



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΩΝ

**Μελέτη συστήματος τοξωτής γέφυρας με καλωδιωτή
ανάρτηση**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

της

ΑΒΡΑΜΟΥΛΗ ΠΑΝΑΓΙΩΤΑ

Επιβλέπων : Κωνσταντίνος Σπηλιόπουλος
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Οκτώβριος 2021

Η σελίδα αυτή είναι σκόπιμα λευκή.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

Μελέτη συστήματος τοξωτής γέφυρας με καλωδιωτή ανάρτηση

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

της

ΑΒΡΑΜΟΥΛΗ ΠΑΝΑΓΙΩΤΑ

Επιβλέπων : Κ. Σπηλιόπουλος
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Εγκρίθηκε από την τριμελή εξεταστική επιτροπή την

(Υπογραφή)

.....

(Υπογραφή)

.....

(Υπογραφή)

.....

Αθήνα, Οκτώβριος 2021

(Υπογραφή)

.....

Αβραμούλη Παναγιώτα

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

© 1999 – All rights reserved

Περίληψη

Τα τελευταία χρόνια η εξέλιξη της τεχνολογίας στις σύγχρονες κοινωνίες έδωσε τη δυνατότητα στους αρχιτέκτονες, σε συνεργασία πάντα με δομοστατικούς μηχανικούς, να σχεδιάσουν εντυπωσιακές κατασκευές απολαμβάνοντας απόλυτη αισθητική ελευθερία και πληθώρα τεχνικών υλικών. Τα αποτελέσματα της συνεργασίας αυτής είναι ιδιαίτερα εντυπωσιακά, ειδικά στο σχεδιασμό γεφυρών οι οποίες ξεφεύγουν πια από το καθαρό λειτουργικό τους χαρακτήρα και αρχίζουν να αποτελούν σε μεγάλο βαθμό ορόσημα και αξιοθέατα των περιοχών στις οποίες ανήκουν. Η παρακάτω εργασία εστιάζει στην κατανόηση της σύνθετης δομικής συμπεριφοράς ενός από τους πιο διαδεδομένους τύπους γεφυρών: τη γέφυρα η οποία αποτελείται από ένα ευθύ κατάστρωμα το οποίο υποστηρίζεται από ένα έκκεντρο τόξο προσαρμοσμένο στο άκρο του καταστρώματος. Σε αυτό τον τύπο γεφυρών πρωτοπόρος υπήρξε ο διάσημος Ισπανός μηχανικός- αρχιτέκτονας Santiago Calatrava ο οποίος σχεδίασε την πεζογέφυρα La Devesa.

Η μελέτη θα γίνει σταδιακά. Αρχικά θα μελετηθεί η κλασική τοξωτή γέφυρα με κατακόρυφο τόξο στον άξονα του καταστρώματος. Η σύνδεση τόξου- καταστρώματος γίνεται μέσω ενός συνόλου κατακόρυφων αναρτήρων. Στη συνέχεια θα μελετηθεί και θα αναλυθεί η επίδραση της παράλληλης μετατόπισης του τόξου στο άκρο του καταστρώματος. Τέλος, διατηρώντας το τόξο στο άκρο θα αναλυθεί η επίδραση της περιστροφής του τόξου γύρω από ένα διαμήκη άξονα. Η εργασία θα ολοκληρωθεί δίνοντας τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την ανάλυση των 3 αυτών περιπτώσεων.

Η σελίδα αυτή είναι σκόπιμα λευκή.

Abstract

In recent years, the evolution of technology in modern societies has enabled architects, always in collaboration with structural engineers, to design impressive structures enjoying absolute aesthetic freedom and a wealth of technical materials. The results of this collaboration are particularly impressive, especially in the design of bridges which are now moving away from their purely functional character and are beginning to be largely landmarks and landmarks of the regions to which they belong. The following paper focuses on understanding the complex structural behaviour of one of the most widespread types of bridges: the bridge which consists of a straight deck supported by an eccentric arch attached to the end of the deck. This type of bridge was pioneered by the famous Spanish engineer-architect Santiago Calatrava, who designed the La Devesa footbridge.

The study will be carried out in stages. The first to be studied will be the classic arched bridge with a vertical arch on the deck axis connected by a set of vertical suspensions. Then the effect of parallel displacement of the arch at the deck end will be studied and analysed. Finally, keeping the bow at the end, the effect of rotating the bow around a longitudinal axis will be analysed. The paper will conclude by giving the conclusions drawn from the analysis of these 3 cases.

Keywords: <<.....>>

Πίνακας περιεχομένων

<u>Μελέτη συστήματος τοξωτής γέφυρας με καλωδιωτή αναρτηση</u>		1
<u>1</u>	<u>Εισαγωγή</u>	7
1.1	<u>Γενικά</u>	7
1.2	<u>Santiago Calatrava</u>	7
<u>2</u>	<u>Υπόβαθρο</u>	10
<u>3</u>	<u>Γέφυρες Calatrava</u>	11
3.1	<u>Τρόπος σκέψης σχεδιασμού</u>	11
3.2	<u>Αισθητική ελευθερία στην κατασκευή γεφυρών</u>	12
3.3	<u>Πεζογέφυρα La Devesa</u>	13
3.4	<u>Διατομή γεφυρών</u>	15
3.5	<u>Στάδια Μελέτης</u>	15
3.6	<u>Παραδοχές</u>	15
3.7	<u>Φορτία γέφυρας</u>	16
<u>4</u>	<u>Εξέταση γεφυρών ανά περίπτωση</u>	17
4.1	<u>Γέφυρα με κατακόρυφο τόξο στο κέντρο</u>	17
4.1.1	<u>Κατάστρομα</u>	17
4.1.2	<u>Τόξο</u>	19
4.1.3	<u>Αναρτήσεις</u>	21
4.1.4	<u>Έλεγχος Επάρκειας Διατομής</u>	21
4.1.5	<u>Διόρθωση γεωμετρίας τόξου</u>	22
4.1.6	<u>Προσδιορισμός μετατοπίσεων</u>	29
4.1.7	<u>Έλεγχος μετατοπίσεων</u>	32
4.1.8	<u>Μέγιστη ροπή στρέψης</u>	33
4.1.9	<u>Πρακτικός έλεγχος σε λυγισμό</u>	34
4.2	<u>Γεφυρα με κατακόρυφο τόξο στο άκρο του καταστρώματος</u>	34
4.2.1	<u>Κατάστρομα</u>	35

4.2.2	<u>Τόξο</u>	36
4.2.3	<u>Αναρτήσεις</u>	37
4.2.4	<u>Έλεγχος Επάρκειας Διατομής</u>	38
4.2.5	<u>Διόρθωση γεωμετρίας τόξου</u>	39
4.2.6	<u>Έλεγχος μετατοπίσεων σημείων καταστώματος</u>	49
4.2.7	<u>Μέγιστη ροπή στρέψης</u>	51
4.3	<u>Γέφυρα με κεκλιμένο τόξο στο άκρο</u>	52
4.3.1	<u>Κατάστρωμα</u>	53
4.3.2	<u>Φορτίσεις Καταστώματος</u>	54
4.3.3	<u>Τόξο</u>	54
4.4	<u>Διαφοροποίηση συμπεριφοράς των 3 γεφυρών</u>	55
4.4.1	<u>Διατομή τόξου</u>	56
4.4.2	<u>Αναρτήσεις</u>	58
4.4.3	<u>Έλεγχος Επάρκειας Διατομής</u>	58
4.4.4	<u>Διανομή ροπών μεταξύ τόξου και καταστώματος για κατακόρυφο φορτίο</u>	59
5	SAP ανάλυση	62
5.1	<u>Διόρθωση γεωμετρίας τόξου</u>	62
5.2	<u>Μόνιμα Φορτία Φορέα καταστώματος</u>	75
5.3	<u>Προσδιορισμός μετατοπίσεων</u>	78
5.4	<u>Έλεγχος μετατοπίσεων</u>	81
6	<u>Μελλοντικές κατευθύνσεις έρευνας</u>	85
7	<u>Επίλογος</u>	85
7.1	<u>Σύνοψη και συμπεράσματα</u>	85
8	<u>Βιβλιογραφία</u>	87

