράσεων κι αφ' ετέρου να αντιμετωπισθεί η επαύξηση της έντασης στην κατασκευή. Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών θερμοκρασιακών μεταβολών, τα καταστρώματα γεφυρών κατασπονται ως ακολούθως:

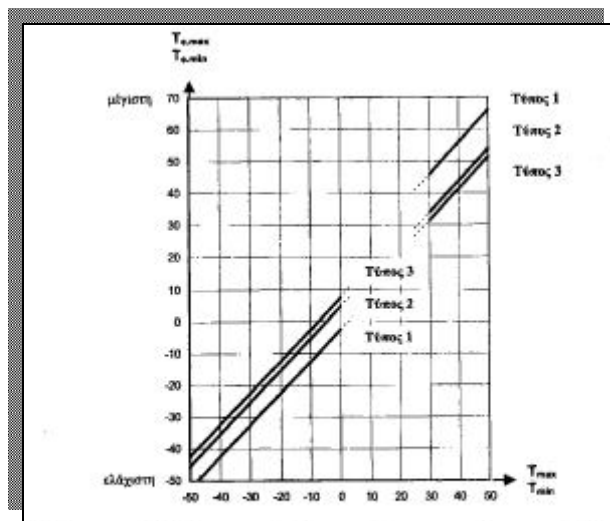
Τύπος 1: Χαλύβδινο δάπεδο επί κιβωτιοειδών ή ανοικτών ή δικτυώτων δοκών από χάλυβα.

Τύπος 2: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί κιβωτιοειδών ή ανοικτών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα.

Τύπος 3: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί ανοικτών ή κιβωτιοειδών δοκών από σκυρόδεμα.

Για την ομοιόμορφη συνιστώσα, η ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό την σκιά (T_{\min}) και η μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά (T_{\max}) για τη θέση του έργου θα προσδιορίζονται από ισοθερμικές καμπύλες. Η ελάχιστη και η μέγιστη

συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας ($T_{e,min}$) και ($T_{e,max}$) αντίστοιχα προσδιορίζονται βάσει βιβλιογραφίας από το Σχήμα 15 .



Σχήμα 15: Σχέση μεταξύ ελάχιστης και μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά (T_{min}/T_{max}) και ελάχιστης/μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας γεφυρών ($T_{e,min}, T_{e,max}$)

Οι τιμές του παραπάνω σχήματος βασίζονται σε ημερήσια εύρη θερμοκρασίας 10°C . Η αρχική θερμοκρασία της γέφυρας (T_0) κατά τον χρόνο εκδήλωσης της παρεμπόδισης μπορεί να ληφθεί από το Παράρτημα Α για τον υπολογισμό της συστολής έως την ελάχιστη συνιστώσα της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας και της διαστολής έως την μέγιστη συνιστώσα της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας.

Συνεπώς, για συστολή η χαρακτηριστική τιμή του μεγίστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας $\Delta T_{N,con}$, θα πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

Και για τη διαστολή η χαρακτηριστική τιμή του μεγίστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας $\Delta T_{N,exp}$ θα πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_o$$

Το συνολικό εύρος της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας είναι

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min}$$

Για τη γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας, η οποία είναι αποτέλεσμα θέρμανσης και ψύξης του καταστρώματος μέσα σε μια ορισμένη χρονική περίοδο, κατά την οποία εμφανίζεται μια μέγιστη θετική και μια μέγιστη αρνητική μεταβολή της θερμοκρασίας, οι χαρακτηριστικές τιμές της γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας δίνονται από τον ακόλουθο Πίνακα 5 .

Τύπος καταστρώματος	Άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω	Κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρωμα	18	13
Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρωμα	15	18
Τύπος 3: Κατάστρωμα από Ω.Σ.:		
- κιβωτοειδής διατομή	10	5
- δοκός	15	8
- πλάκα	15	8
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα αντιπροσωπεύουν άνω οριακές τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις γεωμετρίας γεφυρών.		
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα βασίζονται σε πάχος επικραυειακής στρώσης 50mm για οδογεφυρές και σιδηροδρομικές γέφυρες. Για διαφορετικού πάχους επικραυειακές στρώσεις οι τιμές αυτές θα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή k_{eff} . Συνιστώμενες τιμές για τον k_{eff} δίνονται στον Πίνακα 6.2.		

Πίνακας 5: Συνιστώμενες τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για διάφορους τύπους καταστρώματος οδογεφυρών, πεζογεφυρών και σιδηροδρομικών γεφυρών

3.4. Οριακές Καταστάσεις και Συνδυασμοί Δράσεων

3.4.1 Οριακές Καταστάσεις

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με:

- την ασφάλεια των ανθρώπου και / ή
- την ασφάλεια του φορέα

και αφορούν:

- την απώλεια ισορροπίας του, θεωρούμενου ως άκαμπτου, σώματος φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του
- την αντοχής των διατομών
- την ευστάθεια των μελών (λυγισμός ράβδων, κύρτωση πλακοειδών στοιχείων)
- τη διατμητική σύνδεση και
- την κόπωση (μητρικό υλικό χάλυβα, συγκολλήσεις, διατμητικούς συνδέσμους)

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας τα εντατικά μεγέθη προσδιορίζονται με ελαστική ανάλυση χωρίς ανακατανομή ροπών. Για το περιορισμό της ρηγμάτωσης προβλέπεται κατάλληλος ελάχιστος οπλισμός και περιορισμός των διαμέτρων και των αποστάσεων των οπλισμών.

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας σχετίζονται με:

- τη λειτουργία ενός φορέα ή ενός δομικού μέλους υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης
- την άνεση των χρηστών και
- την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών

και αφορούν:

- την διατμητική σύνδεση
- τις παραμορφώσεις
- και τις ταλαντώσεις

3.4.2. Συνδυασμοί Δράσεων

➤ Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

i. Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός :
$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{1i} \cdot Q_{ki}$$

ii. Μη συχνός συνδυασμός :
$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

iii. Συχνός συνδυασμός :
$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

iv. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός :
$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

➤ Οριακή κατάσταση αστοχίας

i. Βασικοί συνδυασμοί :
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gi} \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

ii. Τυχηματικοί συνδυασμοί Α :
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} + \gamma_{PA} \cdot P_k + A_d + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

iii. Σεισμικοί συνδυασμοί Ε :
$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma \cdot A_{Ed} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + Q_2$$

G_{kj}	είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P_k	είναι η χαρακτηριστική τιμή της προεντάσεως
Q_{ki}	είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
A_d	είναι η χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{Gj}, \gamma_{GAj}$	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_p, γ_{PA}	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
γ_{Qi}	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
γ_1	είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας
$\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$	είναι οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Κεφάλαιο 4

Προσομοιώματα Φορέα Σύμμικτης Γέφυρας

4.1. Γεωμετρία Φορέα

Όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, η υπό μελέτη σύμμικτη κιβωτιοειδή γέφυρα έχει άνοιγμα 50m. Για λόγους ευκολότερης σύγκρισης των τριών προσομοιωμάτων έχει επιλεγεί να μην σχεδιάσουμε διαμήκεις ή εγκάρσιες ενισχύσεις καθώς και διαφράγματα στις στηρίξεις. Το πάχος των ελασμάτων στο άνω πέλμα, στον κορμό και στο κάτω πέλμα είναι 2 , 2.15 , 5 εκ αντίστοιχα. Το δε κατάστρωμα έχει πλάτος 15m και πάχος 30 εκ.

4.2. Προσομοίωμα Σύμμικτης Γέφυρας με Πεπερασμένα Στοιχεία

4.2.1 Εισαγωγή – Αξιοπιστία Μεθόδου

Η **Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων (Finite Elements Method)** αποτελεί εδώ και μεγάλο χρονικό διάστημα ένα ισχυρό εργαλείο για την αριθμητική επίλυση ενός μεγάλου φάσματος προβλημάτων μηχανικού. Οι εφαρμογές εκτείνονται από την παραμόρφωση και ανάλυση τάσεων σε αυτοκίνητα, αεροπλάνα, κτίρια και γέφυρες, μέχρι την ανάλυση πεδίων ροής θερμότητας, ροής υγρών, μαγνητικής ροής, υπόγειας ροής και άλλων προβλημάτων ροής. Με τις εξελίξεις στην τεχνολογία των Η/Υ και των συστημάτων CAD, σύνθετα προβλήματα μπορούν να μοντελοποιηθούν πολύ εύκολα. Διάφορες εναλλακτικές συνθέσεις μπορούν να δοκιμαστούν σε έναν Η/Υ πριν κατασκευαστεί το πρώτο πρωτότυπο τους. Όλα αυτά υποδεικνύουν την ανάγκη να διατηρήσουμε την επαφή μας με αυτές τις εξελίξεις, κατανοώντας τη βασική θεωρία, τις τεχνικές μοντελοποίησης και τις υπολογιστικές έννοιες της Μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων. Σε αυτή τη μέθοδο ανάλυσης, μια περίπλοκη περιοχή, η

οποία ορίζει ένα συνεχές, διακριτοποιείται σε απλά γεωμετρικά σχήματα, τα οποία ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία (finite elements). Οι ιδιότητες των υλικών και οι διέπουσες σχέσεις θεωρούνται πάνω σε αυτά τα στοιχεία και εκφράζονται σε όρους των άγνωστων τιμών στις γωνίες των στοιχείων. Μια διαδικασία σύνθεσης, η οποία καταλλήλως θεωρεί τα φορτία και τους περιορισμούς, έχει ως αποτέλεσμα ένα σύνολο εξισώσεων. Η λύση αυτών των εξισώσεων δίνει την κατά προσέγγιση συμπεριφορά του συνεχούς.

Σε κάθε στάδιο όμως της προσομοίωσης του φορέα με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων υπάρχει ο κίνδυνος παρείσφρησης σφαλμάτων, τα οποία ανάλογα με τη σοβαρότητα τους μπορεί να επηρεάσουν σημαντικά την αξιοπιστία της ανάλυσης. Τα σφάλματα αυτά διακρίνονται σε:

- **Σφάλματα προσομοίωσης**, τα οποία επηρεάζονται από τον βαθμό πιστότητας του φορέα προς την κατασκευή είναι:
 - Προσομοίωση μελών του φορέα (δοκοί, πλάκες, τοιχεία, κελύφη κλπ.)
 - Επιλογή συνοριακών συνθηκών
 - Προσομοίωση φορτίων
- **Σφάλματα διακριτοποίησης**, που εξαρτώνται από τον τύπο και την πυκνότητα του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων είναι:
 - Επιλογή πεπερασμένων στοιχείων
 - Μορφή δικτύου πεπερασμένων στοιχείων
 - Αριθμητική ολοκλήρωση μητρώου δυσκαμψίας διανύσματος ισοδύναμων δράσεων
 - Μη γραμμικές παραδοχές κινηματικών συνθηκών και καταστατικών σχέσεων
- **Αριθμητικά σφάλματα**, που εξαρτώνται από την πεπερασμένη ακρίβεια με την οποία εκτελούνται οι πράξεις από τον Η/Υ και τα οποία είναι δυνατό να αλλοιώσουν σημαντικά τα τελικά αποτελέσματα είναι:
 - Σφάλματα αποκοπής κατά τη μόρφωση των εξισώσεων
 - Σφάλματα στρογγύλευσης κατά την επίλυση των εξισώσεων

Ο έλεγχος των αριθμητικών αποτελεσμάτων είναι απαραίτητος διότι είναι πολύ εύκολο να γίνουν λάθη κατά την προσομοίωση της κατασκευής. Αρχικά ελέγχουμε τις μετατοπίσεις και συγκρίνουμε την παραμορφωμένη γεωμετρία του

φορέα με την αναμενόμενη λόγω της συγκεκριμένης φόρτισης και των συνθηκών στηρίξεως. Στη συνέχεια, ελέγχουμε την κατανομή των τάσεων στον φορέα. Εάν ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων που διαθέτουμε έχει τη δυνατότητα εξομάλυνσης των τάσεων στους κόμβους, αυτή θα πρέπει να αποφεύγεται, γιατί έτσι χάνονται πληροφορίες ως προς την επάρκεια του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων. Αν στην κατανομή τάσεων εμφανίζονται σημαντικές ασυνέχειες, μπορούμε να καταλήξουμε στο συμπέρασμα ότι το δίκτυο είναι ανεπαρκές.

Αν έχουμε μια πολύπλοκη κατασκευή με πολύπλοκη συμπεριφορά ή αριθμητικό προσομοίωμα με πολλούς βαθμούς ελευθερίας, θα πρέπει να προσεγγίζεται προσεκτικά και σταδιακά. Είναι προτιμότερο να αρχίζουμε την ανάλυση με ειδικές περιπτώσεις συνοριακών συνθηκών και φόρτισης, με αραιό αρχικά δίκτυο και αφού βεβαιωθούμε για την ορθότητα των επιλογών μας μπορούμε να προχωρήσουμε σε πιο λεπτομερή δίκτυα.

4.2.2. Πρόγραμμα Πεπερασμένων Στοιχείων SAP 2000

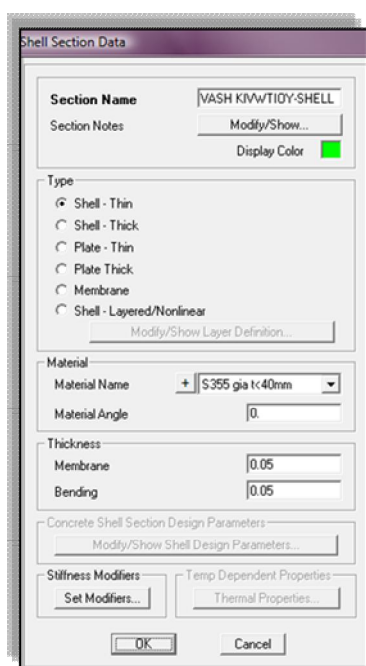
Η προσομοίωση και η ανάλυση του φορέα θα υλοποιηθεί με την βοήθεια του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP 2000 v14.1. Η διαδικασία που θα ακολουθηθεί είναι η εξής:

- Εισαγωγή δεδομένων γεωμετρίας φορέα
- Επιλογή ποιότητας υλικών
- Εισαγωγή δεδομένων όλων των διατομών που χρησιμοποιούνται
- Διαμελισμός του φορέα σε ισοδύναμο σύστημα πεπερασμένων στοιχείων
- Ορισμός συνοριακών συνθηκών
- Επιβολή των αντίστοιχων φορτίων
- Επεξεργασία αποτελεσμάτων και λήψη αποτελεσμάτων που μας ενδιαφέρουν

4.2.3. Εφαρμογή της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων στον φορέα

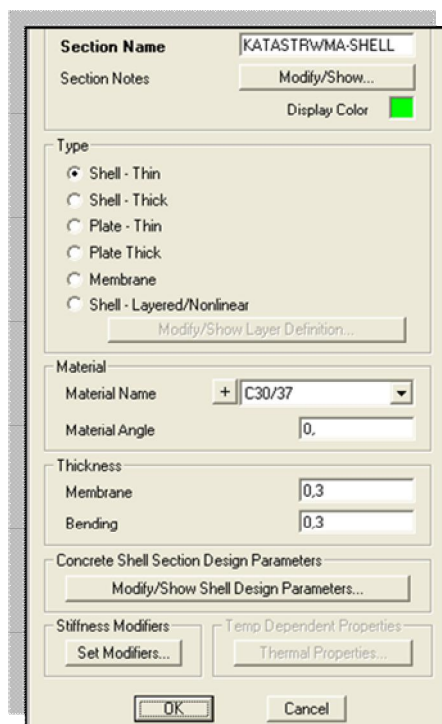
Βασική επιδίωξη του προσομοιώματος των πεπερασμένων στοιχείων είναι να προσομοιώσει την σύμμικτη συμπεριφορά της κιβωτιοειδούς γέφυρας μεταξύ χαλύβδινης σιδηροδοκού και πλάκας καταστρώματος από σπλισμένο σκυρόδεμα. Για την προσομοίωση των ελασμάτων πέλματος και κορμών της χαλύβδινης σιδηροδοκού θα χρησιμοποιήσουμε πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης έντασης - παραμόρφωσης (shell-thin elements). Στην περίπτωση της επίπεδης έντασης η διάσταση ενός ολόσωμου φορέα κατά την μια διεύθυνση Z είναι πολύ μικρότερη σε σχέση με τις δυο άλλες διευθύνσεις X και Y, ενώ δεν ασκούνται φορτία κατά την διάσταση Z, ούτε στις άνω και κάτω επιφάνειες του φορέα τις παράλληλες με το επίπεδο XY. Το πάχος του ελάσματος της σιδηροδοκού είναι κατά πολύ μικρότερο σε σχέση με το πλάτος και μήκος της χαλύβδινης σιδηροδοκού και κατά συνέπεια η προσομοίωση θεωρείται επιτυχής. Το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων επίπεδης έντασης - παραμόρφωσης αποτελείται από στοιχεία $0.25 \times 0.25 \text{ m}$ (Σχήμα 16), όση δηλαδή και η απόσταση μεταξύ των διατμητικών ήλων στην εγκάρσια και διαμήκη διεύθυνση. Στις θέσεις του άκρου του χαλύβδινου άνω πέλματος που μειώνεται η απόσταση των διατμητικών ήλων κεφαλής, λόγω των ελάχιστων αποστάσεων βάσει του κανονισμού, έχουμε αντίστοιχη πύκνωση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων επίπεδης έντασης - παραμόρφωσης.

Σελ/ 46



Σχήμα 16 : Πεπερασμένα στοιχεία κάτω πέλματος διατομής κιβωτίου

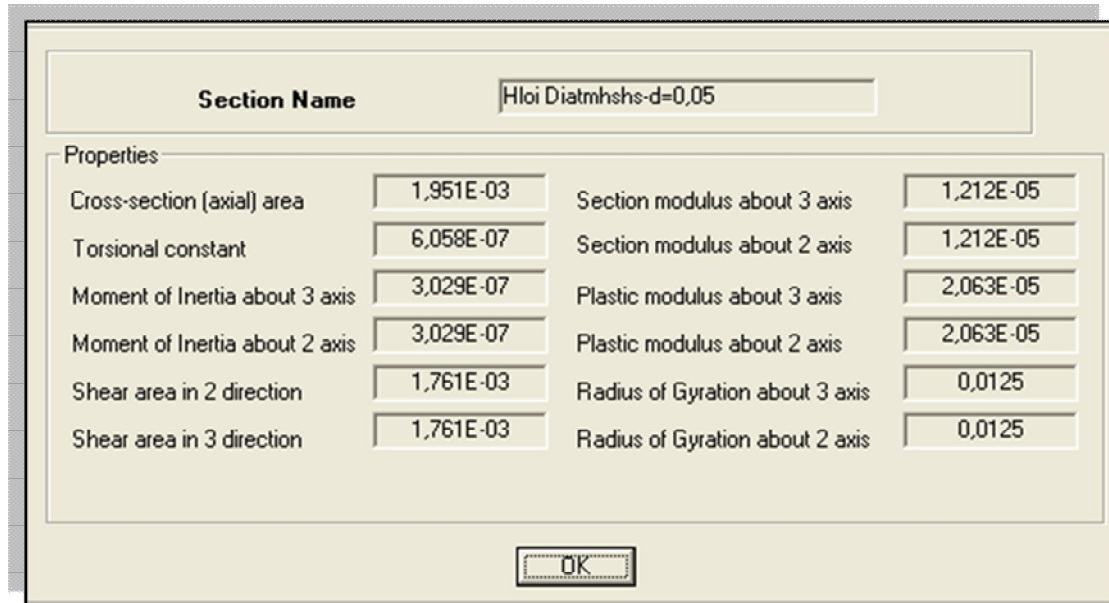
Για την προσομοίωση των στοιχείων της πλάκας του καταστρώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιούμε επίσης πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης έντασης - παραμόρφωσης (shell-thin elements) διαστάσεων 0,25x0,25 m και πάχος πλάκας 0,30 m (Σχήμα 17).



Σχήμα 17 : Πεπερασμένα στοιχεία καταστρώματος

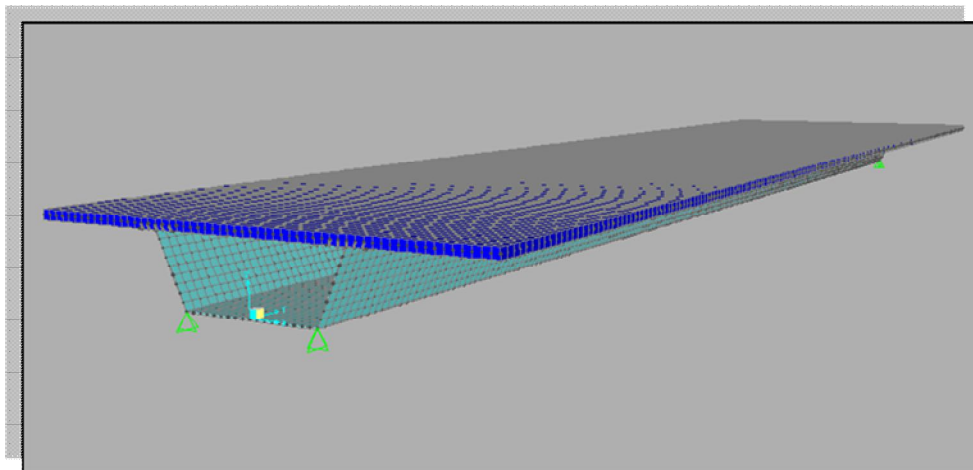
Με τον τρόπο αυτό θα δημιουργήσουμε κοινό κόμβο μεταξύ του κάτω του πεπερασμένου στοιχείου της πλάκας καταστρώματος με τον άνω κόμβο των διατμητικών ήλων που συγκολλούνται στο άνω χαλύβδινο πέλμα της τραπεζοειδούς διατομής.

Για την προσομοίωση των διατμητικών ήλων κεφαλής, που συντελούν στη διατμητική σύνδεση πλάκας καταστρώματος με το άνω χαλύβδινο πέλμα κιβωτιοειδούς διατομής χρησιμοποιούμε ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία (beam elements) διαμέτρου $d=0.05$ m και μήκος $h=0,15$ m (Σχήμα 18). Τα ραβδωτά αυτά στοιχεία μοιράζονται κοινούς κόμβους στο άνω πέλμα της χαλύβδινης κιβωτιοειδούς διατομής και στο μέσο της πλάκας του καταστρώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα. Με τον τρόπο αυτό το μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων προσεγγίζει την σύμμικτη λειτουργία του υπό μελέτη φορέα.



Σχήμα 18 : Ορισμός ήλων διάτμησης στο SAP 2000

Για τον προσδιορισμό των συνοριακών συνθηκών του φορέα ορίζουμε τις στηρίξεις ως αρθρώσεις στα άκρα του κάτω πέλματος κιβωτίου. Το προσομοίωμα των πεπερασμένων στοιχείων φαίνεται στο σχήμα 19.

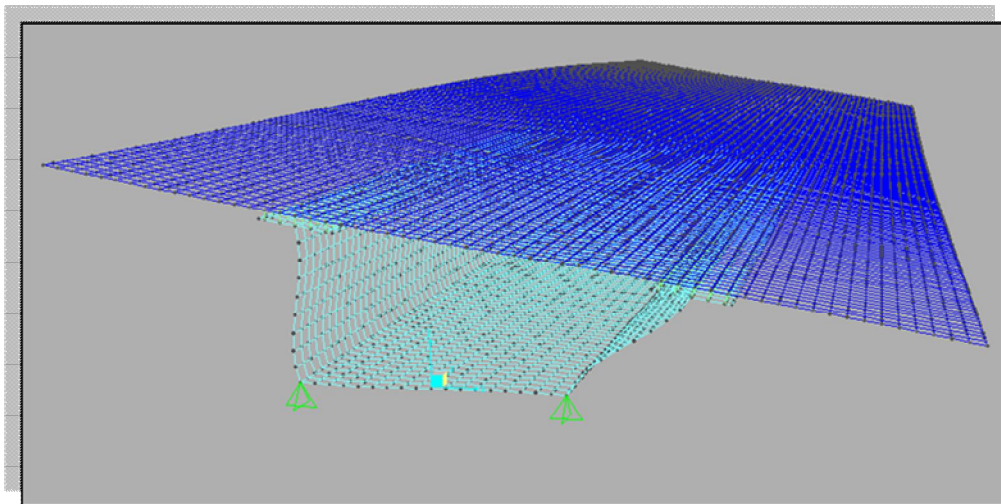


Σχήμα 19 : Προσομοίωμα φορέα με πεπερασμένα στοιχεία στο SAP 2000

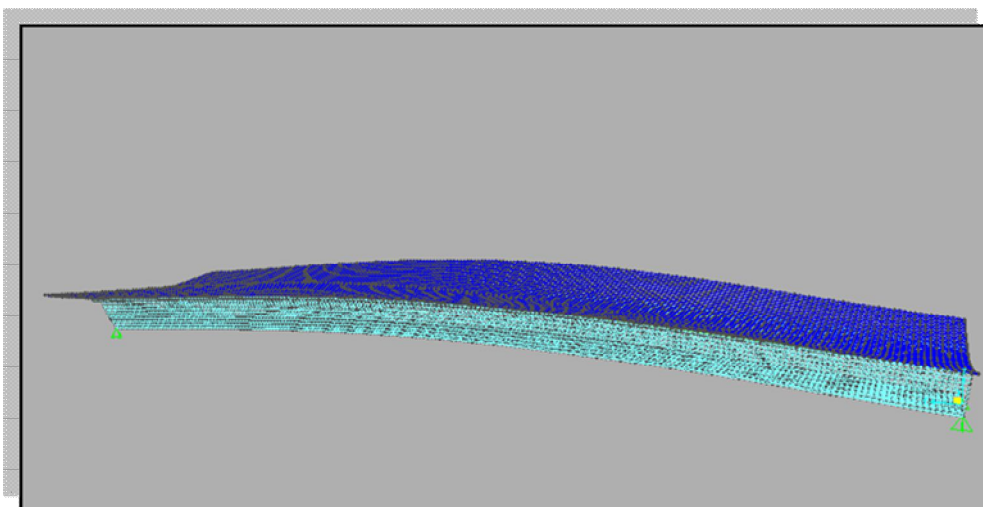
4.2.4. Αποτελέσματα ανάλυσης της Μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων

Στο υποκεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται γραφικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης του προσομοιώματος. Ακολουθούν τα γραφήματα των 5 πρώτων ιδιομορφών, οι αντιδράσεις στήριξης του φορέα λόγω ιδίου βάρους, η βύθιση στο μέσον του ανοίγματος λόγω ιδίου βάρους, συγκεντρωμένου καμπτικού φορτίου ($P=1000$ KN) και ομοιόμορφου καμπτικού φορτίου ($P= 60$ KN), η στροφή στο μέσον του ανοίγματος λόγω εφαρμογής έκκεντρου συγκεντρωμένου φορτίου ($P=1000$ KN) και έκκεντρου ομοιόμορφου φορτίου ($P= 60$ KN).

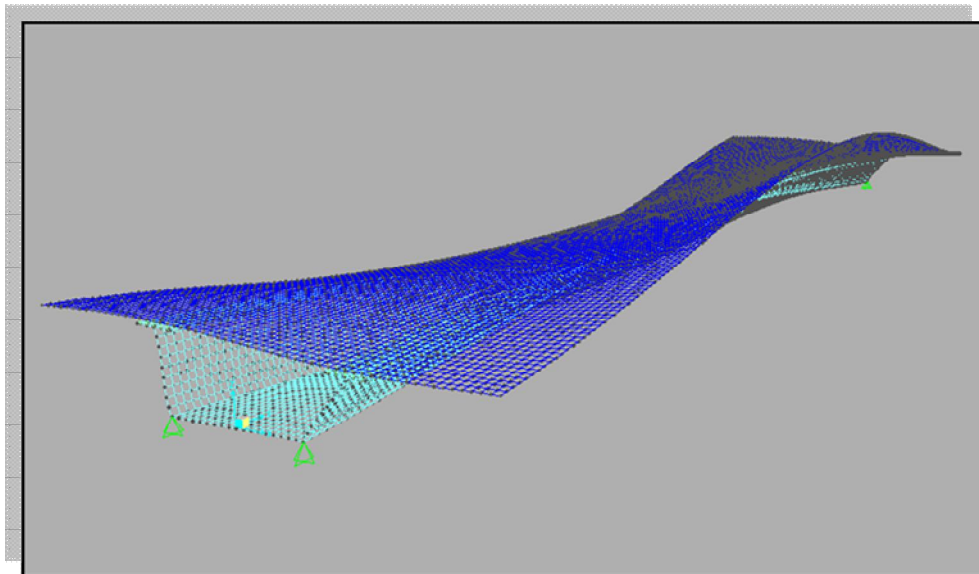
Σελ/ 49



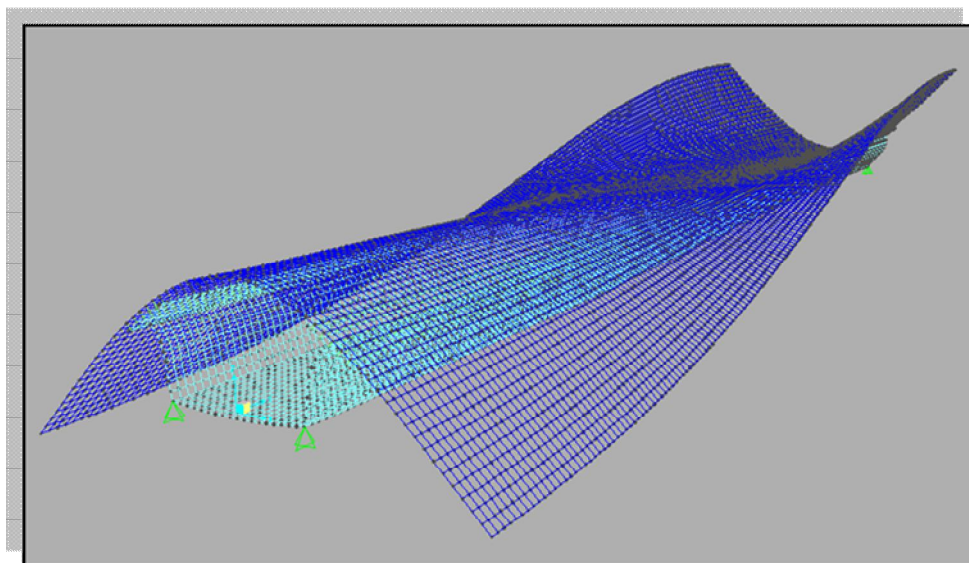
Σχήμα 20 : 1^η Ιδιομορφή , $f_1= 0,48$ Hz



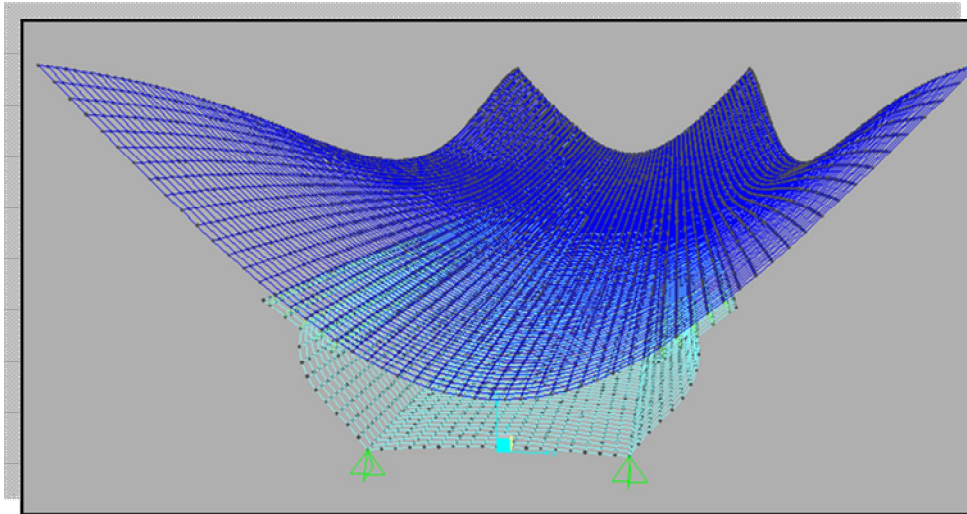
Σχήμα 21 : 2^η Ιδιομορφή , $f_2= 1,59$ Hz



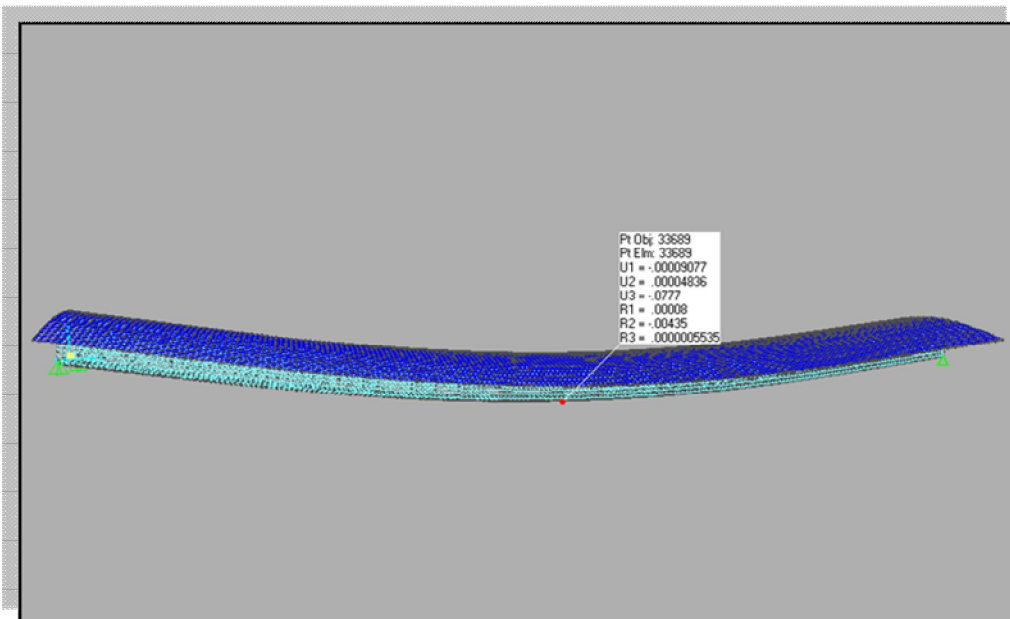
Σχήμα 22 : 3^η Ιδιομορφή , $f_3= 2,105$ Hz



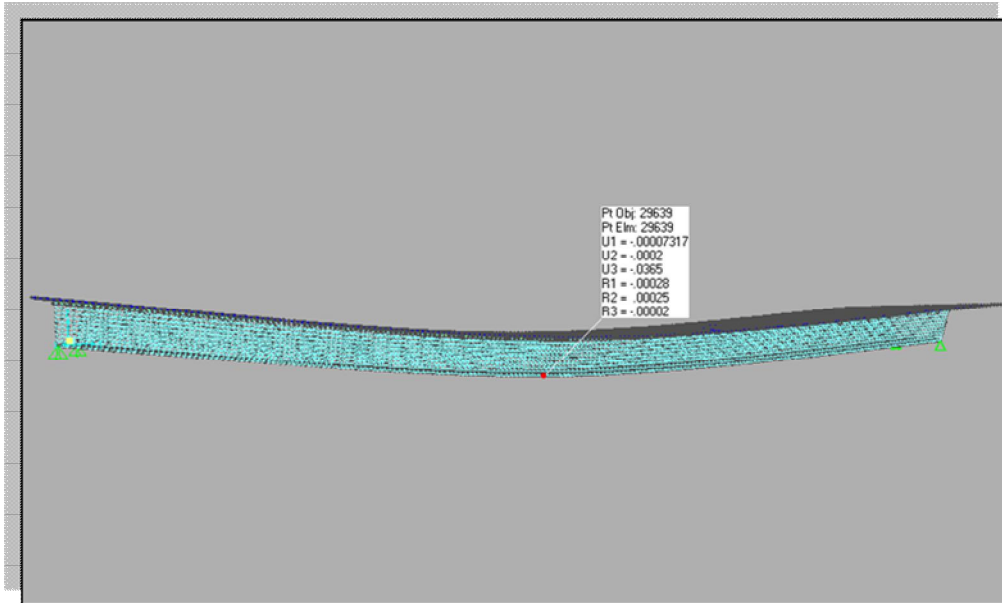
Σχήμα 23 : 4^η Ιδιομορφή , $f_4= 2,636$ Hz



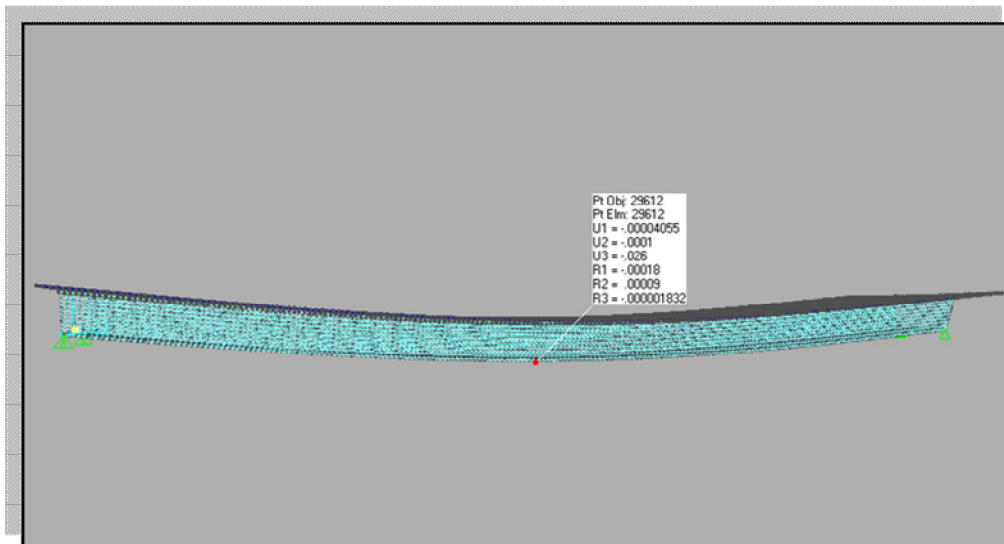
Σχήμα 24 : 5^η Ιδιομορφή , $T_5 = 2,72$ Hz



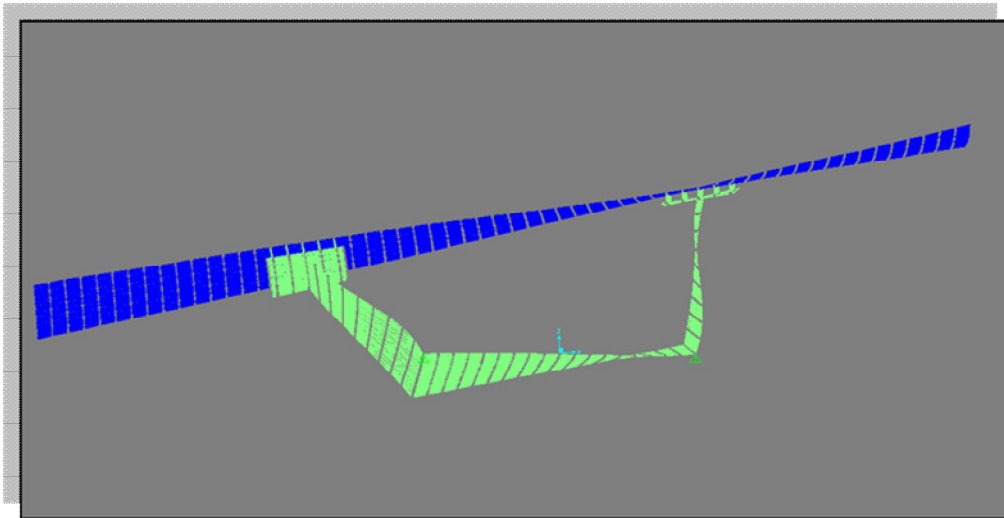
Σχήμα 25 : Μέγιστη βύθιση λόγω ιδίου βάρους , $w = 0.1114$ m.



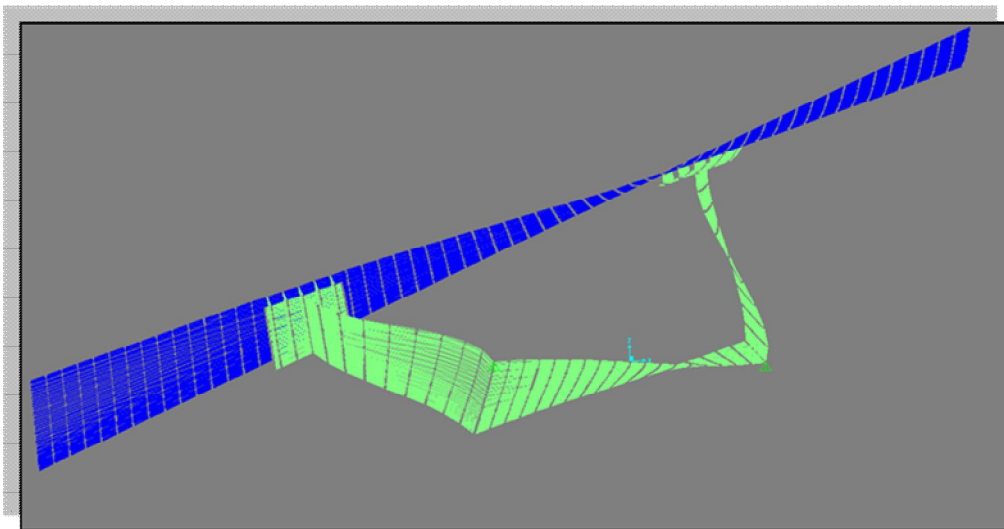
Σχήμα 26 : Μέγιστη βύθιση λόγω συγκεντρωμένου καμπτικού φορτίου ($P=1000$ KN),
 $w = 0.0519$ m.



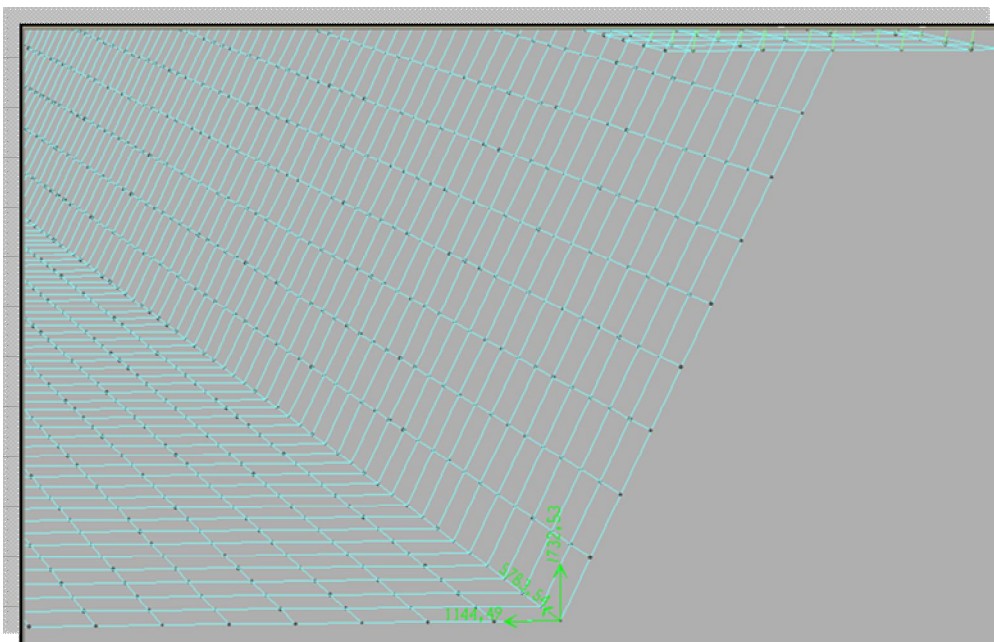
Σχήμα 27 : Μέγιστη βύθιση λόγω ομοιόμορφου καμπτικού φορτίου ($P=60$ KN),
 $w = 0.0771$ m



Σχήμα 28 : Στροφή λόγω έκκεντρου ομοιόμορφου φορτίου ($P= 60\text{KN/m}$), $U_{z1} = -0.1075$ m και $U_{z2} = 0.0316$ m



Σχήμα 29 : Στροφή λόγω έκκεντρου συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσον του ανοίγματος, $U_{z1} = 0.01255$ m και $U_{z2} = -0.0638$ m



Σχήμα 30 : Αντιδράσεις Στήριξης για ίδιον βάρος ($R_z=1732,53$ KN)

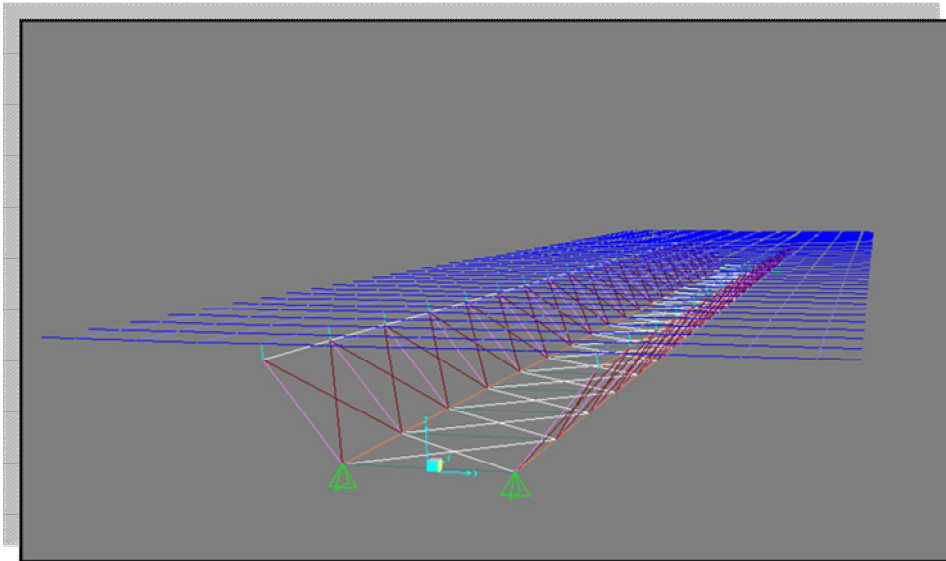
4.3. Προσομοίωμα Σύμμικτης Γέφυρας με μέλη Χωροδικτύωματος

4.3.1 Διαδικασία Μόρφωσης του φορέα με χωροδικτύωμα.