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

<u>Διάγραμμα 4-1: Επεξήγηση τύπου παραμορφώσεων</u>	29
<u>Διάγραμμα 4-2: Ροπών - κάμψεων</u>	35
<u>Διάγραμμα 4-3: Τιμές παραμορφώσεων των σημείων A και C</u>	51

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

<u>Εικόνα 1-1: Γέφυρα Αλαμίγιο</u>	9
<u>Εικόνα 1-2: Ορλεάνης</u>	9
<u>Εικόνα 1-3: Γέφυρα Σάμιουελ Μπέκετ (Δουβλίνο)</u>	9
<u>Εικόνα 3-1: Πεζογέφυρα La Devesa 1</u>	13
<u>Εικόνα 3-2: Πεζογέφυρα La Devesa 2</u>	14
<u>Εικόνα 3-3: Διατομή πεζογέφυρας La Devesa</u>	14
<u>Εικόνα 3-4: Περιπτώσεις φορτίου</u>	16
<u>Εικόνα 4-1: Διατομή Καταστρώματος</u>	18
<u>Εικόνα 4-2: Διατομή Τόξου</u>	19
<u>Εικόνα 4-3:Σύνολο διαμόρφωσης φορέα</u>	21
<u>Εικόνα 4-4: Παραμόρφωση φορέα για αντισυμμετρική φόρτιση</u>	22
<u>Εικόνα 4-5: Διάγραμμα ροπών κάμψεως φορέα για αντισυμμετρική φόρτιση</u>	22
<u>Εικόνα 4-6: Σχεδίαση γέφυρας με κατακόρυφο τόξο στο κέντρο</u>	26
<u>Εικόνα 4-7: Ίδιο βάρος τόξου και Rh σε αμφιέρεστη δοκό</u>	26
<u>Εικόνα 4-8: Τελική διαμόρφωση τόξου και αναρτήρων</u>	28
<u>Εικόνα 4-9: Δυνάμεις προέντασης στο τόξο</u>	30
<u>Εικόνα 4-10: Ίδιο βάρος τόξου</u>	30
<u>Εικόνα 4-11: Δυσμενής ανομοιόμορφη φόρτιση</u>	32
<u>Εικόνα 4-12: Παραμόρφωση φορέα υπό δυσμενή φόρτιση</u>	33

<u>Εικόνα 4-13: Κατάστρωμα με τόξο κατακόρυφο στο άκρο</u>	35
<u>Εικόνα 4-14: Διατομή τόξου</u>	37
<u>Εικόνα 4-15: Πλήρης διαμόρφωση με τόξο κατακόρυφο στο άκρο</u>	38
<u>Εικόνα 4-16: Διαμόρφωση καταστρώματος</u>	39
<u>Εικόνα 4-17: Διάγραμμα αξονικής αναρτήρων</u>	40
<u>Εικόνα 4-18: Αρχική πλήρης διαμόρφωση</u>	43
<u>Εικόνα 4-19: Ίδιο βάρος τόξου σε αμφιέριση δοκού</u>	43
<u>Εικόνα 4-20: Προκύπτουσες ροπές αμφιερίστου δοκού</u>	43
<u>Εικόνα 4-21: Τελική διαμόρφωση τόξου και αναρτήρων</u>	45
<u>Εικόνα 4-22: Φόρτιση τόξου με δυνάμεις προέντασης</u>	46
<u>Εικόνα 4-23: Ίδιο βάρος τόξου</u>	46
<u>Εικόνα 4-24: Σημεία A,C καταστρώματος</u>	49
<u>Εικόνα 4-25: Παραμόρφωση φορέα για καθολική εφαρμογή του g</u>	50
<u>Εικόνα 4-26: Παραμόρφωση φορέα για εφαρμογή g στο μισό κατάστρωμα</u>	50
<u>Εικόνα 4-27: Διατομή καταστρώματος</u>	53
<u>Εικόνα 4-28: Σύνηθε μορφή καταστρώματος</u>	54
<u>Εικόνα 4-29: Σκίτσα Calatrava πάνω σε αυτή τη μορφή</u>	55
<u>Εικόνα 4-30: Διατομή τόξου</u>	57
<u>Εικόνα 4-31: Αναρτήρες σύνδεσης τόξου καταστρώματος</u>	58
<u>Εικόνα 4-32: Διαμόρφωση καταστρώματος</u>	60
<u>Εικόνα 5.1: Δυνάμεις αναρτήρων</u>	63
<u>Εικόνα 5.2: Ανάλυση αξονικής αναρτήρα</u>	63
<u>Εικόνα 5.3: Πλήρης μορφή φορέα</u>	69
<u>Εικόνα 5.4: Πλήρης μορφή φορέα</u>	69
<u>Εικόνα 5.5: Εφαρμογή δυνάμεων των αναρτήρων</u>	70
<u>Εικόνα 5.6: Ίδιο βάρος τόξου κατά μήκος της δοκού</u>	70
<u>Εικόνα 5.7: Παραμόρφωση καταστρώματος λόγω P_h και g_A</u>	71

Εικόνα 5.8: Ροπή M_{xy} λόγω οριζόντιων δυνάμεων	72
Εικόνα 5.9: Ροπή M_{xz} λόγω κατακόρυφων φορτίων.....	73
Εικόνα 5.10: Πραγματική μορφή του φορέα με τελικά μήκη αναρτήρων	75
Εικόνα 5.11: Ίδιο βάρος του καταστρώματος	76
Εικόνα 5.12:Ανάλυση ιδίου βάρους του τόξου	77
Εικόνα 5.13: Ίδιο βάρος τόξου	79
Εικόνα 5.14: Δυνάμεις προέντασης αναλυμένες στους άξονες y,z	79
Εικόνα 5.15: Παράλληλη φόρτιση	80
Εικόνα 5.16: Διατομή για βύθιση καταστρώματος	82

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

<u>Πίνακας 4-1: Δυνάμεις και εμβαδά αναρτήρων</u>	24
<u>Πίνακας 4-2: Ύψη αναρτήρων μέσω τύπου παραβολής</u>	25
<u>Πίνακας 4-3: Ροπές</u>	27
<u>Πίνακας 4-4: Θεωρητικά μήκη αναρτήρων</u>	31
<u>Πίνακας 4-5: Δυνάμεις και εμβαδά αναρτήρων</u>	41
<u>Πίνακας 4-6: Ύψη μέσω τύπου παραβολής</u>	42
<u>Πίνακας 4-7: Ροπές</u>	45
<u>Πίνακας 4-8: Θεωρητικά μήκη αναρτήρων</u>	48
<u>Πίνακας 5-1: Δυνάμεις και εμβαδά αναρτήρων</u>	65
<u>Πίνακας 5-2: Ύψη μέσω τύπου παραβολής</u>	66
<u>Πίνακας 5-3: Συνιστώσες μήκους αναρτήρων</u>	68
<u>Πίνακας 5-4: Ροπές M_{xz}, M_{xy}</u>	74
<u>Πίνακας 5-5: Θεωρητικά μήκη αναρτήρων</u>	81

1

Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Οι γέφυρες αποτελούν ένα από τα αρχαιότερα έργα υποδομής που δημιούργησε ο άνθρωπος. Κατά τη διάρκεια των αιώνων, το έργο αυτό πέρασε από διάφορες φάσεις στην προσπάθεια του ανθρώπου να εξυπηρετήσει βάσει της τεχνολογίας και των υλικών που είχε στη διάθεση του τις μετακινήσεις του. Καθ' όλη τη διάρκεια των χρόνων η σπουδαιότητα του έργου αυτού παραμένει εξίσου σημαντική.

Αυτό καθιστά φυσικά τη μελέτη της δομικής συμπεριφοράς των γεφυρών μια πτυχή ιδιαίτερα ουσιαστική για την εξέλιξη των έργων αυτών. Η μελέτη της συμπεριφοράς αυτής αποδεικνύεται αρκετά περίπλοκη, ειδικά όταν δεν έχουμε πλέον να κάνουμε με γέφυρες συμβατικού τύπου, αλλά γέφυρες σύνθετα διαμορφωμένες στις οποίες καθοριστικά κριτήρια στη διαμόρφωση τους στέκεται η αρχιτεκτονική, η αισθητική και η γλυπτική. Στην κατασκευή αυτού του τύπου γεφυρών πρωτοπόρος υπήρξε ο σπουδαίος αρχιτέκτονας Santiago Calatrava.