Στο υποκεφάλαιο αυτό, προσομοιώνουμε το φορέα της γέφυρας με μέλη χωροδικτύωματος. Η επιθυμία μας είναι να προσπαθήσουμε να αποφύγουμε μειονεκτήματα των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης, δηλαδή της εσχάρας δοκών και της μεθόδου ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία. Στην πρώτη δε περίπτωση, παρουσιάζονται προβλήματα προσομοίωσης της εκκεντρότητας των μελών, της στρεπτικής παραμόρφωσης και είναι δύσκολο να ληφθούν υπόψιν φαινόμενα λυγισμού. Όσον αφορά, τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, πρόκειται για μια διαδεδομένη επιλογή επίλυσης φορέων γέφυρας αλλά απαιτεί περισσότερη προσπάθεια και χρόνο φυσικά. Το πλήθος των δεδομένων είναι τεράστιο ενώ τα αποτελέσματα δύσκολο να εκτιμηθούν ολοκληρωτικά. Επιπλέον, οι 'παγίδες' είναι πολλές που καλούμαστε να αποφύγουμε, όπως η επιλογή της μορφής των πεπερασμένων, το σχήμα τους και το μέγεθος της διακριτοποίησης. Επομένως, με

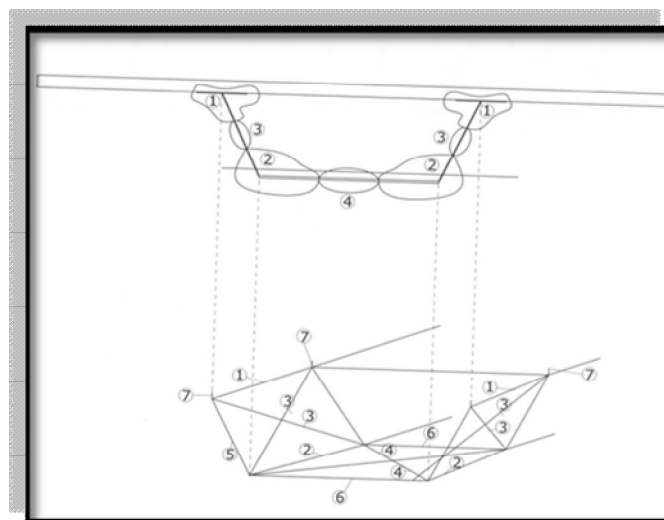
τη μέθοδο του χωροδικτύωματος προτείνεται μια εναλλακτική επιλογή για τους μελετητές, οι οποίοι θα έχουν τη δυνατότητα να τροποποιούν εύκολα τη μελέτη στα διάφορα στάδια κατασκευής. Τα αποτελέσματα της εν λόγω ανάλυσης για το συγκεκριμένο φορέα γέφυρας (κιβωτιοειδής σύμμικτη γέφυρα) θα συγκριθεί με τις προαναφερθείσες μεθόδους ανάλυσης στο επόμενο κεφάλαιο.

Ο φορέας προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα SAP 2000 και παρουσιάζεται στο Σχήμα 31.



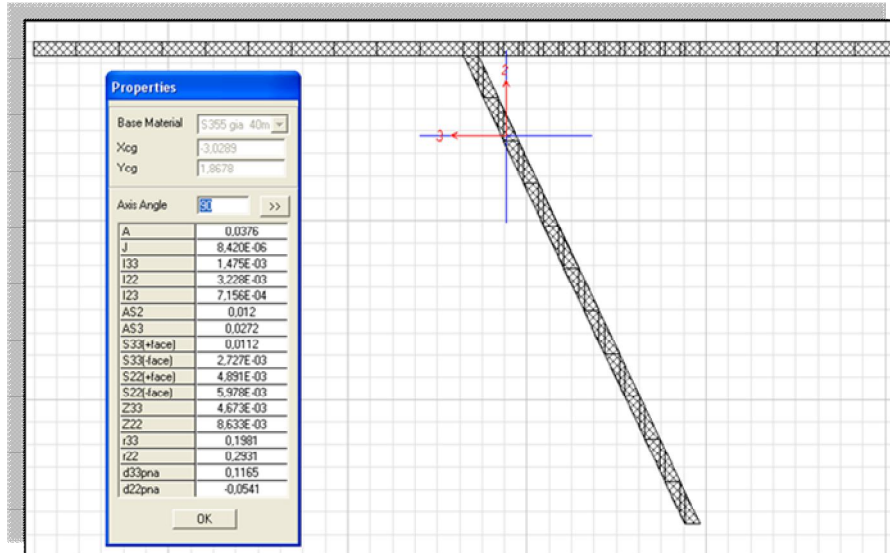
Σχήμα 31 : Προσομοίωση φορέα με μέλη χωροδικτύωματος

Κατά τη διαδικασία μόρφωσης του χωροδικτύωματος, χωρίζουμε τους κορμούς το άνω και κάτω πέλμα της διατομής του κιβωτίου σε τρία ισομήκη τμήματα όπως φαίνεται στο ακόλουθο Σχήμα 32.



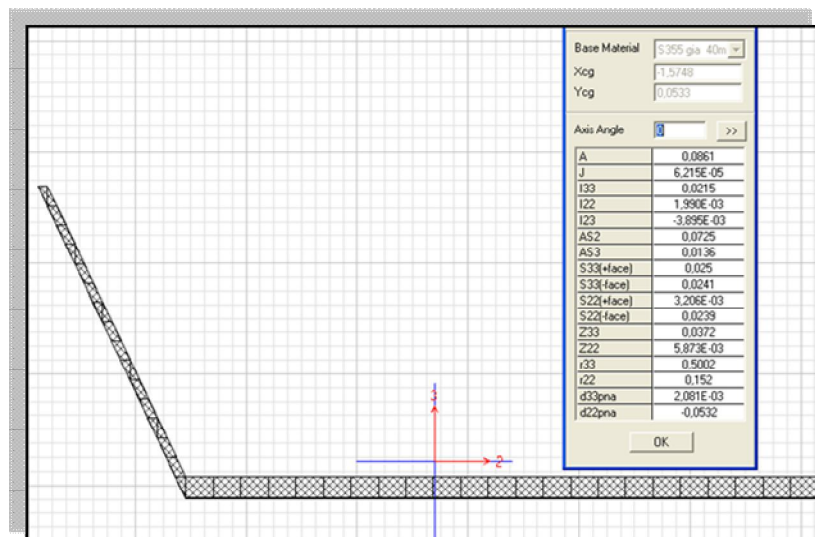
Σχήμα 32 : Τρόπος μόρφωσης μελών χωροδικτύωματος

- Η δοκός 1 αποτελείται από το άνω πέλμα και το 1/3 του κορμού της διατομής του κιβωτίου (Σχήμα 33).



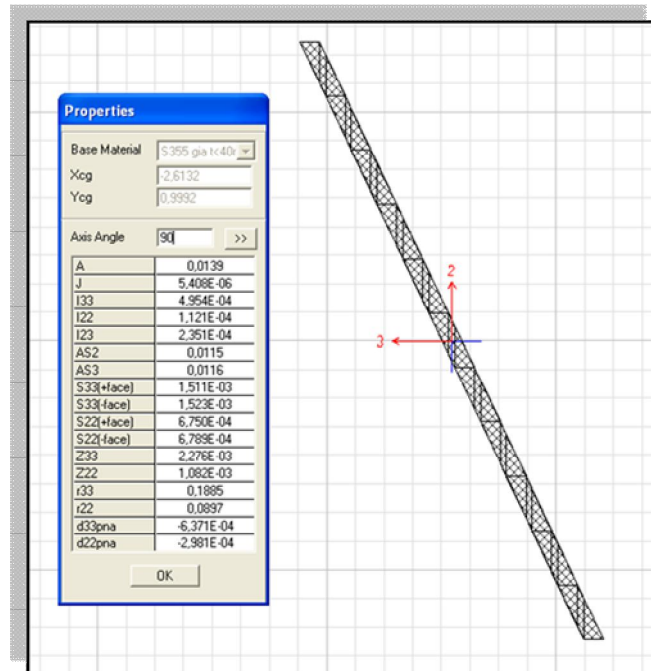
Σχήμα 33 : Διατομή Δοκού 1

- Η δοκός 2 αποτελείται από το 1/3 του κορμού και το 1/3 του κάτω πέλματος της διατομής του κιβωτίου (Σχήμα 34).



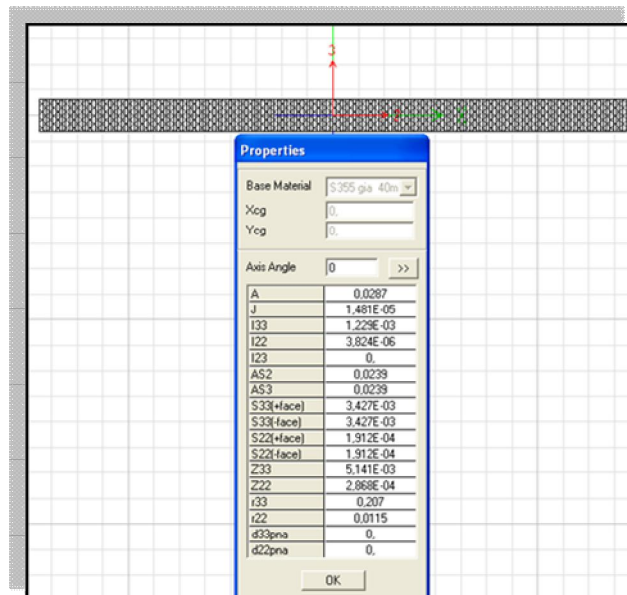
Σχήμα 34 : Διατομή Δοκού 2

- Οι χιαστοί ράβδοι 3 (εκ των οποίων η μία εισάγεται αβαρής) αποτελούνται από το μεσαίο 1/3 του κορμού της διατομής του κιβωτίου (Σχήμα 35).



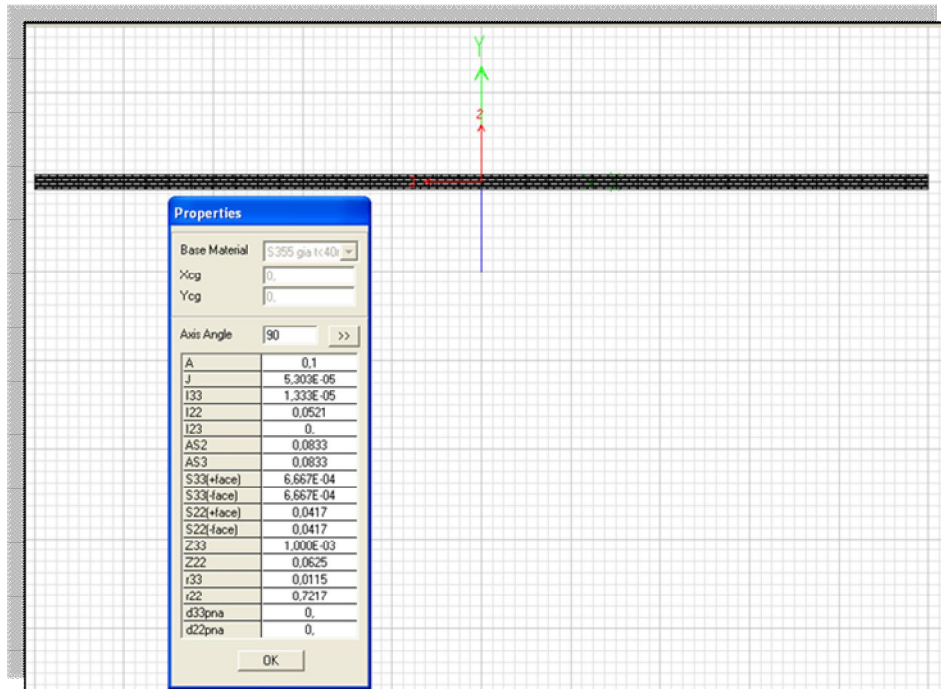
Σχήμα 35: Χιαστοί ράβδοι κορμού κιβωτίου

- Οι χιαστοί ράβδοι 4 (εκ των οποίων η μία εισάγεται αβαρής) αποτελούνται από το μεσαίο 1/3 του πέλματος της διατομής του κιβωτίου (Σχήμα 36).



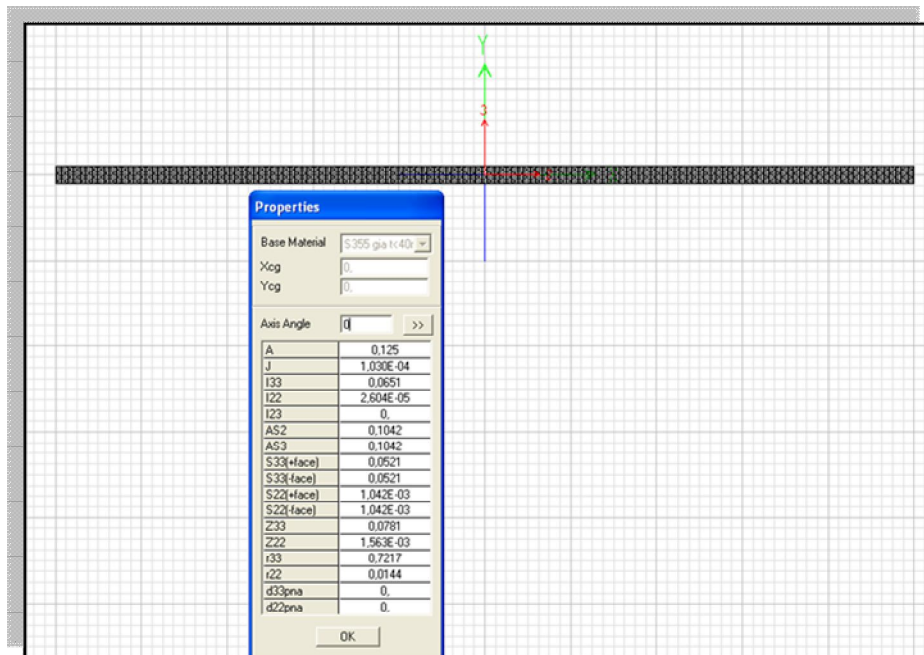
Σχήμα 36 : Χιαστοί ράβδοι κάτω πέλματος κιβωτίου

- Η δοκός 5 είναι ορθογωνικής διατομής διαστάσεων $S \times t$, όπου $S=2.50$ m και $t= 0,02$ m δηλαδή όσο το πάχος του κορμού (Σχήμα 37).



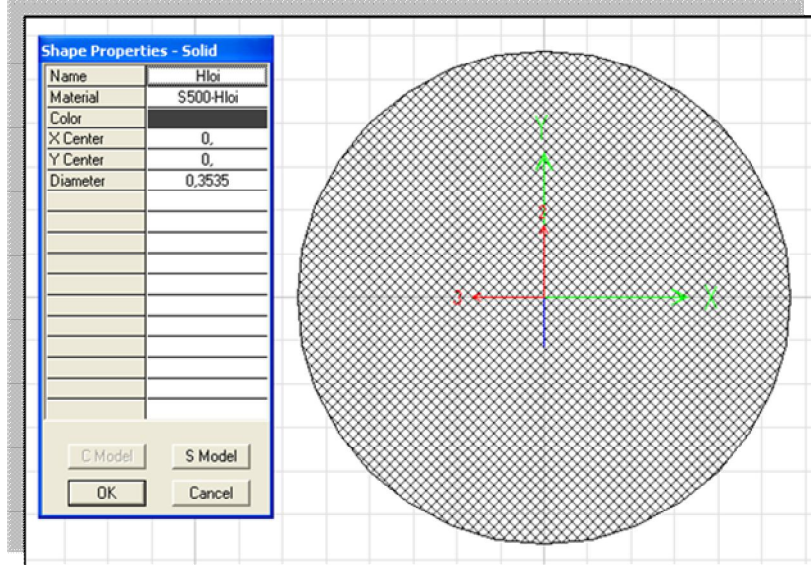
Σχήμα 37 : Δοκός 5

- Η δοκός 6 είναι ορθογωνικής διατομής διαστάσεων $S \times t$, όπου $S=2.50$ m και $t= 0,05$ m δηλαδή όσο το πάχος του κάτω πέλματος (Σχήμα 38).



Σχήμα 38 : Δοκός 6

- Η δοκός 7 αντιστοιχεί στον ισοδύναμο ήλο διάτμησης, είναι κυκλικής διατομής διαμέτρου 35,55 cm (Σχήμα 39).



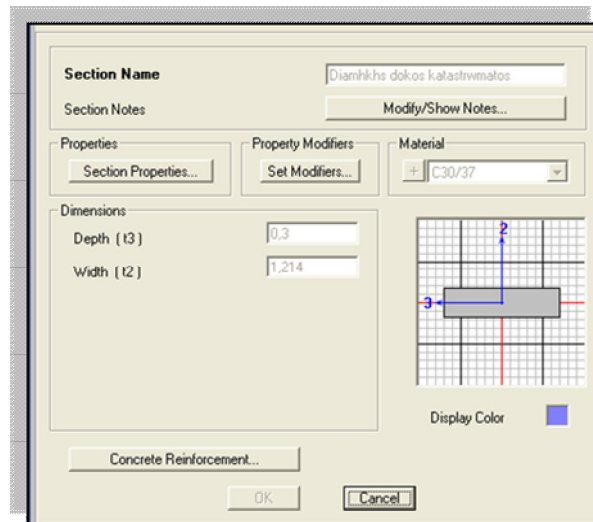
Σχήμα 39 : Διατομή Ισοδύναμου ήλου διάτμησης

Για τον υπολογισμό της διατομής του ισοδύναμου ήλου διάτμησης, χρησιμοποιήσαμε τον τύπο της διατμητικής αντοχής του ήλου:

$$P_{Rd} = 0.80 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot d_s^2 / 4) / \gamma_v$$

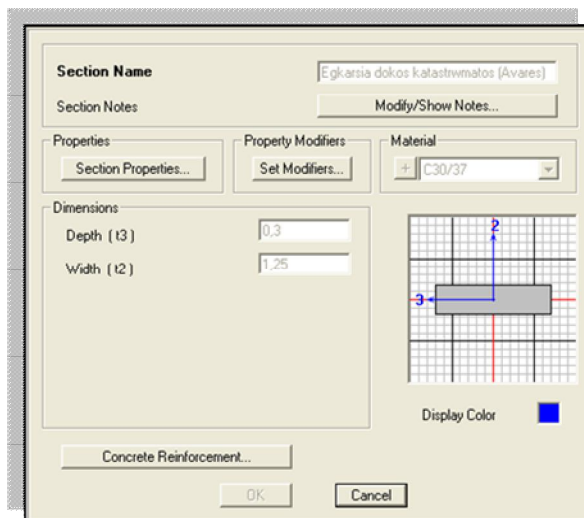
θεωρώντας ότι η ολική διατμητική των 50 ήλων θα πρέπει να 'αντιπροσωπεύεται' από την διατομή του ισοδύναμου διατμητικού ήλου.

Το κατάστρωμα διακριτοποιείται με διαμήκεις και εγκάρσιες δοκούς. Οι διαμήκεις δοκοί είναι ορθογωνικής διατομής διαστάσεων (1,214x0,30), όπως φαίνεται άλλωστε στο σχήμα 40 από την προσομοίωση στο SAP 2000.



Σχήμα 40 : Προσομοίωση διαμήκων δοκών στο SAP 2000

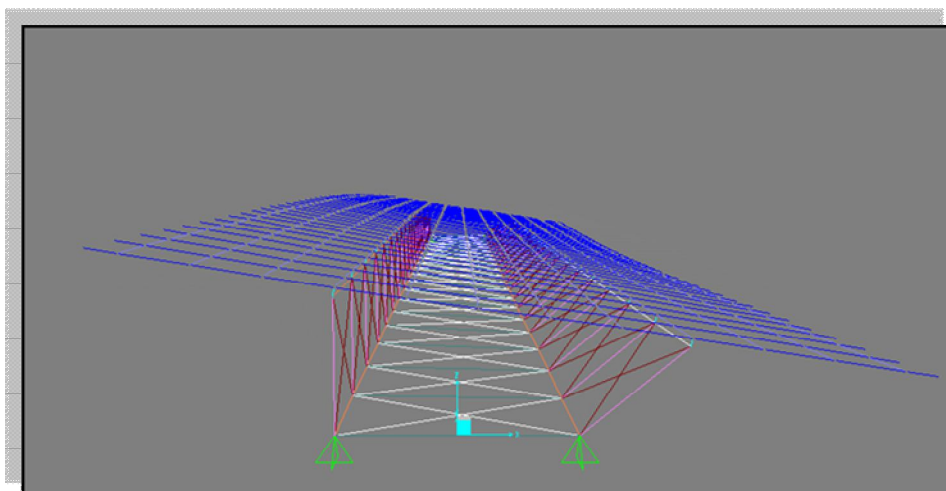
Οι εγκάρσιες δε δοκοί είναι επίσης ορθογωνικής διατομής διαστάσεων 1,25x0.30 και αβαρείς (Σχήμα 41).



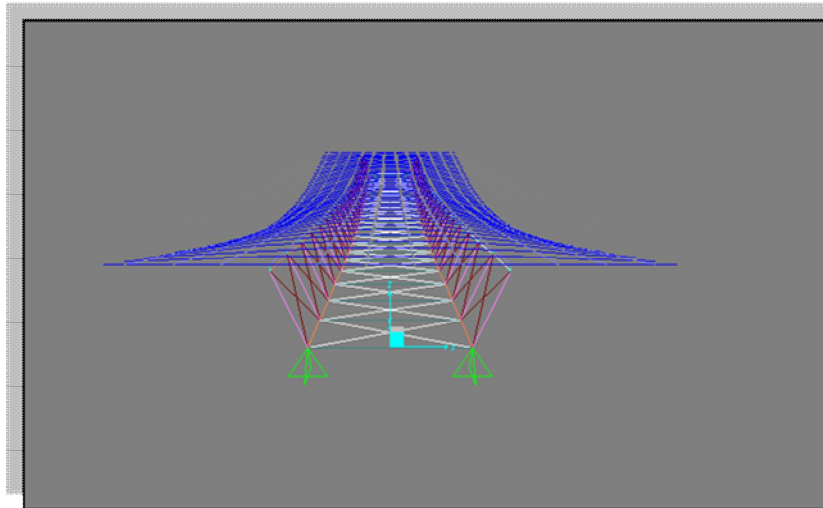
Σχήμα 41: Προσομοίωση εγκάρσιων δοκών στο SAP 2000

4.4.1. Αποτελέσματα Ανάλυσης Χωροδικτύωματος

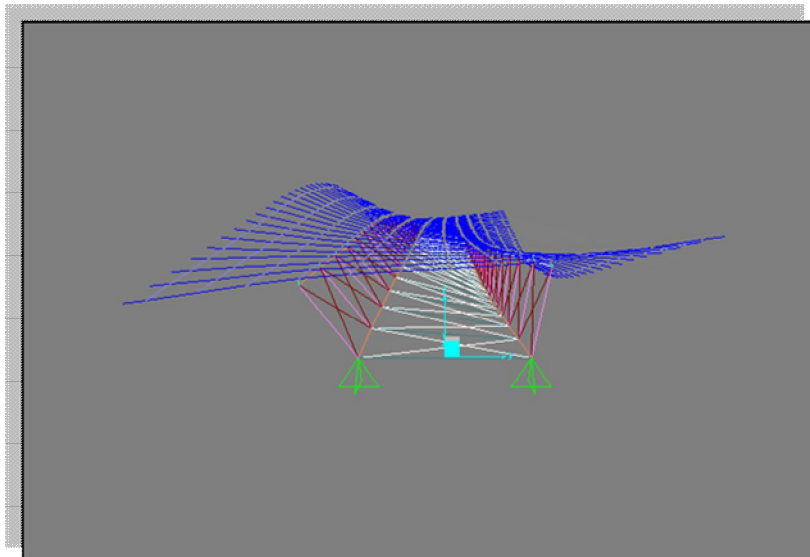
Αποτελέσματα που αφορούν τις πρώτες 5 ιδιομορφές, τις αντιδράσεις στήριξης του φορέα λόγω ιδίου βάρους, τη βύθιση στο μέσον του ανοίγματος λόγω ιδίου βάρους, συγκεντρωμένου καμπτικού φορτίου ($P=1000$ KN) και ομοιόμορφου καμπτικού φορτίου ($P= 60$ KN), τη στροφή στο μέσον του ανοίγματος λόγω εφαρμογής έκκεντρου συγκεντρωμένου φορτίου ($P=1000$ KN) και έκκεντρου ομοιόμορφου φορτίου ($P= 60$ KN) παρατίθενται παρακάτω.