1.2 Santiago Calatrava

Ο Santiago Calatrava αποτελεί από πολλές απόψεις μια ασυνήθιστη φιγούρα ανθρώπου. Γεννημένος στην Ισπανία το 1951, σπούδασε τέχνη στη Βαλένθια πριν ξεκινήσει την

εκπαίδευση του εκεί ως αρχιτέκτονας. Στη συνέχεια αποφάσισε να συνεχίσει τις σπουδές τους ως πολιτικός μηχανικός στο ETH (Swiss Federal Institute of Technology) της Ζυρίχης. Το 1981 ολοκλήρωσε εκεί επιτυχώς τη διατριβή του που αφορούσε την πτυσσόμενη διαστημική δομή. Σε μία εποχή που πολλοί διάσημοι αρχιτέκτονες δε διστάζουν να παραδεχτούν πως είναι αυτοδίδακτοι, το βιογραφικό του Calatrava είναι σε αντίθεση με των υπολοίπων γεμάτο με ακαδημαϊκά επιτεύγματα. Μιλώντας Ισπανικά, Γερμανικά, Αγγλικά και Γαλλικά με την ίδια ευχέρεια, ξεπερνώντας τα όρια μεταξύ τέχνης, αρχιτεκτονικής και μηχανικής τόσο εύκολα όσο φαντάζει για τον ίδιο το να αλλάζει χώρες διαμονής, ο Santiago Calatrava αποτελεί μια φυσιογνωμία που μπορεί να θεωρηθεί από πολλούς το φως μιας γενιάς που διαδραμάτισε και εξακολουθεί να διαδραματίζει σπουδαίο ρόλο στη διαμόρφωση της παγκόσμιας αρχιτεκτονικής.

Τα έργα του Calatrava είναι ιδιαίτερα εντυπωσιακά. Δίνουν μεγάλη έμφαση στην τέχνη και την αισθητική αλλά αντικατοπτρίζουν και κάτι που πολλοί αγνοούν, μια βαθύτατη κατανόηση της μηχανικής. Το ύφος τους είναι έντονα προσωπικό εμπνευσμένο πολλές φορές από τις πολυάριθμες μελέτες του πάνω στο ανθρώπινο σώμα, το πιο όμορφο και λειτουργικό φυσικό αντικείμενο. «Ορισμένες φορές δημιουργώ δομικές συνθέσεις που θα μπορούσες κάλλιστα να ονομάσεις γλυπτά» λέει ο Calatrava για τα έργα του.

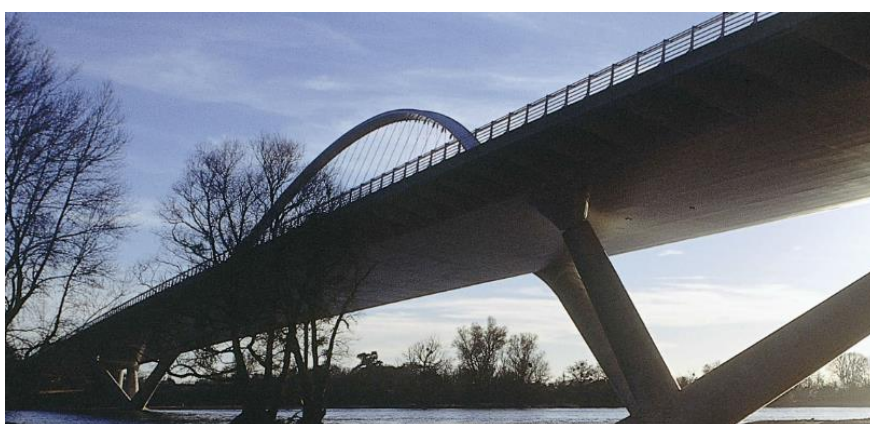
Κατά τη διάρκεια της μακρόχρονης πορείας του λοιπόν στο χώρο αυτό έχει σχεδιάσει και κατασκευάσει κτίρια, σταθμούς, αθλητικά στάδια, αμφιθέατρα, πύργους και διάφορα άλλα έργα σε όλον τον κόσμο, πολλά από τα οποία μάλιστα αποτελούν σήμα κατατεθέν των πόλεων στις όποιες έχουν κατασκευαστεί. Το έργο του έχει γίνει παγκοσμίως γνωστό και έχει κεντρίσει όχι μόνο την προσοχή των εξειδικευμένων σπουδών αλλά και του κοινού που ενδιαφέρεται για την αρχιτεκτονική και την τέχνη ως μια έκφραση του πολιτισμού.

Παρά την αναμφισβήτητη ωστόσο αισθητική τους αξία αρκετά από τα έργα του Calatrava έχουν αποτελέσει αντικείμενο έντονων διαμαχών. Όλο και περισσότερες πόλεις, με βασική τη γενέτειρα του (Βαλένθια) άρχισαν να διαμαρτύρονται για τα προβλήματα λειτουργικότητας που εμφανίστηκαν σε ορισμένα από αυτά με την πάροδο του χρόνου. Σημαντικά επίσης ζητήματα προέκυψαν από το πολύ υψηλό κόστος συντήρησης και τις μεγάλες υπερβάσεις του προϋπολογισμού στον τομέα των κατασκευών του. Έτσι ο Calatrava βρέθηκε στο επίκεντρο μιας από τις πιο έντονες διαμάχες των τελευταίων ετών. Αυτή που αφορά το ρόλο της αισθητικής και της τέχνης στα έργα του πολιτικού μηχανικού και το κατά πόσον και σε ποιο βαθμό θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στο σχεδιασμό των διαφόρων κατασκευών.

Παρακάτω μπορούμε να δούμε μερικά από τα πιο γνωστά έργα του Santiago Calatrava στον τομέα των γεφυρών.



Εικόνα 1-1: Γέφυρα Αλαμίγιο



Εικόνα 1-2: Ορλεάνης



Εικόνα 1-3: Γέφυρα Σάμιουελ Μπέκετ (Δουβλίνο)

2

Υπόβαθρο

Το αντικείμενο αυτής της διπλωματικής εργασίας αφορά τη δομική συμπεριφορά των γεφυρών του Calatrava. Η δομική συμπεριφορά των γεφυρών του είναι η λιγότερο μελετημένη πτυχή των έργων του, καθώς η αισθητική είναι αυτή που κερδίζει τις εντυπώσεις και πρωταγωνιστεί στις διάφορες μελέτες που γίνονται γύρω από τις κατασκευές του. Στόχος λοιπόν είναι να κατανοήσουμε και να περιγράψουμε τον τρόπο σύνθεσης και λειτουργίας των γεφυρών αυτών. Πιο συγκεκριμένα μας ενδιαφέρει η ανάλυση των δομικών επιπτώσεων μερικών αποφάσεων , οι οποίες κατά το σχεδιασμό των γεφυρών τύπου Calatrava, βασίστηκαν κυρίως σε οπτικούς και αισθητικούς λόγους. Κατά συνέπεια θα διαπιστώσουμε την επίδραση των επιλογών αυτών -θετική ή αρνητική- στη δομική και λειτουργική απόκριση των γεφυρών.