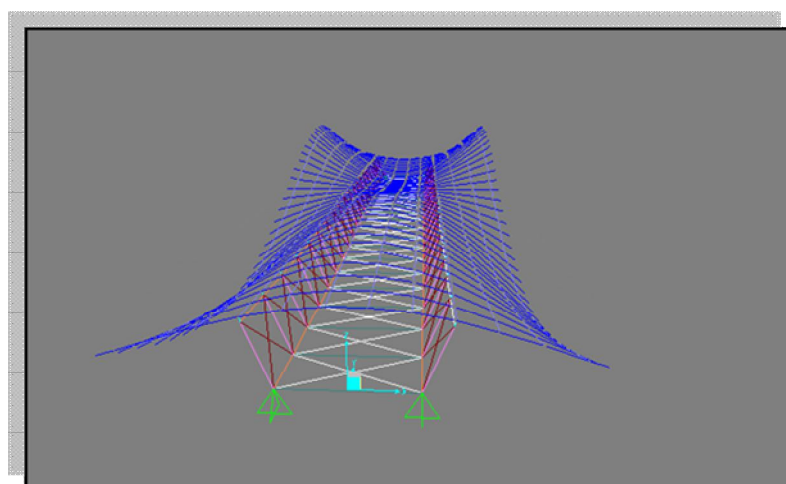
Σχήμα 42 : 1^η Ιδιομορφή , $f_1=0,516$ Hz



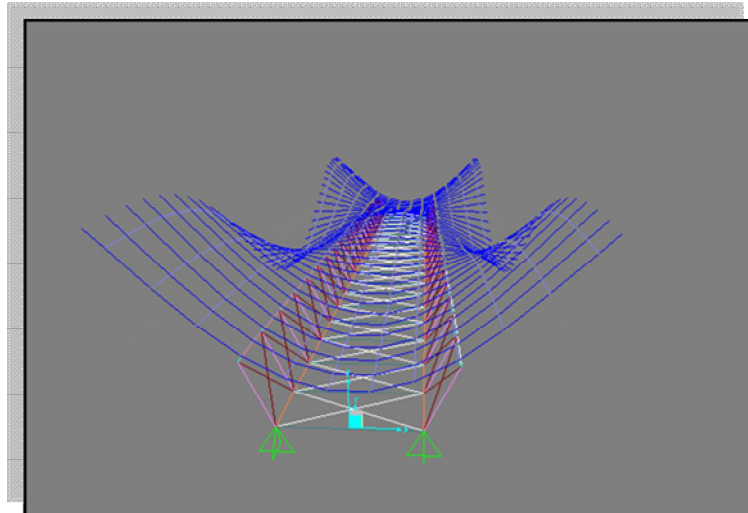
Σχήμα 43 : 2^η Ιδιομορφή , $f_2= 1,475$ Hz



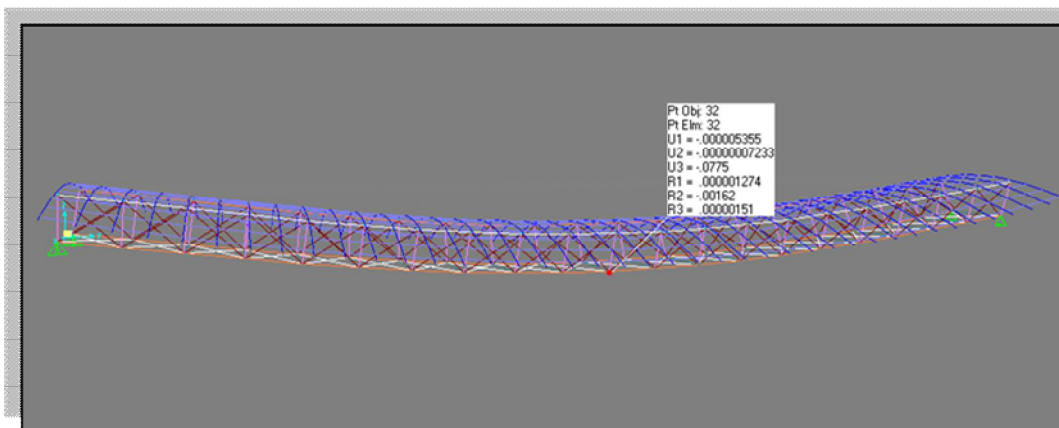
Σχήμα 44 : 3^η Ιδιομορφή , $f_3= 1,972$ Hz



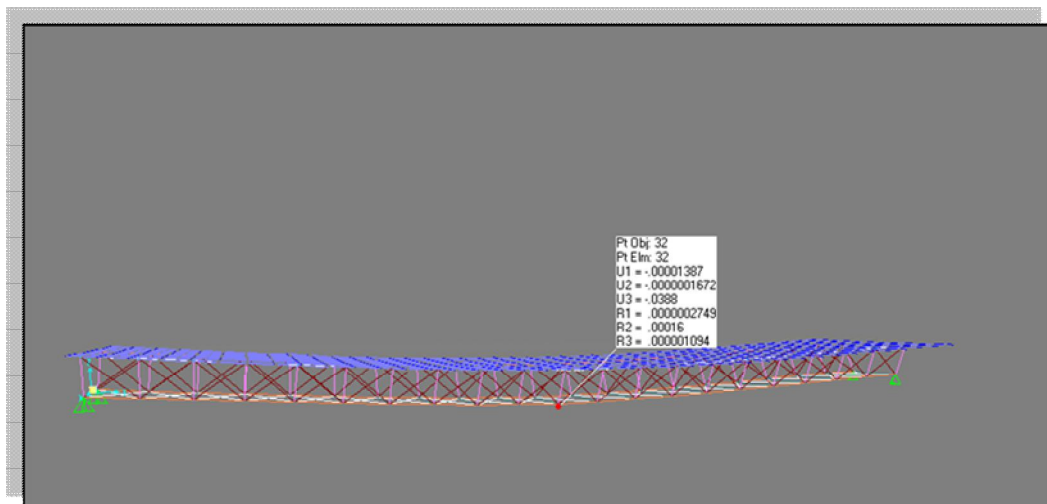
Σχήμα 45 : 4^η Ιδιομορφή , $f_4= 2,372$ Hz



Σχήμα 46 : 5^η Ιδιομορφή , $f_5 = 2,481$ Hz

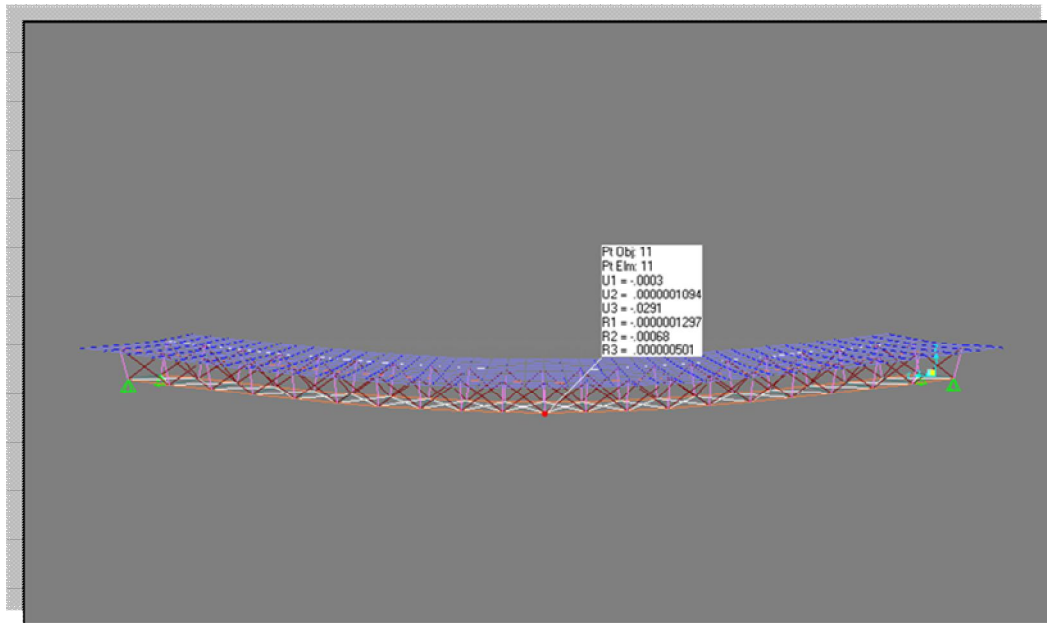


Σχήμα 47 : Μέγιστη βύθιση λόγω ιδίου βάρους , $w = 0.1296$ m



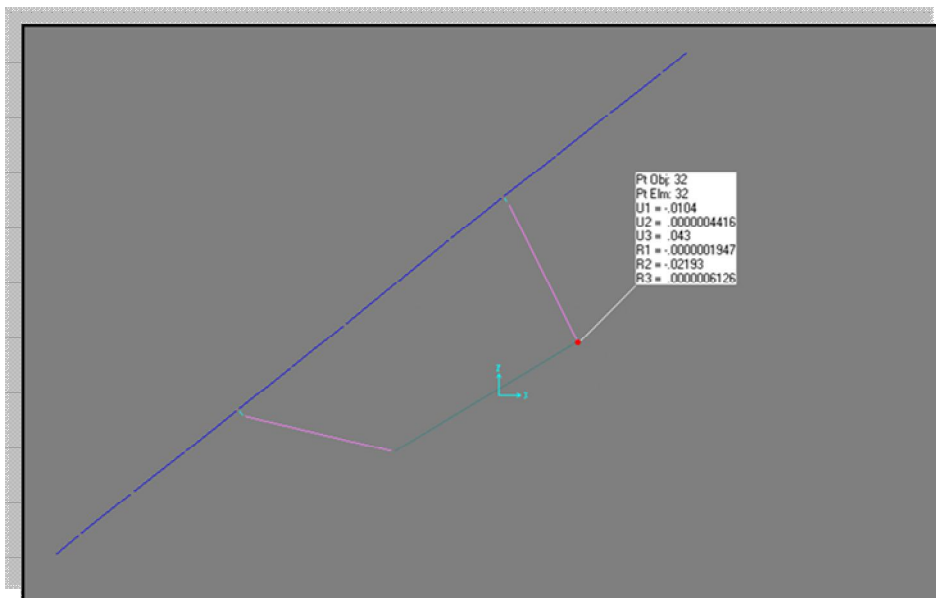
Σχήμα 48 : Μέγιστη βύθιση λόγω συγκεντρωμένου καμπτικού φορτίου ($P=1000$ KN),

$$w = 0.0612 \text{ m}$$

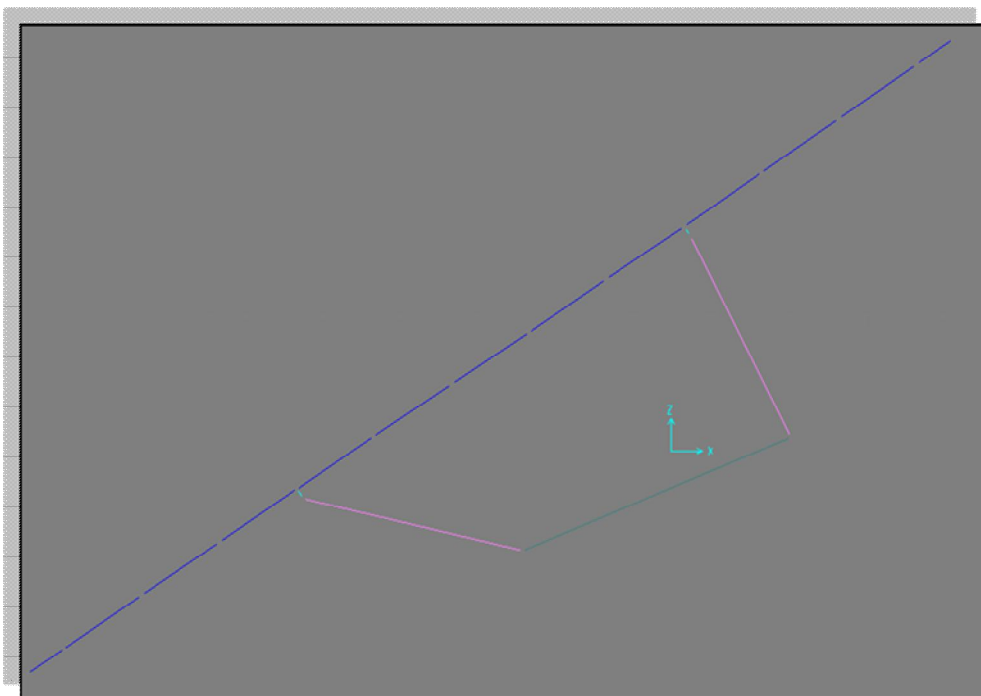


Σχήμα 49 : Μέγιστη βύθιση λόγω ομοιόμορφου καμπτικού φορτίου ($P=60 \text{ KN/m}$),

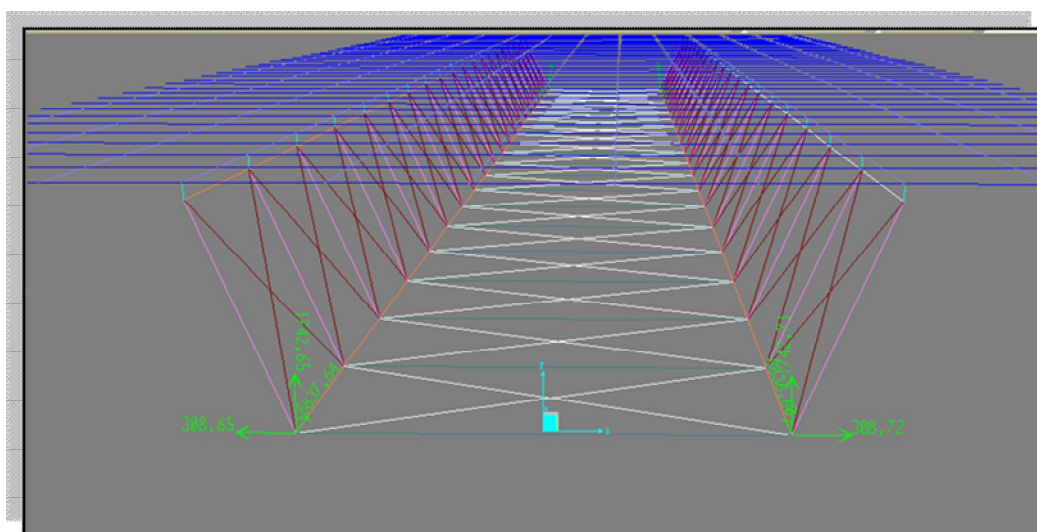
$$w = 0.0892 \text{ m}$$



Σχήμα 50 : Στροφή λόγω έκκεντρου συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσον του ανοίγματος, $U_{z1} = -0.0032 \text{ m}$ και $U_{z2} = -0.058 \text{ m}$



Σχήμα 51 : Στροφή λόγω έκκεντρου συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσον του ανοίγματος, $U_{z1} = -0.003$ m και $U_{z2} = -0.0923$ m



Σχήμα 52 : Αντιδράσεις Στήριξης λόγω ιδίου βάρους ($R_z=1742.65$ KN)

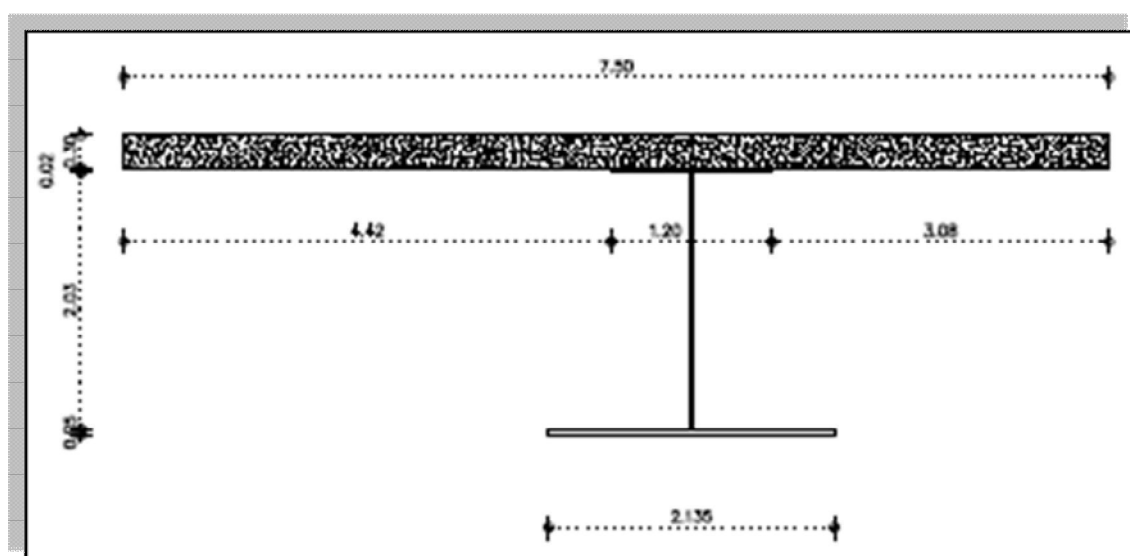
4.5. Προσομοιώματα Σύμμικτης Γέφυρας με Εσχάρα Δοκών

Η μέθοδος της εσχάρα δοκών αναλύθηκε με δύο τρόπους. Στην πρώτη περίπτωση, η εσχάρα σχεδιάζεται με δύο ακραίες δοκούς και μία μεσαία ιδεατή δοκό ενώ στην δεύτερη περίπτωση χρησιμοποιήσαμε μόνο τις δύο ακραίες κύριες δοκούς. Το κατάστρωμα και στις δύο περιπτώσεις μορφώθηκε με εγκάρσιες δοκούς (1,25x0,30) στις οποίες είχε αφαιρεθεί η δυστρεψία.

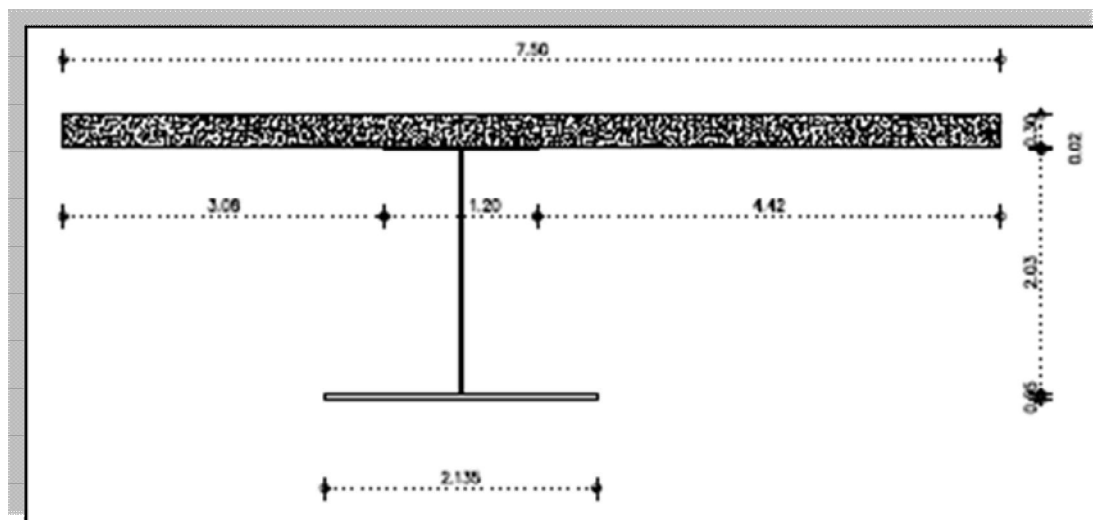
4.5.1. Εσχάρα δύο ακραίων κυρίων δοκών και μιας μεσαίας ιδεατής

Για τη δημιουργία του μοντέλου της εσχάρας στο SAP 2000, έχουν επιλεγεί ακραίες κύριες δοκοί με την μορφή που περιγράφονται στα σχήματα 53&54. Στις διατομές αυτές έχει αφαιρεθεί η δυστρεψία ενώ διατηρούν τις υπόλοιπες ιδιότητες τους. Η ιδεατή δοκός (τυχαία δοκός) διατηρεί μόνο τη δυστρεψία της, η οποία μάλιστα έχει πολλαπλασιαστεί με τέτοιο συντελεστή ώστε να αντιπροσωπεύει όλη τη δυστρεψία του κιβωτίου.

Οι στηρίξεις στις ακραίες δοκούς μορφώνονται ώστε να απαγορεύουν τις μετακινήσεις κατά y (εγκάρσια του ανοίγματος) και z (κατακόρυφη), ενώ οι στηρίξεις της ιδεατής δοκού απαγορεύουν τη στρόφη του φορέα και τη διαμήκη μετακίνηση.

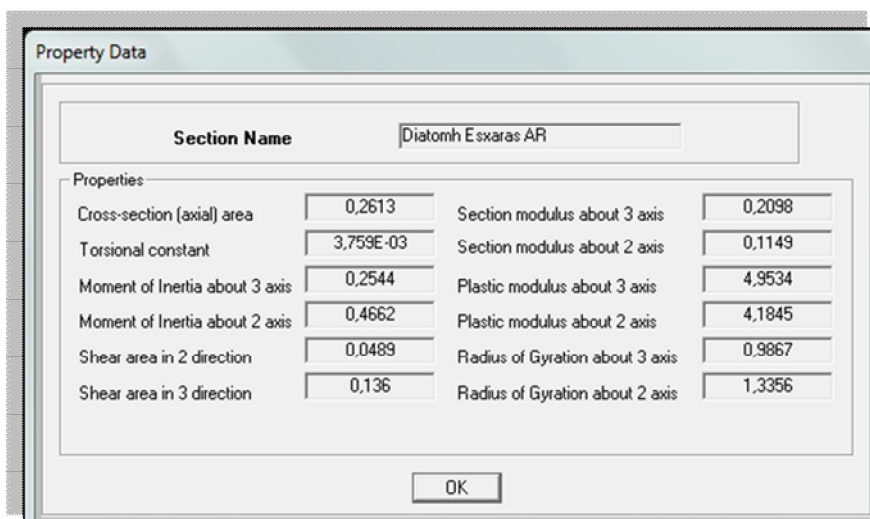


Σχήμα 53 : Διατομή κύριας δοκού 1



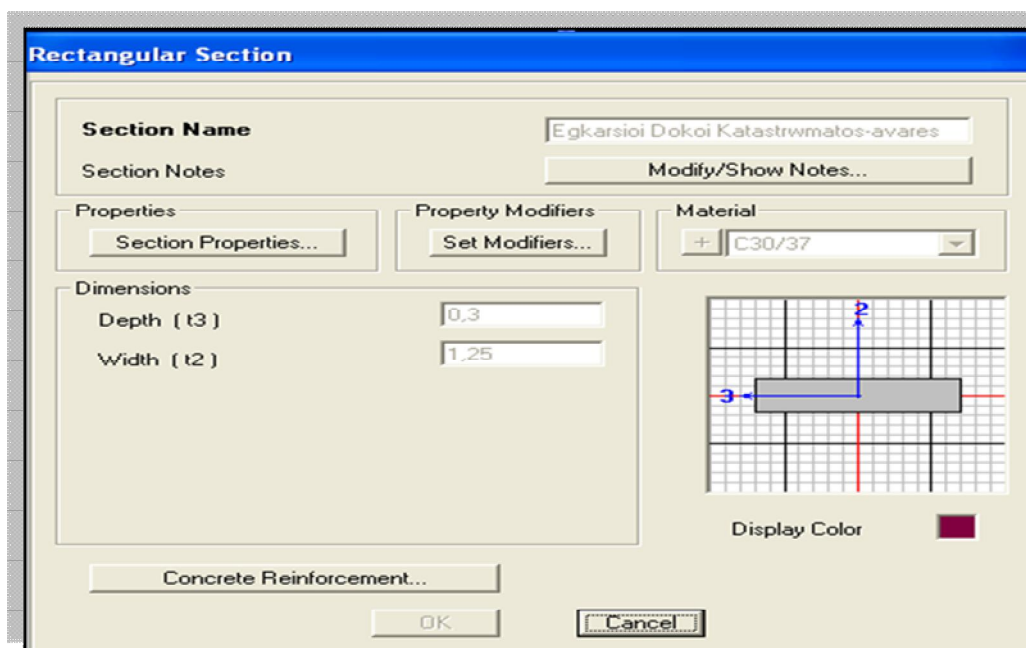
Σχήμα 54 : Διατομή κύριας δοκού 2

Οι ιδιότητες των διατομών των ακραίων κυρίων δοκών φαίνονται παρακάτω (Σχήμα 55). Το βάρος του καταστρώματος λαμβάνεται υπόψιν στις κύριες δοκούς.

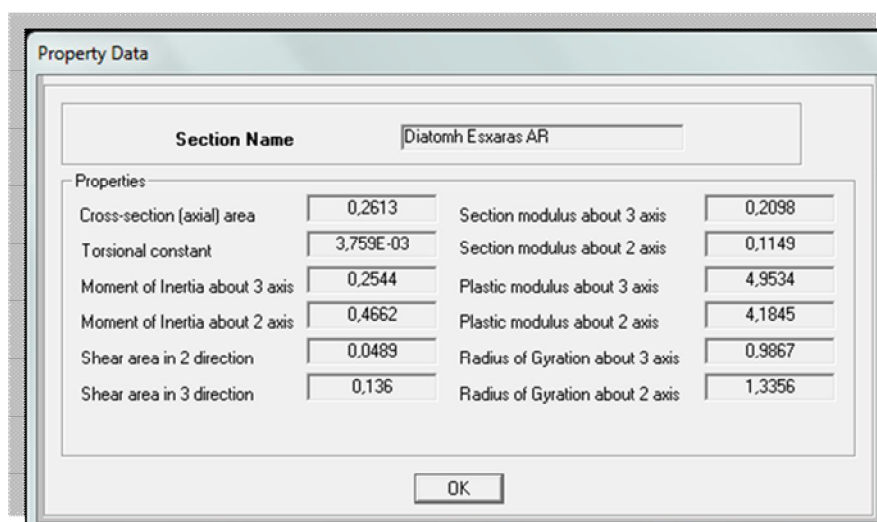


Σχήμα 55 : Ιδιότητες διατομής ακραίας κύριας δοκού

Σύμφωνα με τη μέθοδο της εσχάρας, το κατάστρωμα διακριτοποιείται, εκτός από τα διαμήκη μέλη των κύριων δοκών, σε εγκάρσια γραμμικά στοιχεία δοκού έξι βαθμών ελευθερίας σε κάθε κόμβο (Σχήμα 56). Τα στοιχεία αυτά είναι αβαρή (Σχήμα 57) διότι το βάρος του καταστρώματος λαμβάνεται υπόψιν στη διατομή των κυρίων δοκών.

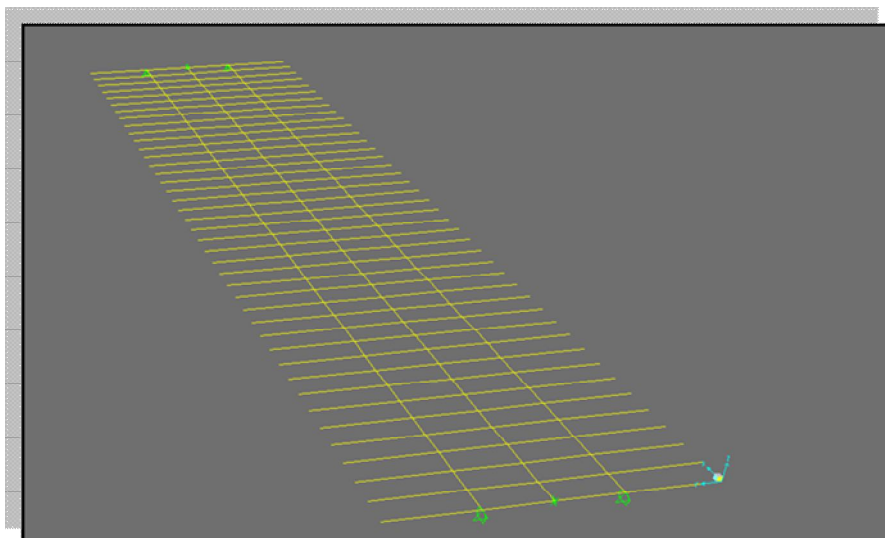


Εικόνα 56 : Διατομή Εγκάρσιας Δοκού Καταστρώματος

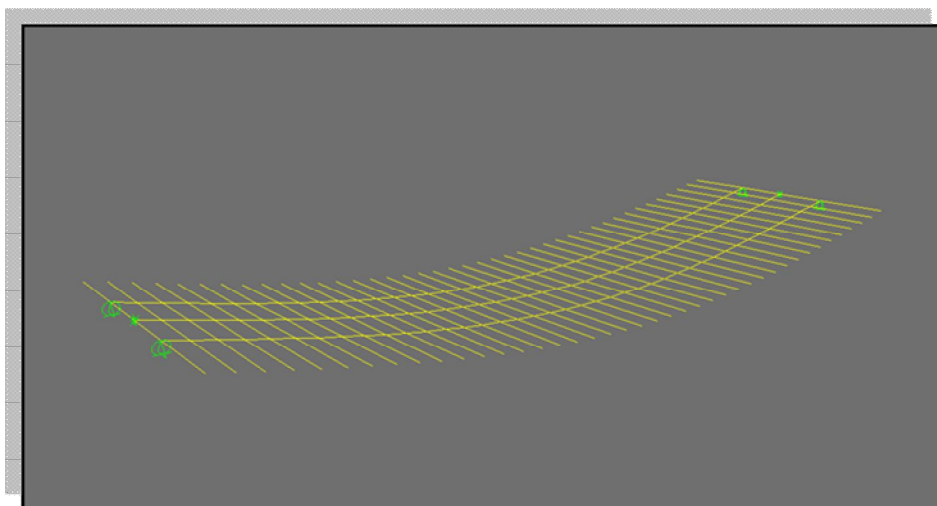


Εικόνα 57 : Απαλειφή ιδιότητας του βάρους από τη δοκό καταστρώματος στο πρόγραμμα SAP 2000

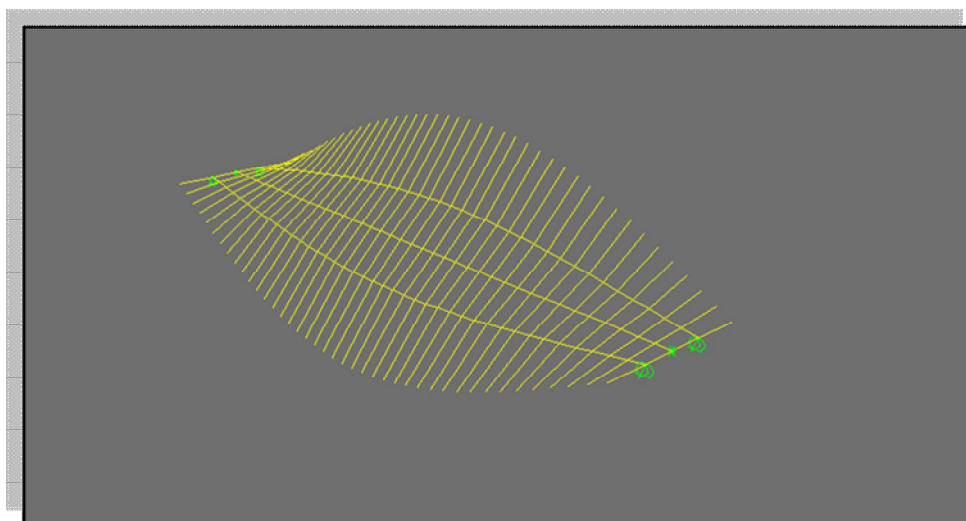
Το προσομοίωμα του εν λόγω φορέα παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα 58. Ακολουθούν οι πρώτες 5 ιδιομορφές, οι αντιδράσεις στήριξης του φορέα λόγω ιδίου βάρους, τη βύθιση στο μέσον του ανοίγματος λόγω ιδίου βάρους, συγκεντρωμένου καμπτικού φορτίου ($P=1000$ KN) και ομοιόμορφου καμπτικού φορτίου ($P= 60$ KN), τη στροφή στο μέσον του ανοίγματος λόγω εφαρμογής έκκεντρου συγκεντρωμένου φορτίου ($P=1000$ KN) και έκκεντρου ομοιόμορφου φορτίου ($P= 60$ KN).



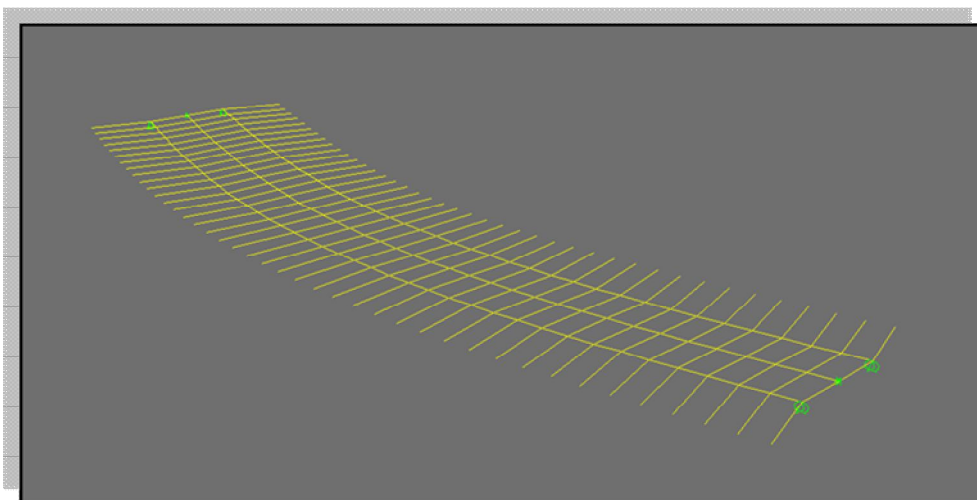
Σχήμα 58 : Προσομοίωση φορέα με τη μέθοδο εσχάρας 3 δοκών στο SAP 2000



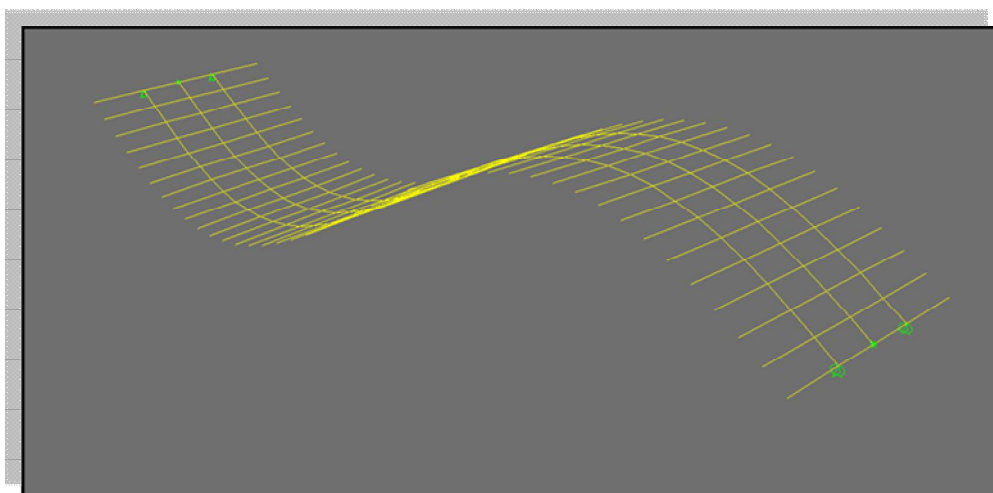
Σχήμα 59 : 1^η Ιδιομορφή, $f_1= 1,72$ Hz



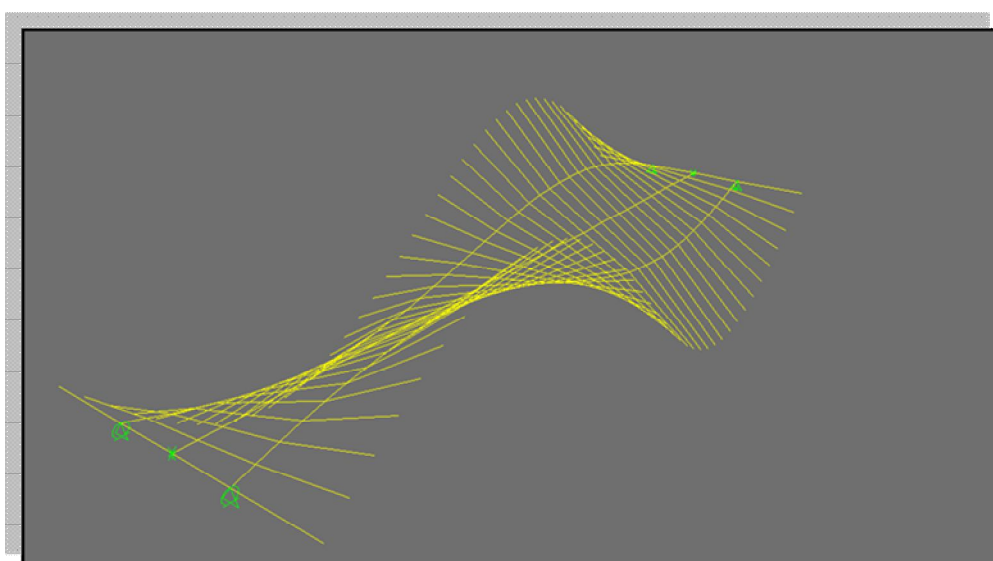
Σχήμα 60 : 2^η Ιδιομορφή, $f_2= 2,99$ Hz



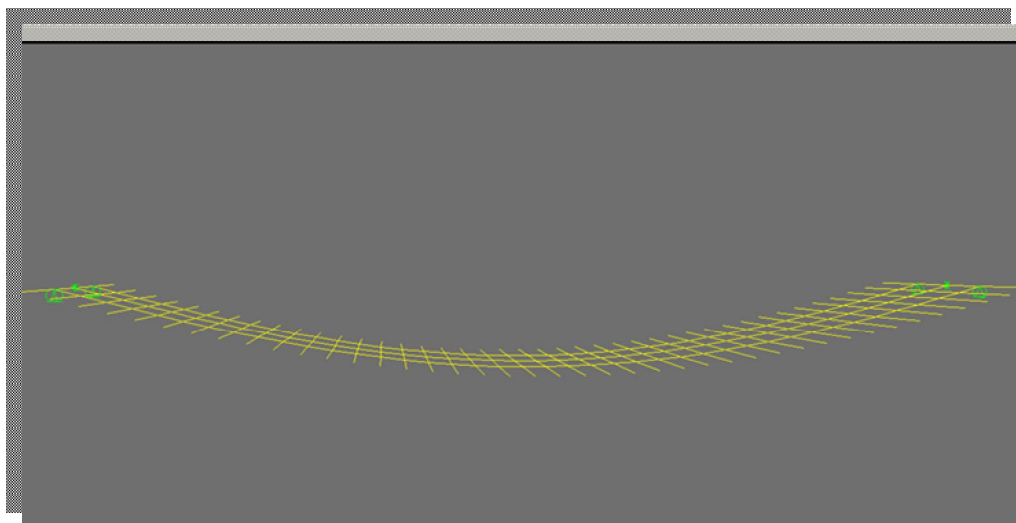
Σχήμα 61 : 3^η Ιδιομορφή, $f_3= 5,327$ Hz



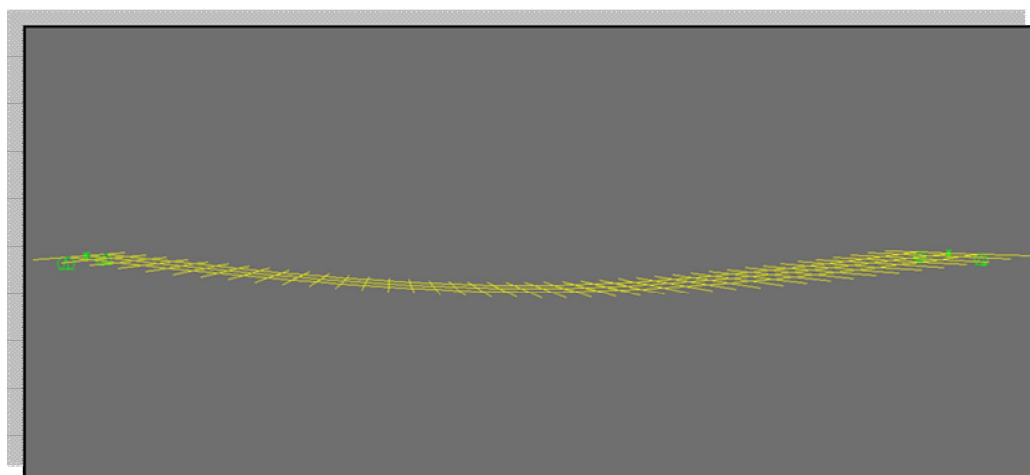
Σχήμα 62 : 4^η Ιδιομορφή, $f_4= 6,40$ Hz



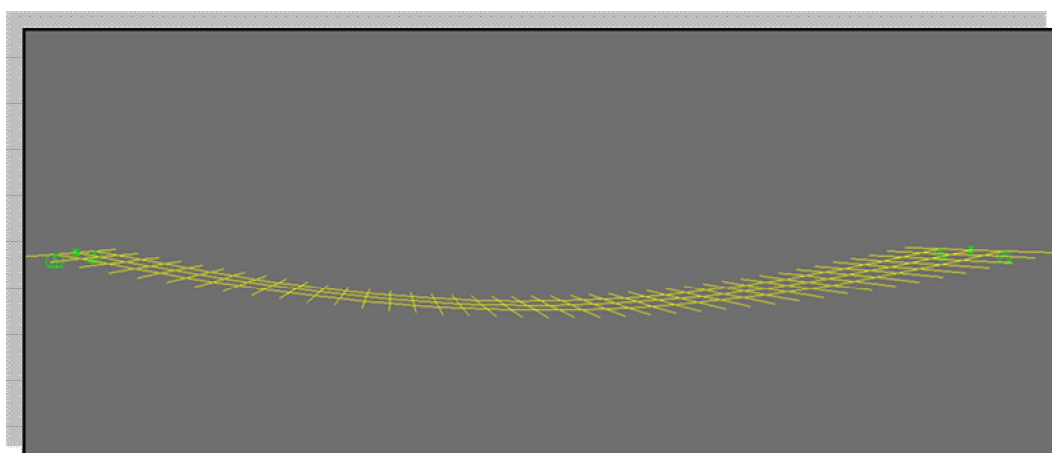
Σχήμα 63 : 5^η Ιδιομορφή, $f_5= 69,40$ Hz



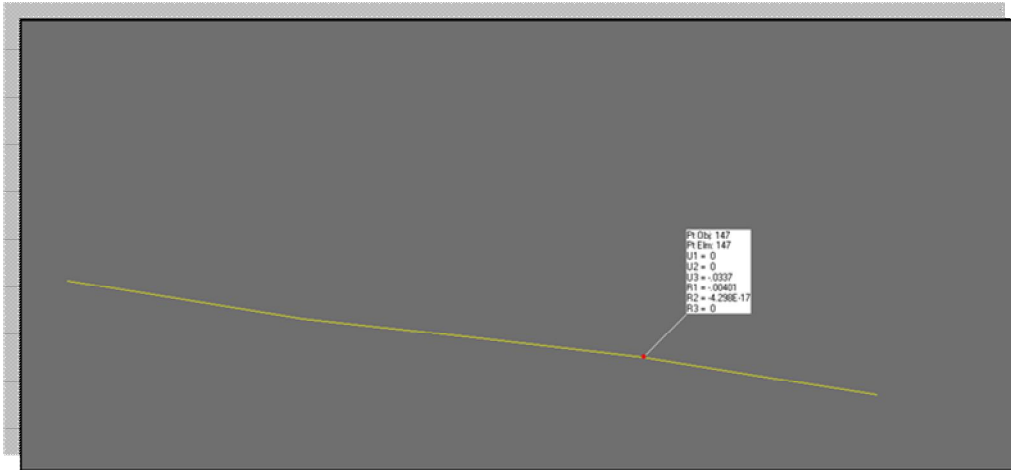
Σχήμα 64 : Μέγιστη βύθιση λόγω ιδίου βάρους, $w = 0.106$ m



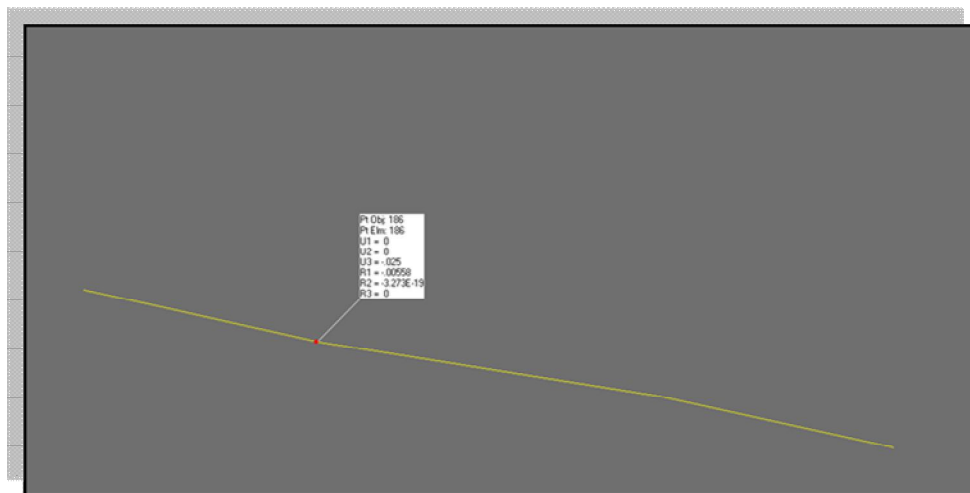
Σχήμα 65 : Μέγιστη βύθιση λόγω συγκεντρωμένου φορτίου $P=1000$ KN στο μέσον του ανοίγματος, $w = 0.05$ m.