3

Γέφυρες Calatrava

3.1 Τρόπος σκέψης σχεδιασμού

Για να προσεγγίσουμε τον τρόπο σκέψης του Calatrava στη σχεδίαση, βασικό είναι να κάνουμε μία πολύ σύντομη αναδρομή στον τρόπο σχεδιασμού των γεφυρών κατά το 19ο και 20ο αιώνα. Την εποχή αυτή οι γέφυρες αποτελούσαν πολύ ιδιαίτερες και σημαντικές κατασκευές. Τους δόθηκε πέτρινη επένδυση, γλυπτά λιοντάρια ή κιγκλιδώματα, ακόμα και άγγελοι που κρατούσαν τους λαμπτήρες όπως είναι η γέφυρα Alexander III στο Παρίσι. Αυτός ο τρόπος σχεδιασμού, που έδινε μεγάλη έμφαση στην αισθητική, εγκαταλείπεται ως αποτέλεσμα του Β' παγκοσμίου πολέμου. Εκατοντάδες γέφυρες σε όλη την Ευρώπη έπρεπε να χτιστούν ξανά και σε σύντομο χρονικό διάστημα. Αυτό αναπόφευκτα οδήγησε σε ένα ρεύμα καθαρά λειτουργικού σχεδιασμού γεφυρών. Σωστή γέφυρα θεωρούνταν αυτή που ήταν απλή σχεδιαστικά και κυρίως χαμηλού κόστους.

Ο Calatrava σύντομα αντιλήφθηκε ότι αυτή η λειτουργική σχολή σχεδιασμού γεφυρών είχε ξεπεράσει κατά πολύ τη μεταπολεμική της χρησιμότητα. Όπως πίστευε ο ίδιος, είχε φτάσει ο καιρός να επαναπροσδιορίσουμε τις δυνατότητες των γεφυρών. Στην πεποίθηση αυτή στηρίχτηκαν μετέπειτα όλες οι κατασκευές του σε ότι αφορά τις γέφυρες. Για να επισημάνει τη μεγάλη σημασία μιας διαφορετικής προσέγγισης στον τρόπο σχεδιασμού των γεφυρών, φέρνει ως παράδειγμα γέφυρες σε μεγάλες ευρωπαϊκές πόλεις όπως στη Φλωρεντία, στη Βενετία ή στο Παρίσι όπου πέραν της αντικειμενικής χρησιμότητας τους και της διάρκειας

τους στο χρόνο, παίζουνε ένα καθοριστικό ρόλο στη διαμόρφωση εντυπώσεων για τις ίδιες τις πόλεις στις οποίες βρίσκονται. Με άλλα λόγια αποτελούν σημεία αναφοράς ή αξιοθέατα των πόλεων αυτών.

Για να κάνει ακόμη πιο αντιληπτή την άποψη του έφτασε σε σημείο να αναφέρει ότι η κατασκευή μιας γέφυρας μπορεί να αποτελέσει μια πιο ισχυρή πολιτιστική χειρονομία σε σύγκριση με την κατασκευή ενός νέου μουσείου.« Η γέφυρα είναι πιο αποδοτική» δηλώνει, «διότι είναι διαθέσιμη για όλους». «Ακόμη και ένας αναλφάβητος άνθρωπος μπορεί να απολαύσει μία γέφυρα. Μία και μόνο κατασκευή μπορεί να μεταμορφώσει το περιβάλλον γύρω μας και να του προσδώσει μία άλλη διάσταση. Τίποτα δεν μπορεί να είναι πιο αποδοτικό από αυτό» καταλήγει.

Αντιλαμβανόμαστε λοιπόν το πλαίσιο πάνω στο οποίο κινήθηκε ο Calatrava κατά το σχεδιασμό και την κατασκευή των γεφυρών του. Παρότι λοιπόν μία γέφυρα αποτελεί κυρίως έργο ενός μηχανικού, καθώς πρέπει να πληροί ένα σύνολο πολλών τεχνικών και στατικών προδιαγραφών, οι γέφυρες του Calatrava γίνονται πολύ εύκολα αναγνωρίσιμες μιας και όλες μοιράζονται αυτό που θα μπορούσε κανείς πλέον να χαρακτηρίσει ως «Calatrava Style».

3.2 Αισθητική ελευθερία στην κατασκευή γεφυρών

Είναι πολύ βασικό να σημειωθεί ότι η αισθητική ελευθερία που απολάμβανε ο Calatrava ώστε να έχει τη δυνατότητα να σχεδιάσει τα διάφορα έργα του δεν είναι αποτέλεσμα μιας οικονομικής ανάλυσης ή μιας δομοστατικής επάρκειας ή ακόμη και της πιθανής ευκολίας εκτέλεσης του έργου. Με άλλα λόγια η κατασκευή των γεφυρών του Calatrava δε στηρίζεται σε αυτό που κανείς θα αποκαλούσε ορθόδοξη προσέγγιση κατά τη σχεδίαση ενός έργου υποδομής.

Στην πραγματικότητα τίποτα από όλα αυτά δε θα ήτανε εφικτό χωρίς την μεγάλη ανάπτυξη της τεχνολογίας. Η τεχνολογική εξέλιξη των οικοδομικών υλικών, η τεράστια ανάπτυξη των δυνατοτήτων δομικής ανάλυσης μέσω της χρήσης κατάλληλων προγραμμάτων Η.Υ, η ικανότητα κατασκευής μεγάλων και βαρέων δομικών στοιχείων οδήγησαν σε μία άνευ προηγουμένου κατάσταση:

Ο μελετητής- σχεδιαστής δε χρειάζεται πλέον να κατασκευάσει τη μόνη λύση η οποία θα μπορεί να αντέξει τα ασκούμενα φορτία. Αντ' αυτού ξαφνικά οι σχεδιαστές γεφυρών ανακάλυψαν ότι στην πραγματικότητα απολαμβάνουν ένα ευρύ φάσμα τεχνικών λύσεων και μία μεγάλη αισθητική ελευθερία. Όσο μικρότερη είναι η γέφυρα, τόσο ευρύτερο είναι το φάσμα των διαθέσιμων τεχνικών λύσεων. Με άλλα λόγια, εφόσον το κόστος δεν αποτελεί πρόβλημα, μπορεί πρακτικά πλέον να κατασκευαστεί σχεδόν οτιδήποτε σχεδιάζεται.

3.3 Πεζογέφυρα La Devesa

Οι γέφυρες που θα σχεδιάσουμε και θα αναλύσουμε στην πορεία ακολουθούν τη δομική συμπεριφορά των λεγόμενων πεζογεφυρών τύπου “la Devesa”. Επομένως θα ακολουθήσει μία σύντομη τεχνική περιγραφή των γεφυρών αυτών.

Η πεζογέφυρα la Devesa σχεδιάστηκε το 1989 και υλοποιήθηκε από τον Αύγουστο του 1990 έως τον Ιούλιο του 1991 στο Ripoll, πάνω από τον ποταμό Ter, στη βορειοανατολική Ισπανία. Η γέφυρα αυτή κατασκευάστηκε για να συνδέσει το σταθμό των τρένων με μία οικιστική γειτονιά τοποθετημένη στην απέναντι πλευρά του ποταμού Ter. Η περιοχή μεταξύ της γέφυρας και του άκρου της γειτονιάς μετατράπηκε σε πάρκο και συμπληρώθηκε με μία σειρά πολλών άλλων έργων. Η γέφυρα αυτή αποτελεί ίσως ένα από τα καλύτερα παραδείγματα του ευρύτερου ρόλου που μπορεί να διαδραματίσει ένα τέτοιο έργο σε μία περιοχή. Η κατασκευή της αποτέλεσε ένα πολύ καλό λόγο για την αναδιάρθρωση της γύρω περιοχής και με τον τρόπο αυτό βελτίωσε σημαντικά το περιβάλλον της ευρύτερης περιοχής που ήταν ιδιαίτερα υποβαθμισμένο.