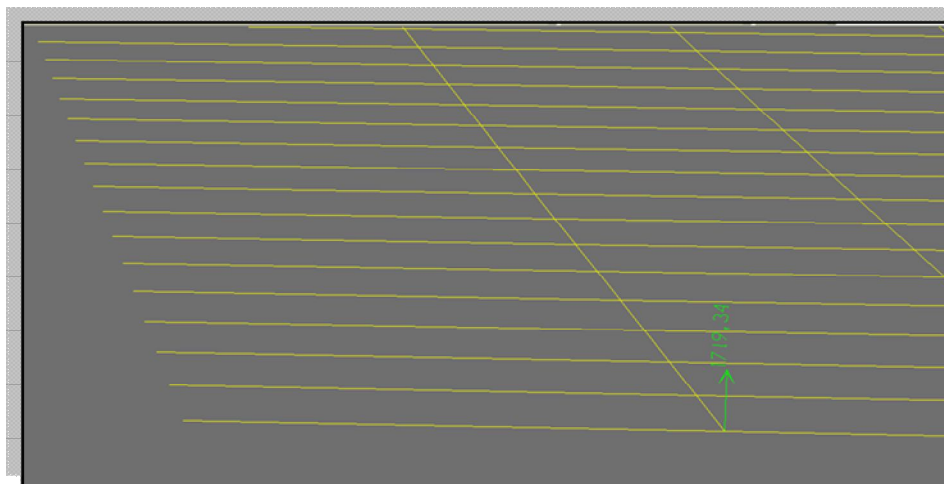
Σχήμα 66 : Μέγιστη βύθιση λόγω ομοιόμορφου φορτίου $P=60$ KN, $w = 0.074$ m



Σχήμα 67 : Στροφή λόγω έκκεντρης συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσον του ανοίγματος, $U_{z1} = -0.016$ m και $U_{z2} = -0.034$ m



Σχήμα 68 : Στροφή λόγω έκκεντρης συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσον του ανοίγματος, $U_{z1} = -0.025$ m και $U_{z2} = -0.049$ m



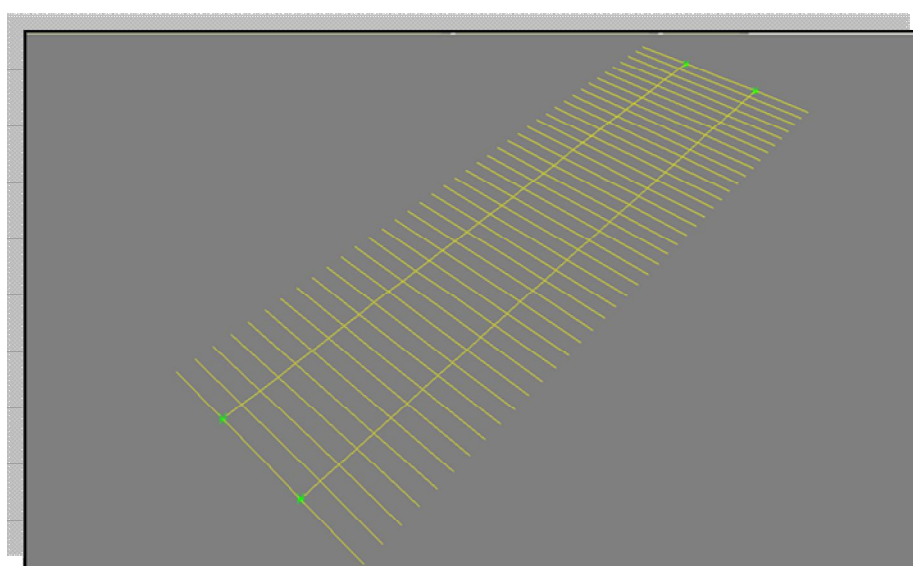
Εικόνα 69 : Αντιδράσεις στήριξης λόγω ιδίου βάρους, $R_2 = 1719,34$ KN

4.5.2. Εσχάρα δύο ακραίων κυρίων δοκών

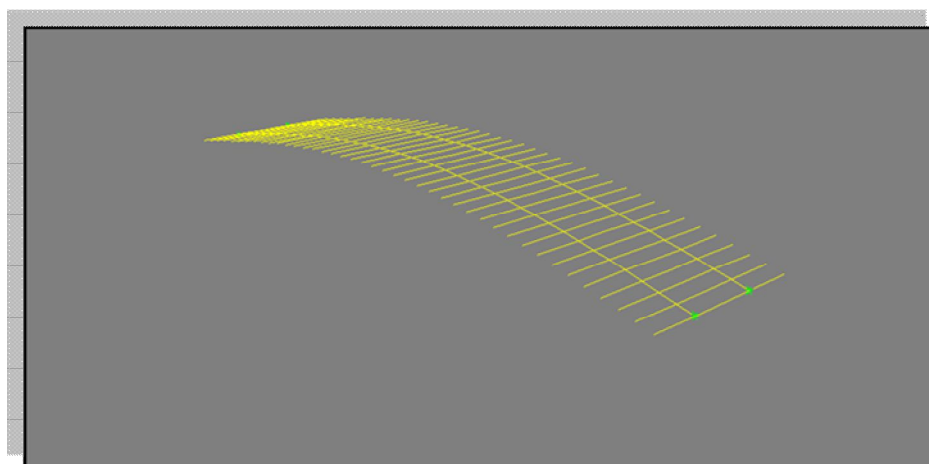
Η διαφορά του προσομοιώματος αυτού του υποκεφαλαίου σε σχέση με του προηγούμενου είναι ότι δεν υπάρχει η μεσαία ιδεατή δοκός, οπότε η δυστρεψία του φορέα ισοκατανέμεται στις δύο ακραίες κύριες δοκούς. Επίσης, οι συνθήκες στήριξης αλλάζουν αφού στη μια κύρια δοκό η στήριξη απαγορεύει τις μετακινήσεις κατά x, y, z και τη στροφή γύρω από τον άξονα των x ενώ στην άλλη η στήριξη απαγορεύει τη μετακίνηση μόνο κατά z και τη στροφή γύρω από τον άξονα των x .

Σελ/ 72

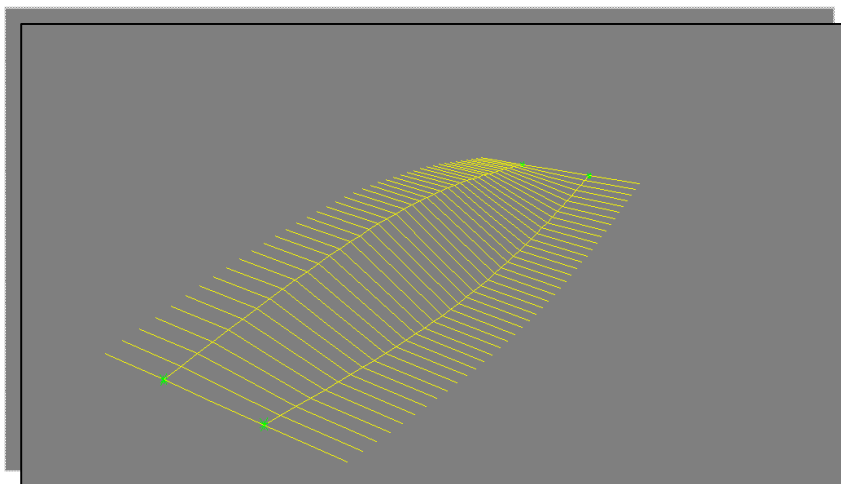
Ομοίως, παρατίθενται τα αντίστοιχα αποτελέσματα.



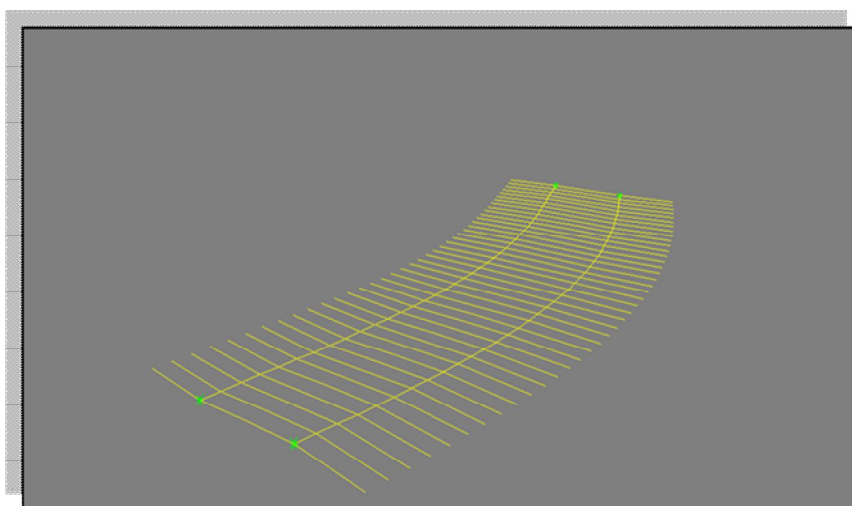
Σχήμα 70 : Προσομοίωση φορέα με τη μέθοδο εσχάρας 2 δοκών στο SAP 2000



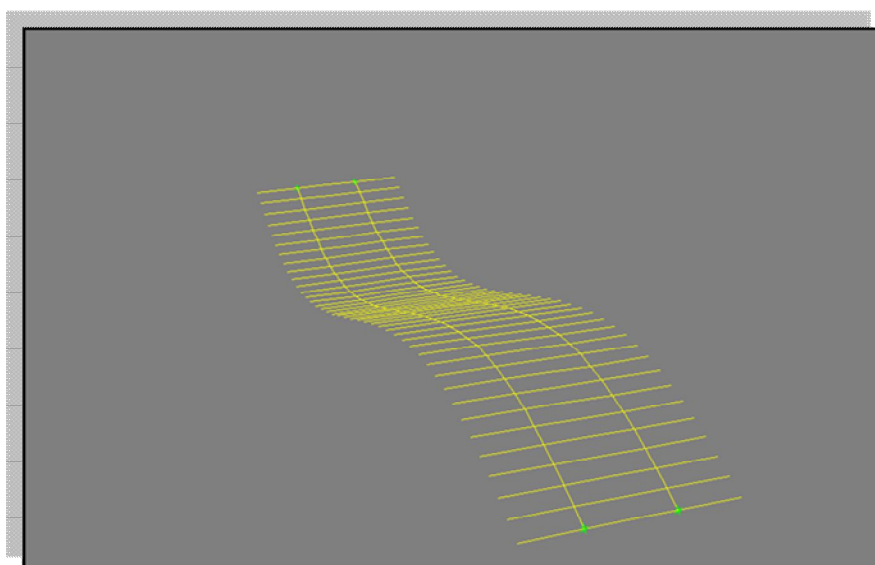
Σχήμα 71 : 1^η Ιδιομορφή, $f_1 = 1,72$ Hz



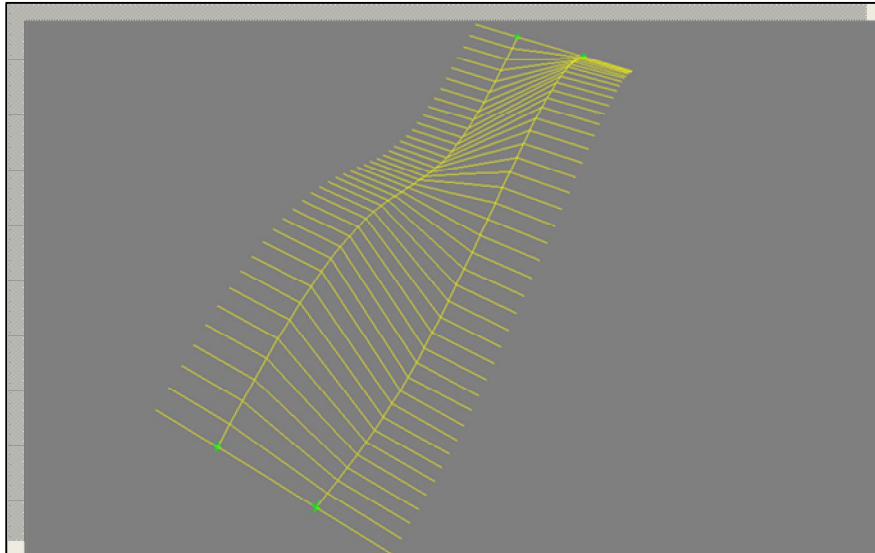
Σχήμα 72 : 2^η Ιδιομορφή, $f_2= 2,99$ Hz



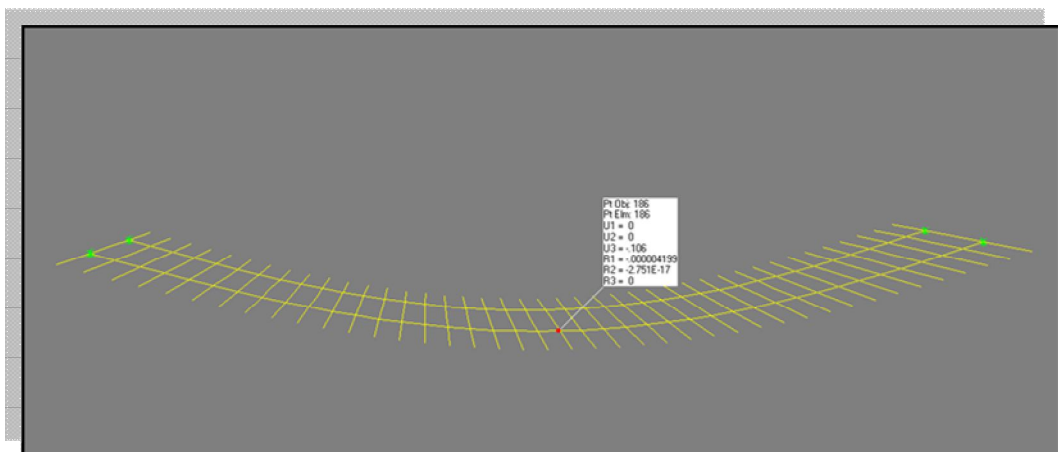
Σχήμα 73 : 3^η Ιδιομορφή, $f_3= 5,205$ Hz



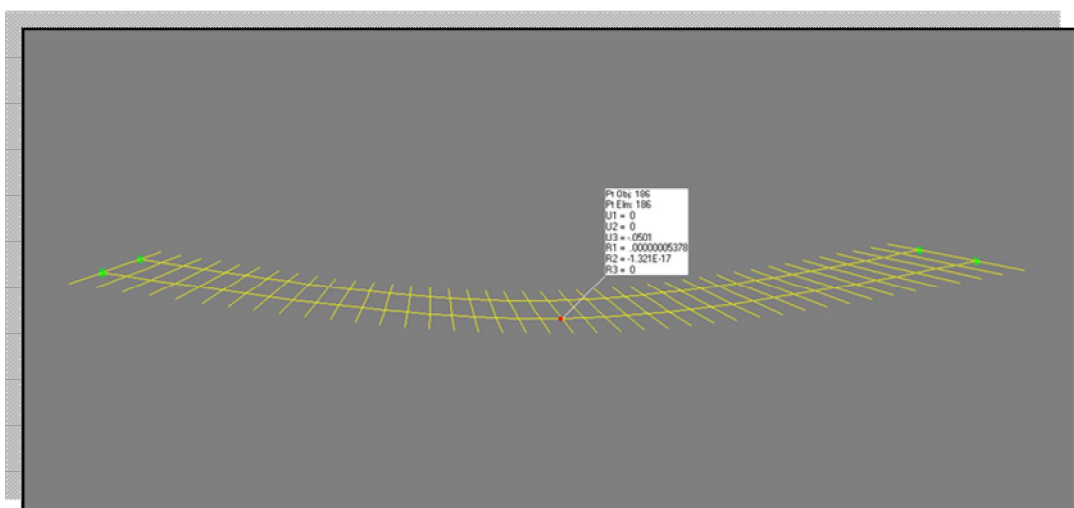
Σχήμα 74 : 4^η Ιδιομορφή, $f_4= 6,40$ Hz



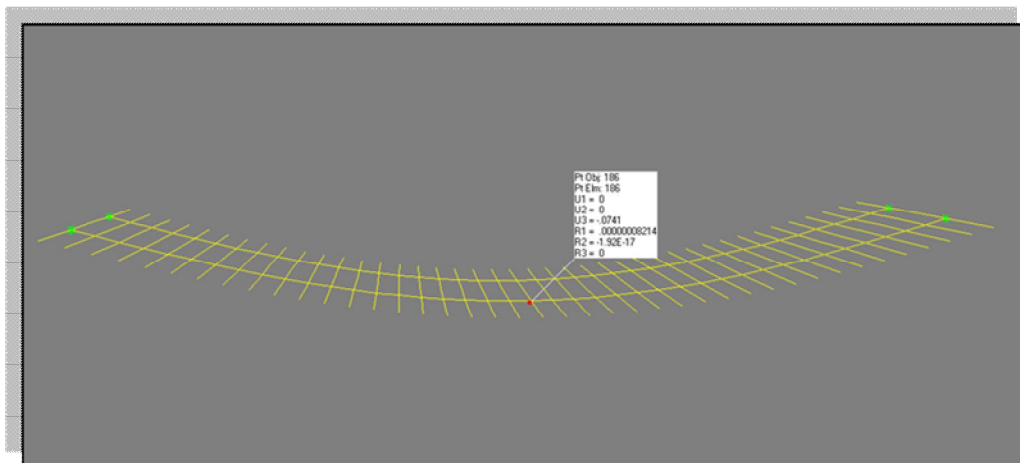
Σχήμα 75 : 5^η Ιδιομορφή, $f_5 = 6,91$ Hz



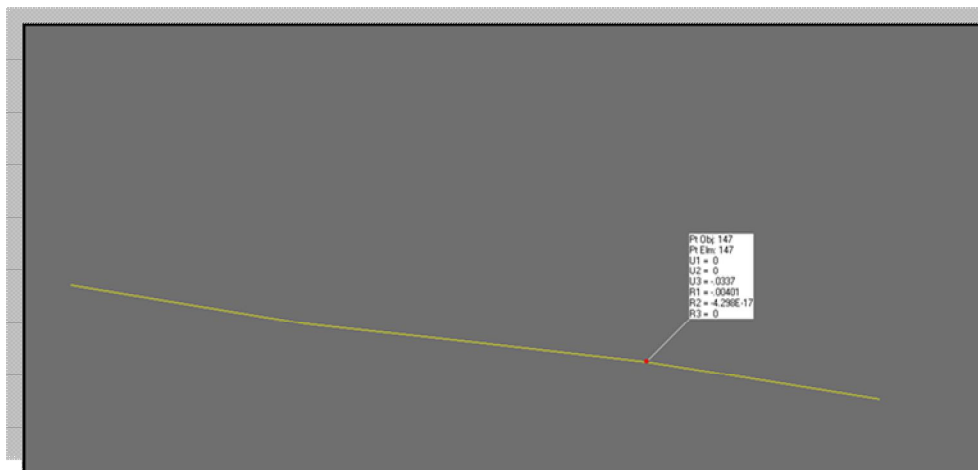
Σχήμα 76 : Μέγιστη βύθιση λόγω ιδίου βάρους, $w = 0.106$ m



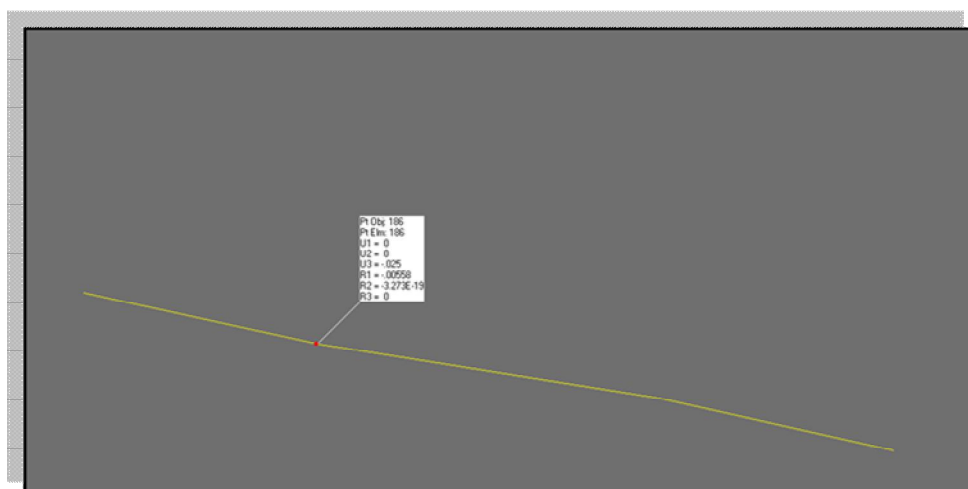
Σχήμα 77 : Μέγιστη βύθιση λόγω συγκεντρωμένου φορτίου $P=1000$ KN στο μέσον του ανοίγματος, $w = 0.05$ m



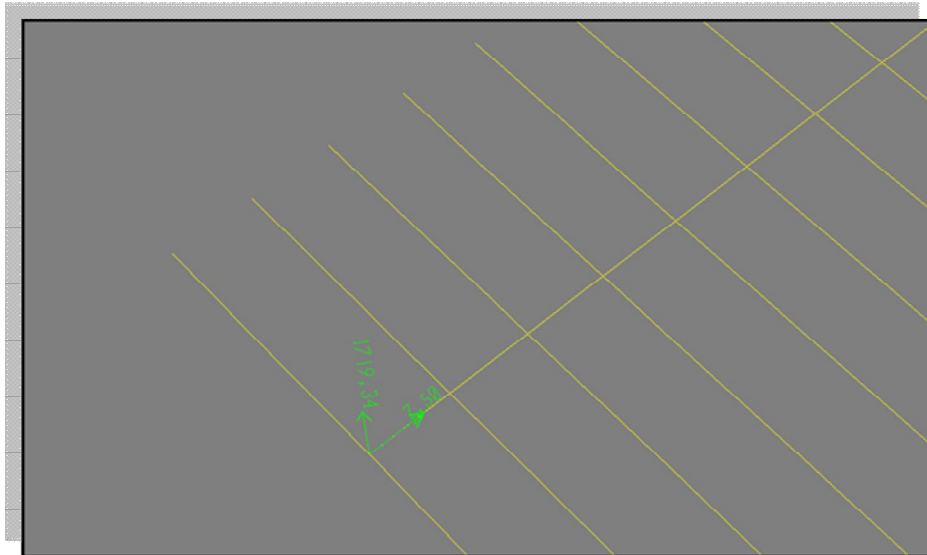
Σχήμα 78 : Μέγιστη βύθιση λόγω ομοιόμορφου φορτίου $P=60 \text{ KN/m}$, $w = 0.074 \text{ m}$