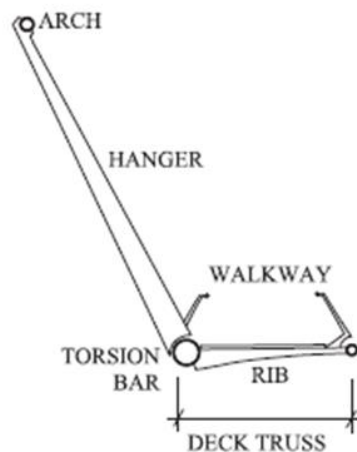


Εικόνα 3-1: Πεζογέφυρα La Devesa 1



Εικόνα 3-2: Πεζογέφυρα La Devesa 2

Οι πεζογέφυρες αυτές αποτελούνται από ευθύ κατάστρωμα που υποστηρίζεται από ένα έκκεντρο κεκλιμένο τόξο. Τόσο το τόξο όσο και το κατάστρωμα (χαλύβδινες κατασκευές) στηρίζονται πάνω σε ένα πυλώνα σκυροδέματος ο οποίος ενσωματώνει ράμπες προσέγγισης και σκάλες. Το τόξο έχει μήκος 44μ. μέγιστο ύψος στο μέσον του 6,5μ. και κλίση ως προς το κατακόρυφο επίπεδο 25°. Το κατάστρωμα και το τόξο συνδέονται με μία σειρά από άκαμπτους αναρτήρες σχήματος I. Το κατάστρωμα αποτελείται από μία ράβδο στρέψης, η οποία συντίθεται από ένα κοίλο κυκλικό τμήμα (CHS) όπου συνδέονται οι αναρτήρες, μία μικρότερη κοίλη κυκλική ράβδος τοποθετημένη στο ελεύθερο άκρο του καταστρώματος και ένα σύνολο εγκάρσιων νευρώσεων μεταξύ των δύο αυτών ράβδων. Ο διάδρομος που διαμορφώνεται έχει πλάτος 3,25μ. και είναι κατασκευασμένος από ξύλινες σανίδες.



Εικόνα 3-3: Διατομή πεζογέφυρας La Devesa

3.4 Διατομή γεφυρών

Στις γέφυρες που θα μελετήσουμε η διατομή αποκτά μία ιδιαίτερη σημασία. Ο Calatrava ακολούθησε μια προοδευτική πορεία προς τη διαμόρφωση μιας έντονης ασυμμετρίας, της οποίας οι στατικές συνέπειες αποτελούν το βασικό κομμάτι που απασχολεί τη μελέτη μας. Αυτή η πρόοδος στα έργα του οφείλεται στην προσπάθεια του να εξερευνήσει- εκμεταλλευτεί στο μέγιστο βαθμό το φαινόμενο της στρέψης. Ακολουθώντας λοιπόν και εμείς τον τρόπο σκέψης του Calatrava θα κινηθούμε στην παρούσα διπλωματική προοδευτικά.

3.5 Στάδια Μελέτης

Για τη διευκόλυνση της μελέτης και για την ευχερέστερη σύγκριση των αποτελεσμάτων θα ακολουθήσουμε την παρακάτω πορεία:

Σε πρώτη φάση θα μελετήσουμε την περίπτωση της τοξωτής γέφυρας με ένα κατακόρυφο τόξο προσαρμοσμένο στον άξονα του καταστρώματος μέσω ενός συνόλου αναρτήρων.

Στη συνέχεια θα μετακινήσουμε παράλληλα το τόξο στο ένα άκρο του καταστρώματος και θα διαπιστώσουμε τις συνέπειες της μετακίνησης αυτής.

Τέλος, διατηρώντας το τόξο στο άκρο του καταστρώματος θα εστιάσουμε στην επίδραση της περιστροφής του γύρω από ένα διαμήκη άξονα.

Οι αλλαγές αυτές γίνονται για να επικεντρωθούμε στην ανάρτηση. Το τόξο προκύπτει ως ο ενδεδειγμένος φορέας για τα φορτία της ανάρτησης. Η θέση στην οποία διαμορφώνεται κάθε φορά η ανάρτηση παίζει καθοριστικό ρόλο στη συνολική συμπεριφορά της γέφυρας για τα ασκούμενα φορτία.

Οι λεπτομέρειες και τα τεχνικά χαρακτηριστικά των γεφυρών και οι διαφοροποιήσεις για κάθε είδους ανάρτηση θα αναλυθούν στον πορεία της μελέτης ανά περίπτωση.

3.6 Παραδοχές

Για τη σχεδίαση των διαφόρων γεφυρών της μελέτης αλλά και την ανάλυση των φορτίσεων τους χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Sap που κρίθηκε το καταλληλότερο για τις απαιτήσεις της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Επίσης καθ' όλη τη διάρκεια της μελέτης πρέπει να τονίσουμε πως πρόκειται για μελέτη κατασκευής και ως εκ τούτου παραλείπουμε στοιχεία πραγματικής έδρασης της γέφυρας και άλλες κατασκευαστικές λεπτομέρειες που σε μια άλλου είδους μελέτη θα έπρεπε να αναλύονται διεξοδικά. Στην υπάρχουσα μελέτη θα εστιάσουμε στη στατική λειτουργία των

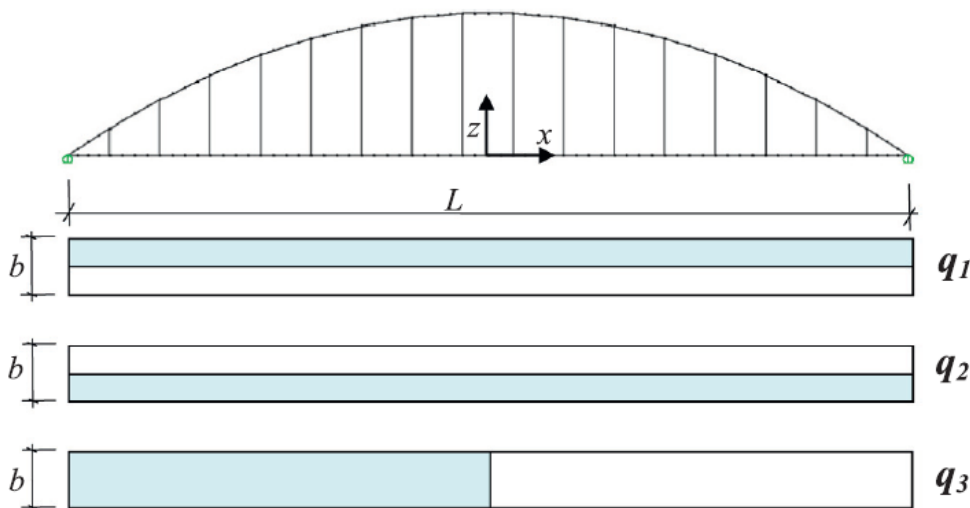
διάφορων γεφυρών που θα διαμορφώσουμε και σε ότι αυτή περιλαμβάνει, πρόκειται δηλαδή για μία μελέτη στατικής λειτουργίας και συμπεριφοράς της ανωδομής.

3.7 Φορτία γέφυρας

Σε ότι αφορά τα φορτία της κατασκευής πρόσθετα προς το ίδιο βάρος τόξου και καταστρώματος λαμβάνουμε υπόψη όπου είναι αναγκαίο και κάποιες επιπλέον περιπτώσεις φορτίσεων.

Μία τιμή για υπερτιθέμενα νεκρά φορτία της τάξης του 2.5kN/m^2 (10kN/m , για γέφυρα πλάτους 4m .) έτσι ώστε να ληφθούν υπόψη το βάρος μη δομικών στοιχείων, όπως της επένδυσης, της επιφάνειας, των πετασμάτων του καταστρώματος κλπ.

Κατά περίπτωση δύναται να χρησιμοποιηθούν επίσης τρεις διατάξεις για το κινητό φορτίο q που αντιστοιχούν στο φόρτο κυκλοφορίας πάνω από τρία διαφορετικά τμήματα του καταστρώματος, πάνω από το δεξί τμήμα, πάνω από το αριστερό ή πάνω από το μισό κατά μήκος τμήμα της γέφυρας έκαστην 5kN/m^2 .