Σχήμα 79 : Στροφή λόγω έκκεντρου συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσον του ανοίγματος, $U_{z1} = -0.016 \text{ m}$ και $U_{z2} = -0.034 \text{ m}$



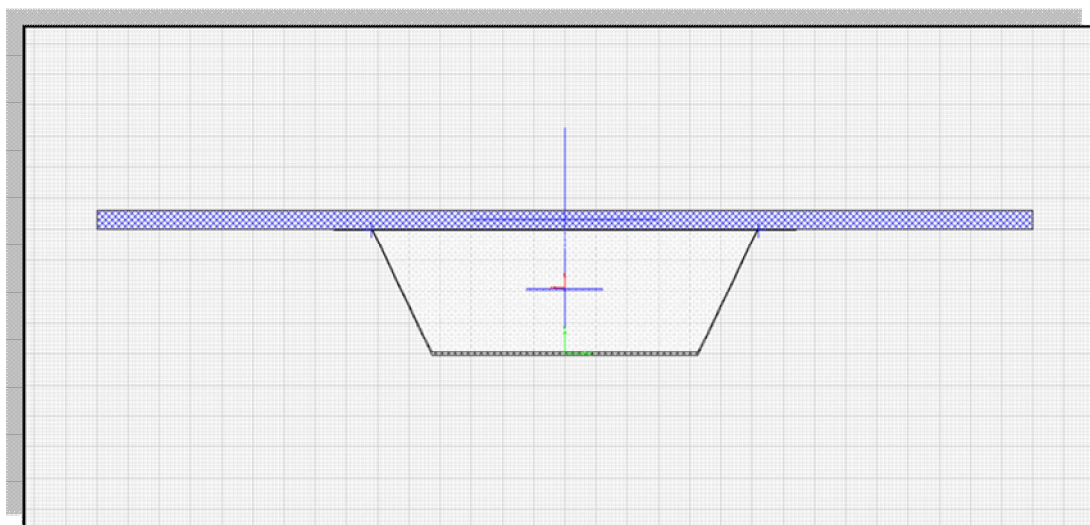
Σχήμα 80 : Στροφή λόγω έκκεντρης συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσον του ανοίγματος, $U_{z1} = -0.025 \text{ m}$ και $U_{z2} = -0.049 \text{ m}$



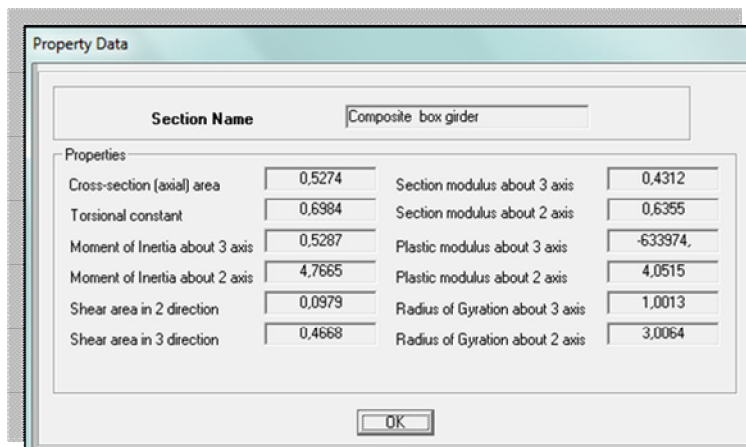
Σχήμα 81 : Αντιδράσεις στήριξης λόγω ιδίου βάρους, $R_z = 1719,34 \text{ KN}$

4.6. Προσομοίωμα φορέα ως αμφιέριστη δοκός.

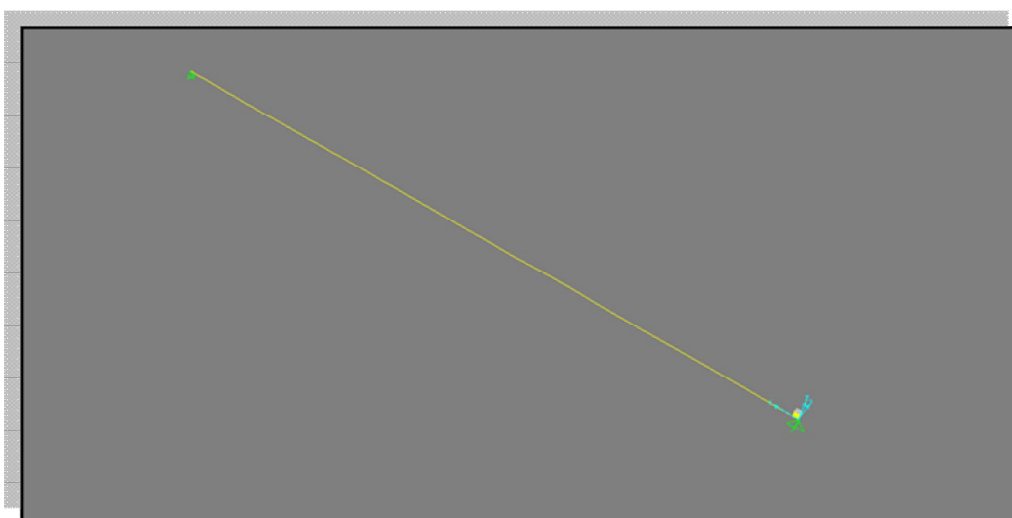
Αποτελεί τον απλούστερο φορέα και αυτό διότι μια δοκός η οποία περιλαμβάνει το κιβώτιο και το κατάστρωμα στηρίζεται στα άκρα της με αρθρώσεις. Η διατομή της δοκού, οι ιδιότητες αυτής, το προσομοίωμα και τα αντίστοιχα με αυτά των προηγούμενων υποκεφάλαιων αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω.



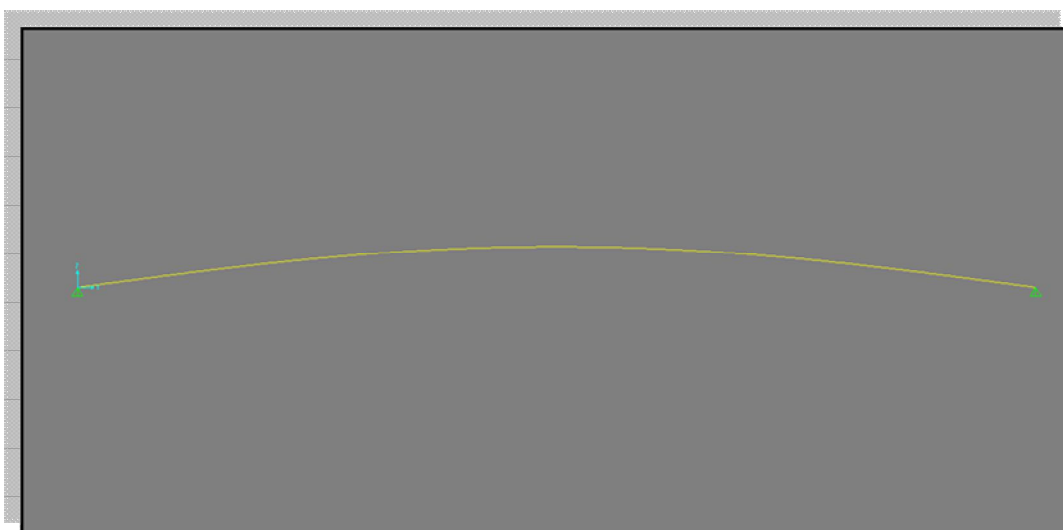
Σχήμα 82 : Διατομή αμφιέριστης δοκού



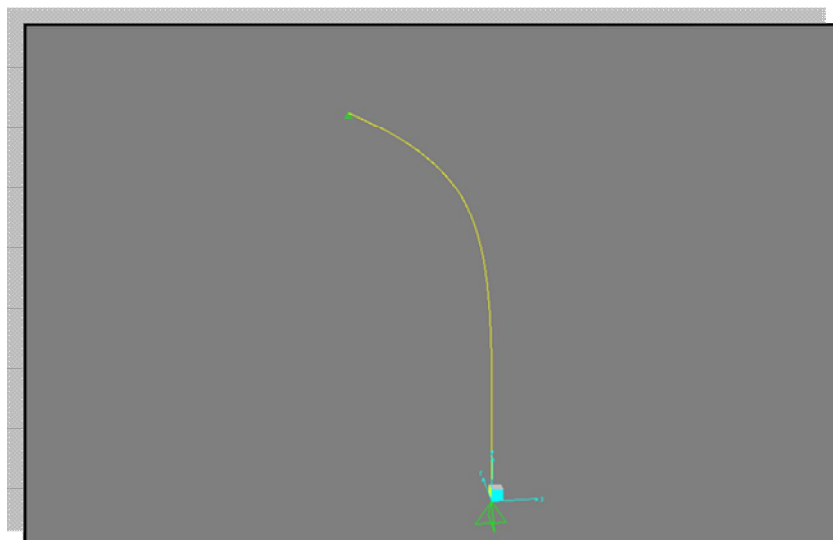
Σχήμα 83 : Ιδιότητες διατομής αμφιέριστης δοκού



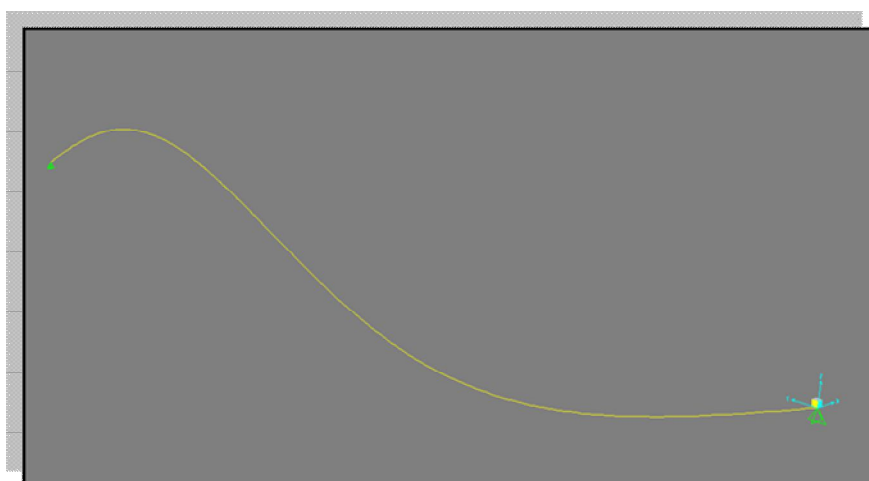
Σχήμα 84 : Προσόμοιωμα φορέα ως αμφιέριστη δοκός



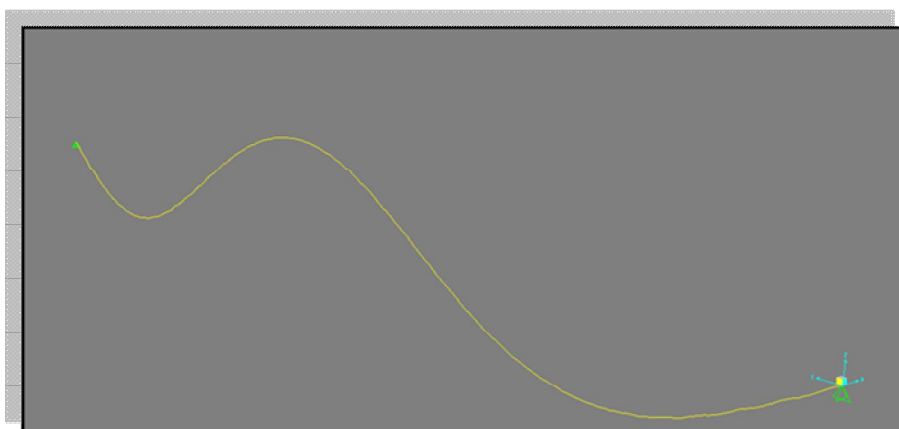
Σχήμα 85 : 1^η Ιδιομορφή, $f_1 = 1,71$ Hz



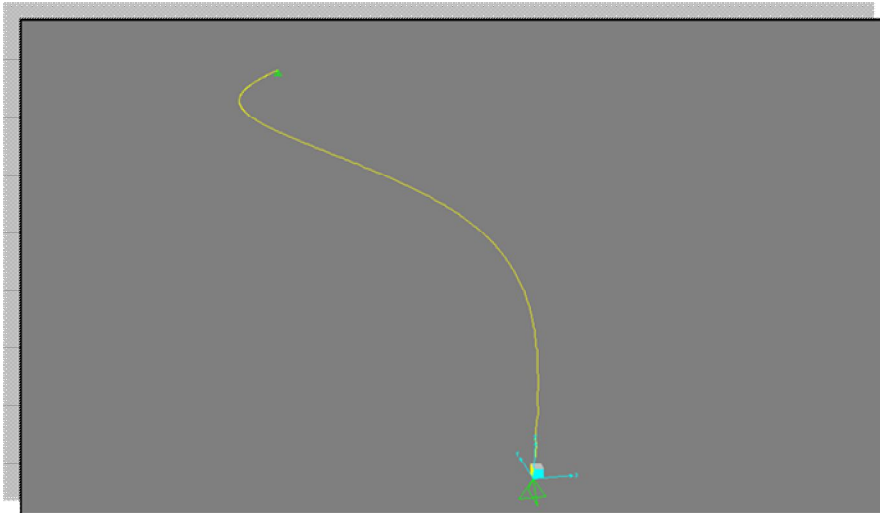
Σχήμα 86 : 2^η Ιδιομορφή, $f_2= 5,01$ Hz



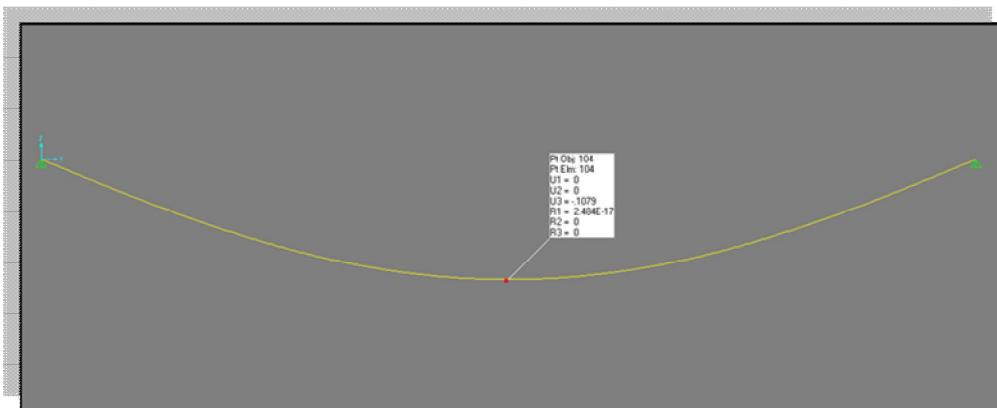
Σχήμα 87 : 3^η Ιδιομορφή, $f_3= 6,347$ Hz



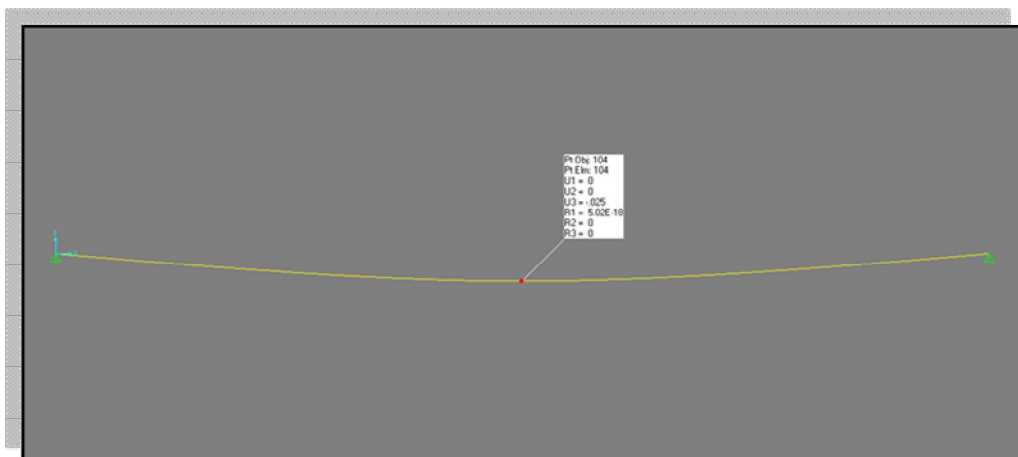
Σχήμα 88 : 4^η Ιδιομορφή, $f_4= 12,98$ Hz



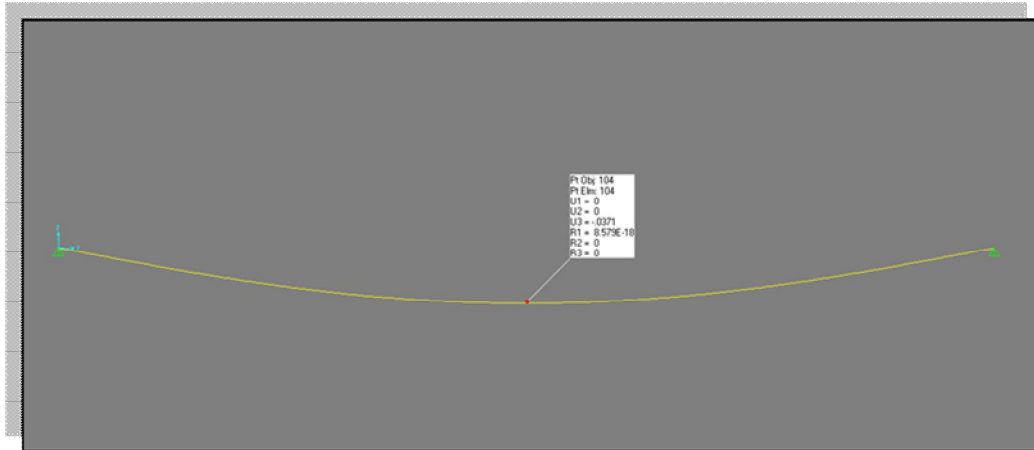
Σχήμα 89 : 5^η Ιδιομορφή, $f_5 = 17,68$ Hz



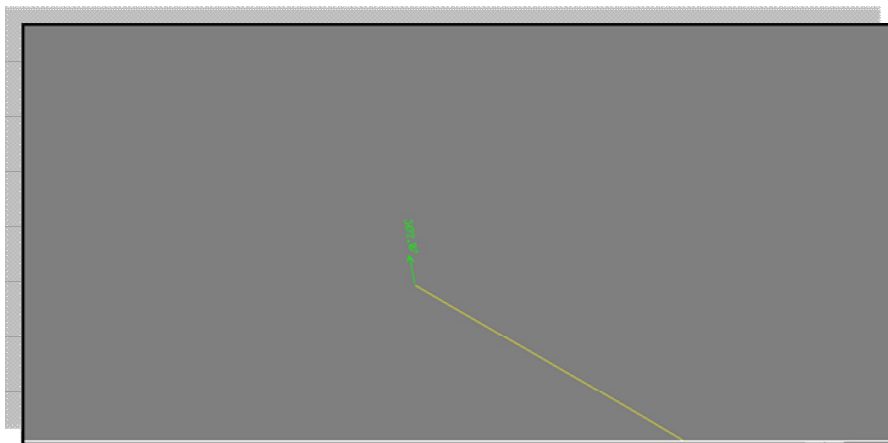
Σχήμα 90 : Μέγιστη βύθιση λόγω Ιδίου Βάρους, $w = 0.108$ m



Σχήμα 91 : Μέγιστη βύθιση λόγω συγκεντρωμένου φορτίου $P=1000$ kN στο μέσον του ανοίγματος, $w = 0.025$ m



Σχήμα 92 : Μέγιστη βύθιση λόγω ομοιόμορφου φορτίου $P=60 \text{ KN/m}$, $w = 0.037 \text{ m}$



Σχήμα 93 : Αντιδράσεις στήριξης λόγω ιδίου βάρους, $R_z= 3492,07 \text{ KN}$

Κεφάλαιο 5

Σύγκριση Αποτελεσμάτων των Μεθόδων Ανάλυσης του Φορέα

Για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τα διαφορετικά προσομοιώματα ανάλυσης της σύμμικτης κιβωτιοειδούς γέφυρας παρατίθεται παρακάτω ο Πίνακας 6. Περιλαμβάνει τα βέλη κάμψης λόγω ιδίου βάρους, ομοιόμορφου και συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσον του ανοίγματος, τη στροφή στο μέσον του ανοίγματος υπό την δράση ομοιόμορφου και συγκεντρωμένου φορτίου που προκαλεί στρέψη, τις ιδιοπερίόδους των 5 πρώτων ιδιομορφών καθώς και τις αντιδράσεις στις στηρίξεις λόγω ιδίου βάρους.

Πίνακας 6: Σύνοψη αποτελεσμάτων

Ιδιομορφές							
	1 ^η καμ	2 ^η καμ	3 ^η καμ	1 ^η στρ	2 ^η στρ	3 ^η στρ	4 ^η στρ
Αμφιέριστη δοκός	1,71	6,347	12,88	5,01	17,68		
Εσχάρα 2 δοκών	1,72			2,998	5,205	6,40	6,90
Εσχάρα 3 δοκών	1,72			2,998	5,327	6,40	6,90
Χωροδικτύωμα	1,475			0,516	1,972	2,372	2,481
Πεπερασμένα Στοιχεία	1,59			0,48	2,105	2,636	2,72

Κατακόρυφη μετατόπιση λόγω κάμψης και στρέψης						
	Στρέψη P=1000 KN (m)		Στρέψη Q=60 KN/1.25m (m)		Κάμψη P=1000 KN (m)	Κάμψη Q=60 KN/1.25 m (m)
	δz1	δz2	δz1	δz2	δz	δz
Αμφιέριστη δοκός	-	-	-	-	-0.0501	-0.0741
Εσχάρα 2 δοκών	-0.0337	0.0164	-0.0492	-0.025	-0.0501	-0.0741
Εσχάρα 3 δοκών	-0.0337	0.0164	-0.0492	-0.025	-0.0501	-0.0741
Χωροδικτύωμα	-0.058	0,0032	-0.0923	0.003	-0.0612	-0,0892
Πεπερασμένα Στοιχεία	-0,0638	0,0125	-0,1075	0,0316	-0,0519	-0,077
Βέλος κάμψης λόγω ιδίου βάρους και αντιδράσεις στήριξης						
	W (m)		R _z (KN)			
Αμφιέριστη δοκός	0,108		3492.07 (μία άρθρωση)			
Εσχάρα 2 δοκών	0,106		1719,34			
Εσχάρα 3 δοκών	0,106		1719,34			
Χωροδικτύωμα	0,1296		1742,71			
Πεπερασμένα Στοιχεία	0,1114		1732,53			

Εκ πρώτης όψεως από τις ιδιομορφές μεταξύ των μεθόδων Πεπερασμένων στοιχείων και Χωροδικτυώματος συμπεραίνουμε ότι το πρώτο προσομοίωμα δείχνει μια πιο δύσκαμπτη συμπεριφορά από ότι το δεύτερο. Σε σχέση όμως με τα μοντέλα εσχάρας δοκού, αυτά εμφανίζονται σημαντικά πιο δύσκαμπτα. Η ερμηνεία της απόκλισης αυτής έγκειται στο γεγονός ότι τα προσομοιώματα Πεπερασμένων Στοιχείων και Χωροδικτυώματος στηρίζονται στη βάση του χωρικού μοντέλου ενώ τα μέλη των μοντέλων της εσχάρας δοκών εδράζονται στο κέντρο βάρους των διατομών τους.

Όσον αφορά τη στρέψη, τα μοντέλα της εσχάρας δοκών καθώς και το απλοποιητικό μοντέλο της αμφιέριστης δοκού αδυνατούν να προσομοιώσουν τη στρεπτική συμπεριφορά του φορέα. Από την άλλη, η μέθοδος του Χωροδικτυώματος πλησιάζει σημαντικά τη συμπεριφορά του φορέα όπως αυτή εμφανίζεται από την ακριβέστερη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων.

Αναλυτικότερα, παρατηρούμε ότι τα βέλη κάμψης λόγω ιδίου βάρους, συγκεντρωμένου και ομοιόμορφου φορτίου μεταξύ των προσομοιωμάτων Χωροδικτυώματος και Πεπερασμένων Στοιχείων παρουσιάζουν απόκλιση 16,33% κατά μέσον όρο ενώ σε σχέση με αυτά των μοντέλων της εσχάρας δοκών εμφανίζουν απόκλιση 21,43% και 4,20% αντίστοιχα. Να σημειωθεί ότι με τη μέθοδο της εσχάρας δοκών επιλύθηκαν δύο προσομοιώματα καθώς και ένα προσομοίωμα αμφιέριστης δοκού, τα οποία μεταξύ τους είχαν μικρές αποκλίσεις στα αποτελέσματα εκτός των ιδιομορφών.

Καταλήγουμε λοιπόν στο συμπέρασμα ότι το προσομοίωμα Χωροδικτυώματος προσεγγίζει σε ικανοποιητικό βαθμό την πραγματική συμπεριφορά του φορέα. Σε αντίθεση, με τη χρήση Πεπερασμένων Στοιχείων στην ανάλυση γεφυρών, η οποία απαιτεί χρόνο (ιδιαίτερα εάν πρόκειται για πολύπλοκο φορέα) και δύναται να παρουσιάσει σφάλματα προσομοίωσης, διακριτοποίησης και αριθμητικά σφάλματα τα οποία εξαρτώνται από την ακρίβεια υπολογισμών του κάθε Η/Υ, το απλοποιητικό προσομοίωμα του Χωροδικτυώματος παρέχει ευκολία διότι απαιτεί λιγότερο χρόνο για τη μόρφωση του φορέα, επιβολή των φορτίσεων και στην ανάλυση του ενώ πραγματοποιούνται ευκολότερα αλλαγές. Ταυτόχρονα, η πιθανότητα παρουσίασης λαθών στην προσομοίωση είναι σαφώς μικρότερη.

Επεξήγηση Σχημάτων

<u>Σχήμα 1:</u> Ανοιχτή κιβωτιοειδής διατομή	σελ.12
<u>Σχήμα 2:</u> Κλειστή κιβωτιοειδής διατομή	σελ.13
<u>Σχήμα 3:</u> Κλειστή κιβωτιοειδής διατομή με δοκούς στηρίξεως του καταστρώματος	σελ.13
<u>Σχήμα 4:</u> Κλειστή κιβωτιοειδής διατομή με προεξέχουσες δοκούς στηρίξεως του καταστρώματος	σελ.14
<u>Σχήμα 5:</u> Κλειστή κιβωτιοειδής διατομή με δοκούς στηρίξεως του καταστρώματος και αντιρρίδες	σελ.14
<u>Σχήμα 6:</u> Διάταξη δύο κλειστών κιβωτιοειδών διατομών με δοκούς στηρίξεως του καταστρώματος και αντιρρίδες	σελ.14
<u>Σχήμα 7:</u> Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά διατομής κιβωτίου σε συνάρτηση με το άνοιγμα και το πλάτος του καταστρώματος	σελ.15
<u>Σχήμα 8:</u> Διατομή γέφυρας υπό μελέτη	σελ.16
<u>Φωτογραφία 1:</u> Κατασκευή Κιβωτίου	σελ.17
<u>Φωτογραφία 2:</u> Διαμήκειες και εγκάρσιες ενισχύσεις κιβωτίου	σελ.17
<u>Φωτογραφία 3:</u> Διπλό Διάφραγμα που θα τοποθετηθεί σε θέση στήριξης	σελ.18
<u>Σχήμα 9:</u> Διατομές καταστρώματος	σελ.18
<u>Σχήμα 10 :</u> Διατομές καταστρώματος	σελ.19
<u>Σχήμα 11 :</u> Φορείο Σκυροδέτησης	σελ.19
<u>Σχήμα 12 :</u> Σκυροδέτηση ασυνεχειών προπλακών πάνω από κύρια δοκό	σελ.20
<u>Σχήμα 13 :</u> Σκυροδέτηση ασυνεχειών προπλακών σε τυχαίο άνοιγμα	σελ.20
<u>Φωτογραφία 4 :</u> Διάταξη σύμμικτης πλάκας γέφυρας από χαλυβδόφυλλο και διατμητικούς ήλους σύνδεσης προ διάστρωσης με επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα	σελ.21

<u>Φωτογραφία 5</u> : Διατμητικοί ήλοι σύνδεσης διατομής κιβωτίου με πλάκα καταστρώματος	σελ.22
<u>Πίνακας 1</u> : Αντοχή διαρροής σε συνάρτηση με το πάχος	σελ.26
<u>Πίνακας 2</u> : Ολκιμότητα σε συνάρτηση με το πάχος	σελ.27
<u>Πίνακας 3</u> : Χαρακτηριστικές τιμές αντοχών σκυροδέματος	σελ.28
<u>Πίνακας 4</u> : Δράσεις επί της κατασκευής	σελ.30
<u>Σχήμα 14</u> : Ανεμοπίεση	σελ.34
<u>Σχήμα 15</u> : Σχέση μεταξύ ελάχιστης και μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά (T_{min}/T_{max}) και ελάχιστης/μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας γεφυρών ($T_{e,min}, T_{e,max}$)	σελ.39
<u>Πίνακας 5</u> : Συνιστώμενες τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για διάφορους τύπους καταστρώματος οδογεφυρών, πεζογεφυρών και σιδηροδρομικών γεφυρών	σελ.40
<u>Σχήμα 16</u> : Πεπερασμένα στοιχεία κάτω πέλματος διατομής κιβωτίου	σελ.46
<u>Σχήμα 17</u> : Πεπερασμένα στοιχεία καταστρώματος	σελ.47
<u>Σχήμα 18</u> : Ορισμός ήλων διάτμησης στο SAP 2000	σελ.48
<u>Σχήμα 19</u> : Προσομοίωμα φορέα με πεπερασμένα στοιχεία στο SAP 2000	σελ.48
<u>Σχήμα 20</u> : 1 ^η Ιδιομορφή, $f_1= 0,48$ Hz	σελ.49
<u>Σχήμα 21</u> : 2 ^η Ιδιομορφή, $f_2= 1,59$ Hz	σελ.49
<u>Σχήμα 22</u> : 3 ^η Ιδιομορφή, $f_3= 2,105$ Hz	σελ.50
<u>Σχήμα 23</u> : 4 ^η Ιδιομορφή, $f_4= 2,636$ Hz	σελ.50
<u>Σχήμα 24</u> : 5 ^η Ιδιομορφή, $T_5= 2,72$ Hz	σελ.51
<u>Σχήμα 25</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω Ιδίου Βάρους, $w = 0.1114$ m	σελ.51
<u>Σχήμα 26</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω συγκεντρωμένου καμπτικού φορτίου ($P=1000$ KN), $w = 0.0519$ m	σελ.52
<u>Σχήμα 27</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω ομοιόμορφου καμπτικού φορτίου ($P=60$ KN/1,25), $w = 0.0771$ m	σελ.52

<u>Σχήμα 28</u> : Μέγιστη στροφή λόγω έκκεντρου ομοιόμορφου φορτίου ($P=60 \text{ KN}/1,25 \text{ m}$), $U_2=0.0316\text{m}$ και $U_1=0.1075\text{m}$	σελ.53
<u>Σχήμα 29</u> : Μέγιστη στροφή λόγω έκκεντρου συγκεντρωμένου φορτίου ($P=1000 \text{ KN}$), $U_2=0.0316\text{m}$ και $U_1=0.1075\text{m}$.	σελ.53
<u>Σχήμα 30</u> : Αντιδράσεις Στήριξης για ίδιον Βάρος ($R_z=1732,53 \text{ KN}$)	σελ.54
<u>Σχήμα 31</u> : Προσομοίωση φορέα με μέλη Χωροδικτυώματος	σελ.55
<u>Σχήμα 32</u> : Τρόπος μόρφωσης μελών Χωροδικτυώματος	σελ.55
<u>Σχήμα 33</u> : Διατομή Δοκού 1	σελ.56
<u>Σχήμα 34</u> : Διατομή Δοκού 2	σελ.56
<u>Σχήμα 35</u> : Χιαστοί ράβδοι κορμού κιβωτίου	σελ.57
<u>Σχήμα 36</u> : Χιαστοί ράβδοι κάτω πέλματος κιβωτίου	σελ.57
<u>Σχήμα 37</u> : Δοκός 5	σελ.58
<u>Σχήμα 38</u> : Δοκός 6	σελ.58
<u>Σχήμα 39</u> : Διατομή Ισοδύναμου ήλου διάτμησης	σελ.59
<u>Σχήμα 40</u> : Προσομοίωση διαμήκων δοκών στο SAP 2000	σελ.59
<u>Σχήμα 41</u> : Προσομοίωση εγκάρσιων δοκών στο SAP 2000	σελ.60
<u>Σχήμα 42</u> : 1 ^η Ιδιομορφή, $f_1=0,516 \text{ Hz}$	σελ.60
<u>Σχήμα 43</u> : 2 ^η Ιδιομορφή, $f_2= 1,475 \text{ Hz}$	σελ.61
<u>Σχήμα 44</u> : 3 ^η Ιδιομορφή, $f_3= 1,972 \text{ Hz}$	σελ.61
<u>Σχήμα 45</u> : 4 ^η Ιδιομορφή, $f_4= 2,372 \text{ Hz}$	σελ.61
<u>Σχήμα 46</u> : 5 ^η Ιδιομορφή, $f_5= 2,481 \text{ Hz}$	σελ.62
<u>Σχήμα 47</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω Ιδίου βάρους, $w = 0.1114 \text{ m}$	σελ.62
<u>Σχήμα 48</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω συγκεντρωμένου καμπτικού φορτίου ($P=1000 \text{ KN}$), $w = 0.0612 \text{ m}$	σελ.62
<u>Σχήμα 49</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω ομοιόμορφου καμπτικού φορτίου ($P=60 \text{ KN}/1,25\text{m}$), $w = 0.0892 \text{ m}$	σελ.63

<u>Σχήμα 50</u> : Μέγιστη στροφή λόγω έκκεντρου συγκεντρωμένου φορτίου ($P=1000$ KN), $U_{z2}=0.0032$ m και $U_{z1}=0.058$ m	σελ.63
<u>Σχήμα 51</u> : Μέγιστη στροφή λόγω έκκεντρου ομοιόμορφου φορτίου ($P=60$ KN/1,25 m), $U_{z2}=0.003$ m και $U_{z1}=0.0923$ m	σελ.64
<u>Σχήμα 52</u> : Αντιδράσεις Στήριξης λόγω Ιδίου Βάρους ($R_z=1742.65$ KN)	σελ.64
<u>Σχήμα 53</u> : Διατομή κύριας δοκού 1	σελ.65
<u>Σχήμα 54</u> : Διατομή κύριας δοκού 2	σελ.66
<u>Εικόνα 55</u> : Ιδιότητες διατομής ακραίας κύριας δοκού	σελ.66
<u>Εικόνα 56</u> : Διατομή Εγκάρσιας Δοκού Καταστρώματος	σελ.67
<u>Εικόνα 57</u> : Απαλειφή ιδιότητας του βάρους από τη δοκό καταστρώματος στο πρόγραμμα SAP 2000	σελ.67
<u>Σχήμα 58</u> : Προσομοίωση φορέα με τη μέθοδο εσχάρας 3 δοκών στο SAP 2000	σελ.68
<u>Σχήμα 59</u> : 1 ^η Ιδιομορφή , $f_1= 1,72$ Hz	σελ.68
<u>Σχήμα 60</u> : 2 ^η Ιδιομορφή , $f_2= 2,99$ Hz	σελ.68
<u>Σχήμα 61</u> : 3 ^η Ιδιομορφή , $f_3= 5,327$ Hz	σελ.69
<u>Σχήμα 62</u> : 4 ^η Ιδιομορφή , $f_4= 6,40$ Hz	σελ.69
<u>Σχήμα 63</u> : 5 ^η Ιδιομορφή , $f_5= 6940$ Hz	σελ.69
<u>Σχήμα 64</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω Ιδίου Βάρους, $w = 0.106$ m	σελ.70
<u>Σχήμα 65</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω συγκεντρωμένου φορτίου ($P=1000$ KN) στο μέσον του ανοίγματος, $w = 0.05$ m	σελ.70
<u>Σχήμα 66</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω ομοιόμορφου φορτίου $P=60$ KN, $w = 0.074$ m	σελ.70
<u>Σχήμα 67</u> : Στροφή λόγω έκκεντρης συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσον του ανοίγματος, $U_{z1} = -0.016$ m και $U_{z2} = -0.034$ m	σελ.71

<u>Σχήμα 68</u> : Στροφή λόγω έκκεντρης συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσον του ανοίγματος, $U_{z1} = -0.025$ m και $U_{z2} = -0.049$ m	σελ.71
<u>Εικόνα 69</u> : Αντιδράσεις στήριξης λόγω ιδίου βάρους, $R_z = 1719,34$ KN	σελ.71
<u>Σχήμα 70</u> : Προσομοίωση φορέα με τη μέθοδο εσχάρας 2 δοκών στο SAP 2000	σελ.72
<u>Σχήμα 71</u> : 1 ^η Ιδιομορφή, $f_1 = 1,72$ Hz	σελ.72
<u>Σχήμα 72</u> : 2 ^η Ιδιομορφή, $f_2 = 2,99$ Hz	σελ.73
<u>Σχήμα 73</u> : 3 ^η Ιδιομορφή, $f_3 = 5,205$ Hz	σελ.73
<u>Σχήμα 74</u> : 4 ^η Ιδιομορφή, $f_4 = 6,40$ Hz	σελ.73
<u>Σχήμα 75</u> : 5 ^η Ιδιομορφή, $f_5 = 6,91$ Hz	σελ.74
<u>Σχήμα 76</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω ίδιου βάρους, $w = 0.106$ m	σελ.74
<u>Σχήμα 77</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω συγκεντρωμένου φορτίου ($P=1000$ KN) στο μέσον του ανοίγματος, $w = 0.0501$ m	σελ.74
<u>Σχήμα 78</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω ομοιόμορφου φορτίου $P=60$ KN/1,25m, $w = 0.074$ m	σελ.75
<u>Σχήμα 79</u> : Στροφή λόγω έκκεντρης συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσον του ανοίγματος, $U_{z1} = -0.016$ m και $U_{z2} = -0.034$ m	σελ.75
<u>Σχήμα 80</u> : Στροφή λόγω έκκεντρης συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσον του ανοίγματος, $U_{z1} = -0.025$ m και $U_{z2} = -0.049$ m	σελ.75
<u>Σχήμα 81</u> : Αντιδράσεις στήριξης λόγω ιδίου βάρους, $R_z = 1719,34$ KN	σελ.76
<u>Σχήμα 82</u> : Διατομή αμφιέριστης δοκού	σελ.76
<u>Σχήμα 83</u> : Ιδιότητες διατομής αμφιέριστης δοκού	σελ.77
<u>Σχήμα 84</u> : Προσόμοιωμα φορέα ως αμφιέριστη δοκός	σελ.77
<u>Σχήμα 85</u> : 1 ^η Ιδιομορφή, $f_5 = 1,71$ Hz	σελ.77
<u>Σχήμα 86</u> : 2 ^η Ιδιομορφή, $f_2 = 5,01$ Hz	σελ.78
<u>Σχήμα 87</u> : 3 ^η Ιδιομορφή, $f_3 = 6,347$ Hz	σελ.78
<u>Σχήμα 88</u> : 4 ^η Ιδιομορφή, $f_4 = 12,98$ Hz	σελ.78

<u>Σχήμα 89</u> : 5 ^η Ιδιομορφή, $f_5 = 17,68$ Hz	σελ.79
<u>Σχήμα 90</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω ιδίου βάρους , $w = 0.108$ m	σελ.79
<u>Σχήμα 91</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω συγκεντρωμένου φορτίου ($P=1000$ KN) στο μέσον του ανοίγματος, $w = 0.0501$ m	σελ.79
<u>Σχήμα 92</u> : Μέγιστη βύθιση λόγω ομοιόμορφου φορτίου $P=60$ KN/1,25m, $w = 0.0741$ m	σελ.80
<u>Σχήμα 93</u> : Αντιδράσεις στήριξης λόγω ιδίου βάρους, $R_z = 3492,07$ KN	σελ.80
<u>Πίνακας 6</u> : Σύνοψη αποτελεσμάτων	σελ.81

Βιβλιογραφία

- Ερμόπουλος Ι., "Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες", Κλειδάριθμος 2000.
- Βάγιας Ι., "Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα", Σελ/ 91 Κλειδάριθμος, 2η έκδοση 2006.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., "Σιδηρές κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3" Τόμος II, Κλειδάριθμος.
- Παπαδρακάκης Μ., "Ανάλυση φορών με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων" Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα 2001.
- The Steel Construction Institute, "Design Guide for Composite Box Girder Bridges".
- Διπλωματική Εργασία "Στατική και Δυναμική Ανάλυση Σύμμικτης Γέφυρας με την Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων". Γάτσιου Ιωάννα, 2008
- Διπλωματική Εργασία "Ανάλυση και Σχεδιασμός Κιβωτιοειδούς Σύμμικτης Γέφυρας". Μπαϊμάς Ευστάθιος, 2006
- Διπλωματική Εργασία "Ανάλυση Σύμμικτης Γέφυρας με Πεπερασμένα Στοιχεία". Τσολάκης Ελευθέριος, 2008
- Ε39/99, Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών, Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.
- ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1 - EN 1990, Βάσεις σχεδιασμού.
- ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3 - EN 1993, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα.
- ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 4 - EN 1994-2, Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα - Γέφυρες.
- Coletti, D.A., Z. Fan, J. Holt, W. Gatti, and J.P. Vogel. Practical Steel Tub Girder Design, National Steel Bridge Alliance, 2005.
- Yura, J.A., T.A. Helwig, R.H. Herman, and E. Williamson. Trapezoidal Box Girders—State of the Art, Texas Department of Transportation, Research Report 0-4307-1, 2005 (Anticipated).
- Hedefine, A., J. Swindlehurst, and M. Sen. Structural Steel Designer's Handbook, Section 12, Beam and Girder Bridges, 3rd Edition, (Brockenbrough, R.L., and F.S. Merritt, Editors), McGraw Hill, Inc., 1999.
- Hall, D. H. Why Steel Box Girders? Modern Steel Construction, April 1997.
- Poellot, W.N. Structural Engineering Handbook, Section 21, Curved Steel Box Girder Bridges, 4th Edition, (Gaylord, E.H., C.N. Gaylord, and J.E. Stallmeyer, Editors), McGraw-Hill, Inc., 1997.
- AISC Marketing, Inc. Highway Structures Design Handbook, ADUSS 88-8535, 1981.
- American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO), Guide Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges, GHC-4, 2003.
- American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO). LRF Bridge Design Specifications, 3rd Edition, LRFD-3, 2004 with interim revisions through 2005.
- Kase, R.A. Twelve Commandments for Economic Steel Box Girders, Modern Steel Construction, August 1997.
- American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO). Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition, HB-17, 2002.
- Coletti, D.A, and J.M. Yadlosky. Behavior and Analysis of Curved and Skewed Steel Bridges. 2005 World Steel Bridge Symposium, November 29-December 1, 2005.
- Richardson, Gordon, and Associates (now Pittsburgh, Pa., office of HDR). Curved Girder Workshop Lecture Notes, prepared under Contract No. DOT-FH-11-8815, Federal Highway Administration, 1976.
- Tung, D.H.H, and R.S. Fountain. Approximate Torsional Analysis of Curved Box Girders by the M/R Method. AISC Engineering Journal, Vol. 7, No. 3, July 1970.

- American Iron and Steel Institute. *Four LRFD Design Examples of Steel Highway Bridges*, Highway Structures Design Handbook, Vol. II, Chapters 1A and 1B, 1996.
- American Iron and Steel Institute and National Steel Bridge Alliance. *Four LFD Design Examples of Steel Highway Bridges*, Highway Structures Design Handbook, Vol. II, Chapter 2B, 1999.
- Texas Steel Quality Council. *Preferred Practices for Steel Bridge Design, Fabrication, and Erection*, November 2000.
- Wolchuk, R., and R.M. Mayrbaurl. *Proposed Design Specifications for Steel Box Girder Bridges*, Report No. FHWA-TS-80-205, Federal Highway Administration, January 1980.
- Fan, Z., and T.A. Helwig. *Behavior of Steel Box Girders with Top Flange Bracing*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 8, pp 829-837, August 1999.
- Fan, Z., and T.A. Helwig. *Distortional Loads and Brace Forces in Steel Box Girders*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 6, pp 710-718, June, 2002.
- Heins, C.P., and D.H. Hall. *Designer's Guide to Steel Box Girder Bridges*, Booklet No. 3500, Bethlehem Steel, February 1981.
- United States Steel. *Steel/Composite Box-Girder Bridges—A Construction Manual*, ADUSS 88-7493-01, December 1978. TRB 2006 Annual Meeting CD-ROM Paper revised from original submittal
- Kollbrunner CF, Basler K. *Torsion in structures—an engineering approach*. New York: Springer-Verlag; 1969.
- Sennah KM, Kennedy JB. *State-of-the-art in design of curved box-girder bridges*. ASCE Journal of Bridge Engineering 2001;6(3):159–67.
- Holt J. *TxDOT design engineer*. Personal contacts; 2001.
- Fan Z. *Field and computational studies of steel trapezoidal box-girder bridges*. PhD dissertation, University of Houston; 1999.
- Cheplak BA. *Field measurements of intermediate external diaphragms on a trapezoidal steel box-girder bridge*. Thesis, University of Texas at Austin; 2001.
- Topkaya C. *Behavior of curved steel trapezoidal box-girders during construction*. PhD dissertation, University of Texas at Austin, Texas; 2002.
- Viest IM, Colaco JP, Furlong RW, Griffis LG, Leon RT, Wyllie LA. *Composite construction design for buildings*. New York: McGraw-Hill; 1997.
- ABAQUS. *Standard user's manual*. Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, Inc., USA; 1997.
- Chen BS. *Top-lateral bracing systems for trapezoidal steel boxgirder bridges*. PhD dissertation, University of Texas at Austin, 2002.