Εικόνα 3-4: Περιπτώσεις φορτίου

4

Εξέταση γεφυρών ανά περίπτωση

4.1 Γέφυρα με κατακόρυφο τόξο στο κέντρο

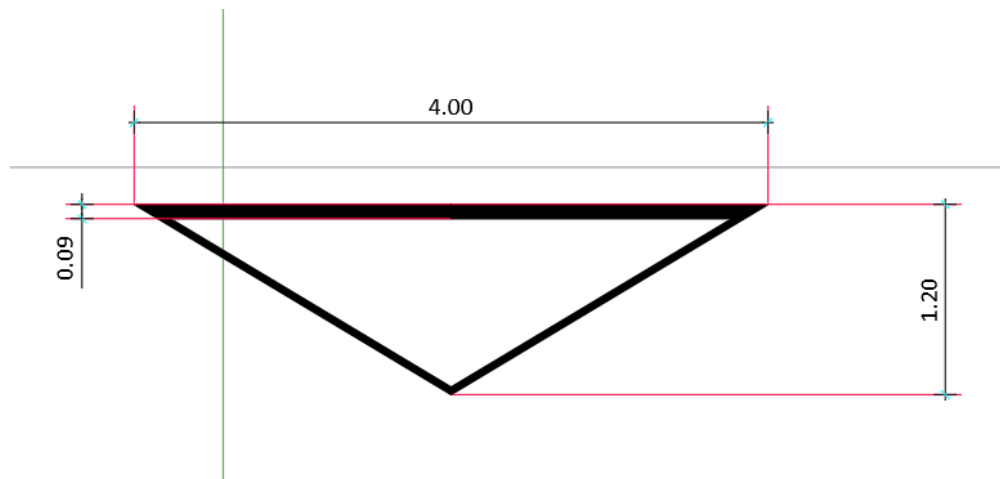
Η κλασική τοξωτή γέφυρα είναι η απλούστερη εκδοχή και η συχνότερα συναντώμενη μορφή αυτού του τύπου γεφυρών. Η γέφυρα αυτού του τύπου συντίθεται από ευθύ κατάστρωμα και ένα τόξο σε κατακόρυφο επίπεδο. Το κατάστρωμα υποστηρίζεται από ένα σύνολο αναρτήρων προσαρμοσμένων στον άξονα του. Και αυτή αλλά και οι υπόλοιπες γέφυρες που θα αναλύσουμε στην πορεία αποτελούν πεζογέφυρες εφόσον θα θεωρήσουμε πως δέχονται μόνο φορτία πεζών.

Στην πρώτη περίπτωση λοιπόν σχεδιάσαμε μία γέφυρα με ευθύ κατάστρωμα πλάτους $b=4\mu$. η οποία καλύπτει ένα άνοιγμα μήκους 80μ. Το τόξο της γέφυρας είναι κοίλης ορθογωνικής διατομής και η σύνδεση του με το κατάστρωμα γίνεται μέσω ενός συνόλου αναρτήρων συμπαγούς κυκλικής διατομής. Πρόκειται για μία εξολοκλήρου μεταλλική κατασκευή.

4.1.1 Κατάστρωμα

Όπως αναφέρεται παραπάνω η γέφυρα αποτελείται από ευθύ κατάστρωμα πλάτους 4μ. Το κατάστρωμα διαμορφώνεται από μία κοίλη τριγωνική διατομή η οποία διατρέχει όλο το

μήκος της γέφυρας. Πέραν της αισθητικής αξίας που προσδίδει στη γέφυρα, ως μια μη συμβατική διαμόρφωση διατομής, το κατάστρωμα λόγω της κοίλης διατομής του, καθίσταται ικανό να παραλαμβάνει τις διάφορες πιθανές αναπτυσσόμενες στρεπτικές δυνάμεις. Η διατομή του καταστρώματος με τα χαρακτηριστικά της φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα:



Εικόνα 4-1: Διατομή Καταστρώματος

Το πάχος του καταστρώματος είναι 0,09μ., τα πάχη που συνθέτουν τα πλαϊνά τμήματα είναι 0,04μ. έκαστο και το ύψος του τριγώνου 1,2μ. Κάνουμε την υπόθεση πως το κατάστρωμα στηρίζεται αμφιέριστα στα άκρα του και δεν μπορεί να υποστηρίξει καμία διαμήκη κάμψη.

Φορτίσεις Καταστρώματος

- Διατομή A: $0.5 \cdot 4 \cdot 1.2 - 0.5 \cdot 1.08 \cdot 3.6 = 0.456 \text{m}^2$
- Ροπή αδράνειας ως προς τον οριζόντιο άξονα $I = 0.0762 \text{m}^4$
- Στρεπτική ροπή αδράνειας $I(t) = 0.017 \text{m}^4$
- Οριζόντια απόσταση κέντρου βάρους από το σημείο ανάρτησης = 0

Επομένως οι φορτίσεις στο κατάστρωμα έχουν ως εξής:

Ίδιο βάρος καταστρώματος g_D : $g_D = A_D \cdot \gamma_s = 0.456 \cdot 78.5 = 35.796 \text{ kN/m}$ δηλαδή περίπου 36kN/m.

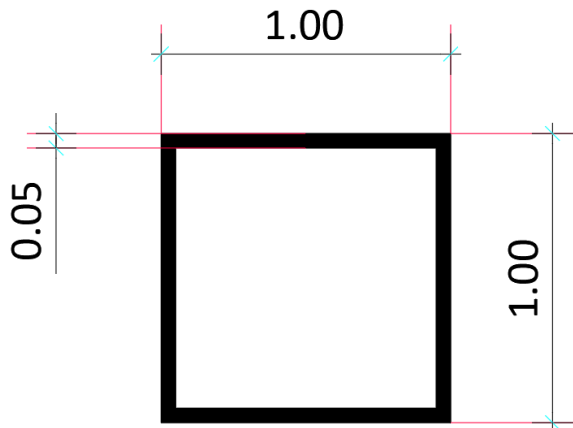
Υπερτιθέμενα νεκρά φορτία g_{DL} : $g_{DL} = 2.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 4 = 10 \text{ kN/m}$

Κινητό φορτίο (οφειλόμενο αποκλειστικά στην κίνηση πεζών) της τάξης των 5 kN/m^2 , επομένως $q = 5 \cdot 4 = 20 \text{ kN/m}$.

Άρα συνολικό φορτίο καταστρώματος: $q = 36 + 10 + 20 = 66 \text{ kN/m}$

4.1.2 Τόξο

Η διατομή που θα χρησιμοποιήσουμε στο τόξο θα είναι κοίλη τετραγωνική 1000x1000mm με πάχος $t_f=50\text{mm}$. Και πάλι η κοίλη διατομή εφαρμόζεται ώστε το τόξο να είναι και αυτό ικανό με τη σειρά του να παραλάβει στρέψη, κάτι που στην πρώτη περίπτωση της μελέτης με το κατακόρυφο τόξο στο κέντρο, δε θα έχει κάποια πρακτική σημασία.



Εικόνα 4-2: Διατομή Τόξου

4.1.2.1 Προσδιορισμός γεωμετρίας τόξου

Για τον προσδιορισμό της γεωμετρίας του τόξου θα στηριχτούμε στη θεωρία του σχοινοειδούς φορέα. Η ανάπτυξη καμπτικών ροπών σε ένα φορέα προκαλεί τη γνωστή γραμμική κατανομή των τάσεων κάτι που έχει ως αποτέλεσμα να μην είναι εκμεταλλεύσιμη η εντατική ικανότητα όλων των ινών της διατομής. Αυτός είναι και ο λόγος που η κάμψη γενικά δεν είναι επιθυμητή. Η ιδανική εκμετάλλευση του φορέα γίνεται όταν οι ίνες των διατομών του εντείνονται ομοιόμορφα. Αυτό συμβαίνει μόνο στην περίπτωση αξονικής καταπόνησης της διατομής.

Στόχος μας εδώ είναι να διαμορφώσουμε ένα φορέα που θα στηρίζεται αρθρωτά σε δύο σημεία σε απόσταση $L=80\text{m}$ και για μια συγκεκριμένη φόρτιση θα αναπτύσσει μόνο αξονική ένταση.

Για το σκοπό αυτό θα θεωρήσουμε ένα απολύτως εύκαμπτο μέσο όπως ένα σχοινί. Έστω ότι το μέσον αυτό στηρίζεται στα συγκεκριμένα σημεία απόστασης L και φορτίζεται με τα δεδομένα φορτία. Στη μορφή που θα πάρει θα αναπτύσσονται προφανώς μόνο εφελκυστικές δυνάμεις. Σε περίπτωση που το υλικό του μέσου δεν αντέχει σε εφελκυσμό θα θεωρήσουμε την κατοπτρική στατική του εικόνα που είναι απόλυτα ισοδύναμη με εκείνη του σχοινοειδούς,

στην οποία ωστόσο αναστρέφονται τα φορτία με αποτέλεσμα να προκαλείται σε όλα τα μέλη αποκλειστικά θλίψη. Με τη διαδικασία αυτή σχηματίζεται η συνήθης μορφή του τόξου.

Ο φορέας αυτός αποκαλείται σχοινοειδής. Σε κάθε σημείο του φορέα αυτού το ασκούμενο εξωτερικό φορτίο εξισορροπεί τις εσωτερικά δρώσες αξονικές θλιπτικές δυνάμεις. Θα μπορούσαμε με άλλα λόγια να πούμε πως τα εξωτερικά φορτία μεταφέρονται προς τις στηρίξεις μόνο μέσω αξονικών θλιπτικών δυνάμεων.

Αναζητώντας τη γεωμετρική μορφή του φορέα $y(x)$ θα θεωρήσω πως οι κατακόρυφες συνιστώσες των αντιδράσεων θα είναι ίσες με τις αντιδράσεις μιας αμφιέριστης δοκού και επομένως η καμπτική ροπή σε ένα σημείο με απόσταση $y(x)$ από το οριζόντιο επίπεδο, θα είναι ίση με την καμπτική ροπή $M_0(x)$ της αμφιέριστης δοκού μειωμένη κατά το μέγεθος $H*y(x)$.

Επομένως:

$$M(x) = M_0(x) - H*y(x).$$

Η απαίτηση $M(x)=0$ οδηγεί στη σχέση $M_0(x)=H*y(x)$. Συνεπώς $y(x)= M_0(x)/H$. Η σχέση αυτή δηλώνει πως η μορφή του τόξου είναι ομοιόθετη προς το διάγραμμα της αμφιερειστού κατά το μέγεθος $1/H$ το οποίο φυσικά στην αρχή είναι άγνωστο. Για τον προσδιορισμό του $1/H$ χρειάζεται να γνωρίζουμε οπωσδήποτε και ένα τρίτο σημείο από το οποίο θα διέρχεται το τόξο. Αυτό το σημείο στην περίπτωση μας θα είναι η κορυφή του τόξου στο μέσον του ανοίγματος L . Έτσι πλέον το $y(x)$ είναι γνωστό, έστω $y(x_0)$

Έστω λοιπόν το ύψος του τόξου $f=13.5\mu$. και η ροπή στο μέσον του ανοίγματος L για μία αμφιέριστη δοκό δίνεται από τον τύπο:

$$M_0(x) = q*l^2/8 = 66*80^2/8 = 52.800 \text{ kNm}$$

Στο μέσον λοιπόν του τόξου με γνωστή τη ροπή θα έχω:

$$\text{Λόγω του φορτίου που προκύπτει από το κατάστρωμα } H_1 = q_{ολ}*l^2/8 * 1/f$$

$$\text{Άρα } H_1 = 3911 \text{ kN}$$

Λόγω του ίδιου βάρους του τόξου $H_2 = g_A * l^2/8 * 1/f$ όπου g_A είναι το ίδιο βάρος του τόξου.

Με βάση τη διατομή του τόξου που έχουμε διαμορφώσει προκύπτουν τα ακόλουθα στοιχεία:

Εμβαδόν διατομής τόξου: $A = 1*1 - (1-2*0,05)^2 = 0,19 \text{ m}^2$. Άρα το βάρος του τόξου είναι:

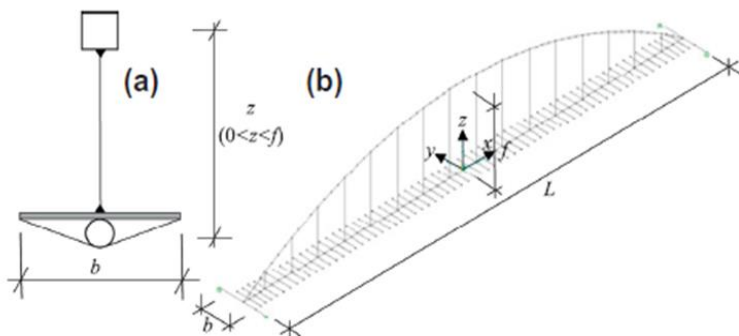
$$g_A = \gamma_s * A_A = 78.5 * 0.19 = 15 \text{ kN/m. Συνεπώς από τον παραπάνω τύπο προκύπτει } H_2 = 890 \text{ kN.}$$

Άρα καταλήγουμε ότι η συνολική αξονική δύναμη που καταπονεί το φορέα είναι **$H=890+3911=4801 \text{ kN}$** .

4.1.3 Αναρτήρες

Οι αναρτήρες σύνδεσης καταστρώματος-τόξου είναι συμπαγούς κυκλικής διατομής. Το απαιτούμενο μέγεθος της διατομής αυτής θα προκύψει από την ανάλυση παρακάτω.

Το σύνολο της διαμόρφωσης με διαφοροποιημένο το κατάστρωμα φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα:



Εικόνα 4-3:Σύνολο διαμόρφωσης φορέα

4.1.4 Έλεγχος Επάρκειας Διατομών τόξου- καταστρώματος

Για να είναι αποδεκτή η σχεδίαση της διατομής θα πρέπει να ισχύει ο τύπος $\sigma = H/A + M/W$ με $\sigma < 150000 \text{ kPa}$.

Για να προσδιορίσουμε το μέγεθος της ροπής που παραλαμβάνεται από το τόξο και το κατάστρωμα αντίστοιχα μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε τους ακόλουθους τύπους:

$M_A = M * I_A / (I_A + I_D)$ για το μερίδιο που αναλαμβάνει το τόξο και

$M_D = M * I_D / (I_D + I_A)$ για το μερίδιο που αναλαμβάνει το κατάστρωμα.

Το M θα το θεωρήσω ως τη ροπή που προκύπτει για αντισυμμετρική φόρτιση. Όταν το μισό της δοκού φορτίζεται με $0.5 * q$ και το άλλο μισό με $-0.5 q$ τότε

$M_{\max} = (q/2 * (l/2)^2) / 8 = q * l^2 / 64 = 5 * 80^2 / 64 = 500 \text{ kN} * \text{m} / \text{m}$ (οφειλόμενη μόνο στο κινητό φορτίο)

Εύρεση W

$$W = I_2 / R_2 - I_1 / R_1$$

$$I_{e\xi} = 0,083 \text{ m}^4 \text{ και } I_{e\varsigma} = 0,94 / 12 = 0,0546 \text{ m}^4$$

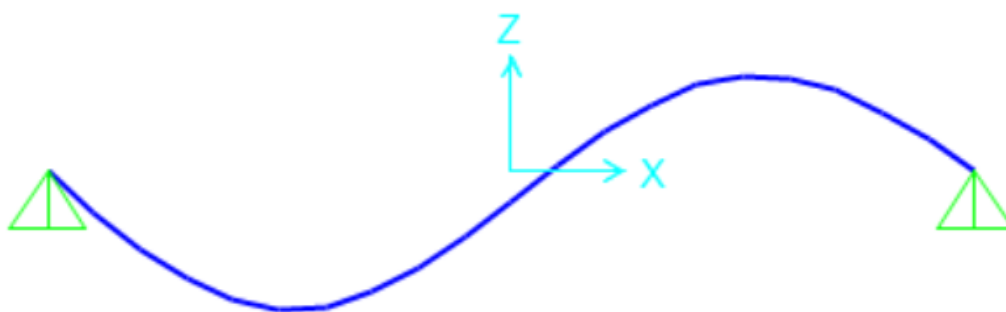
$$W = 0.083 / 0.5 - 0.0546 / 0.45 = 0.044667 \text{ m}^3$$

Άρα $\sigma = 4801 / 0,19 + 500 / 0,0446 = 36462.37 \text{ kN} / \text{m}^2 < 150.000$ Επομένως η σχεδίαση είναι δεκτή.

Οι παραπάνω υπολογισμοί είναι απαραίτητοι ώστε να χρησιμοποιήσουμε εξ αρχής μία διαφορετική διατομή σε περίπτωση μη επάρκειας στο σχεδιασμό. Θα πραγματοποιηθούν στη συνέχεια αναλυτικά και με βάση τα μεγέθη που προκύπτουν από την εφαρμογή του λογισμικού Sap. Με τη χρήση του Sap θα μπορέσουμε να εφαρμόσουμε διάφορες φορτίσεις στον εκάστοτε φορέα και να εξάγουμε από τα αποτελέσματα αυτών χρήσιμα συμπεράσματα.

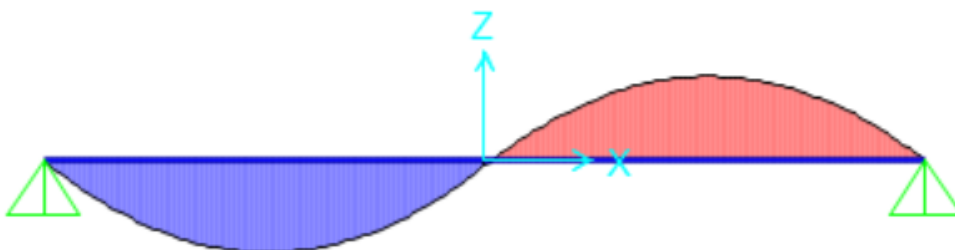
Κατανομή Ροπών:

Ασκώντας το φορτίο του $0.5q$ στο κατάστρωμα το οποίο έχει προσομοιωθεί με μία αμφιέριστη δοκό προκύπτει η ακόλουθη παραμόρφωση του φορέα. Όπως έχω υπολογίσει και παραπάνω η μέγιστη ροπή στα $L/4$ του μήκους είναι ίση με 500kNm/m .



Εικόνα 4-4: Παραμόρφωση φορέα για αντισυμμετρική φόρτιση

Το διάγραμμα ροπών κάμψεων τώρα από την παραπάνω φόρτιση είναι :



Εικόνα 4-5: Διάγραμμα ροπών κάμψεως αντισυμμετρικής φόρτισης

Και οι ροπές που παραλαμβάνουν τόξο και κατάστρωμα είναι σύμφωνα με τους τύπους της προηγούμενης σελίδας:

$$M_A = M^* I_A / (I_A + I_D) = 136,65\text{kNm/m} \quad \text{και} \quad M_D = M^* I_D / (I_D + I_A) = 363,35\text{kNm/m}.$$

Οι υπολογισμοί της κατανομής των ροπών μεταξύ καταστρώματος και τόξου γίνονται αποκλειστικά και μόνο για να αποκτήσουμε μία σαφέστερη εικόνα σε ότι αφορά τον τρόπο κατανομής των φορτίσεων.

4.1.5 Διόρθωση γεωμετρίας τόξου

Για την εύρεση της πραγματικής μορφής το τόξου θα ακολουθήσουμε το παρακάτω σκεπτικό. Το ζητούμενο είναι πόση frame deformation θα πρέπει να δώσουμε σε κάθε έναν από τους αναρτήρες έτσι ώστε να μην υπάρχει καμία παραμόρφωση στα σημεία αγκύρωσης για τα μόνιμα φορτία. Με άλλα λόγια πρέπει να υπολογίσουμε πόσο πιο «κοντό» θα πρέπει να τοποθετηθεί σε αρχική φάση το κάθε καλώδιο χαλαρό ώστε με την προένταση να πάρει μηδενικές μετατοπίσεις. Η δύναμη της προέντασης ασκείται τόσο στο καλώδιο, όσο και στο κατάστρωμα αλλά με αντίθετη φορά. Για να προσδιορίσω τη δύναμη προέντασης θα κατασκευάσω σε πρώτη φάση κάθε αναρτήρα με μία πολύ μεγάλη διατομή έτσι ώστε να είναι πρακτικά ακλόνητος.

Στην περίπτωση μας χρησιμοποίησα αναρτήρες διαμέτρου 1m. Φορτίζοντας λοιπόν το φορέα με όλα τα μόνιμα φορτία θα πάρω τις δυνάμεις προέντασης για κάθε καλώδιο. Εδώ φόρτισα το κατάστρωμα με ένα συνδυασμό φορτίσεων που αποτελούνταν από το ίδιο βάρος καταστρώματος και πλαγίων επίπεδων και από τα πρόσθετα μόνιμα φορτία δηλαδή χρησιμοποίησα το συνδυασμό «MONIMA» μεγέθους $36/4+2,5=11,5\text{kN/m}^2$. Από τη φόρτιση αυτή προέκυψαν οι εξής δυνάμεις αναρτήρων όπως αυτές φαίνονται στον πίν. 1.

Αναρτήσεις	Απόσταση από αρχή x	δυνάμεις προέντασης	εμβαδα αναρτηρων	διάμετρος
1	0	0	0	0
2	2	77,6	0,000107778	0,01171736
3	4	69,75	0,000096875	0,011108899
4	6	68,62	9,53056E-05	0,011018546
5	8	74,35	0,000103264	0,011469366
6	10	79,52	0,000110444	0,011861432
7	12	83,73	0,000116292	0,01217137
8	14	87,04	0,000120889	0,012409617
9	16	89,47	0,000124264	0,012581651
10	18	91,17	0,000126625	0,012700619
11	20	92,27	0,000128153	0,012777009
12	22	92,92	0,000129056	0,012821934
13	24	93,22	0,000129472	0,012842615
14	26	93,29	0,000129569	0,012847436
15	28	93,22	0,000129472	0,012842615
16	30	93,07	0,000129264	0,012832279
17	32	92,89	0,000129014	0,012819864
18	34	92,73	0,000128792	0,012808818
19	36	92,59	0,000128597	0,012799145
20	38	92,51	0,000128486	0,012793615
21	40	92,48	0,000128444	0,01279154
22	42	92,51	0,000128486	0,012793615
23	44	92,59	0,000128597	0,012799145
24	46	92,73	0,000128792	0,012808818
25	48	92,89	0,000129014	0,012819864
26	50	93,07	0,000129264	0,012832279
27	52	93,22	0,000129472	0,012842615
28	54	93,29	0,000129569	0,012847436
29	56	93,22	0,000129472	0,012842615
30	58	92,92	0,000129056	0,012821934
31	60	92,27	0,000128153	0,012777009
32	62	91,17	0,000126625	0,012700619
33	64	89,47	0,000124264	0,012581651
34	66	87,04	0,000120889	0,012409617
35	68	83,73	0,000116292	0,01217137
36	70	79,52	0,000110444	0,011861432
37	72	74,35	0,000103264	0,011469366
38	74	68,62	9,53056E-05	0,011018546
39	76	69,75	0,000096875	0,011108899
40	78	77,6	0,000107778	0,01171736
41	80	0	0	0

Πίνακας 4-1: Δυνάμεις αναρτήρων

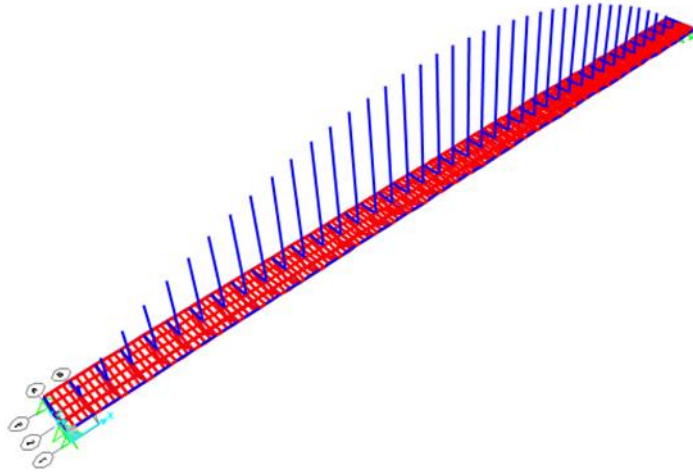
Στο παραπάνω υπολογιστικό φύλλο οι δυνάμεις προέντασης (στήλη 3) έχουν προέλθει από εφαρμογή του Sap όπως είπαμε για τα μόνιμα φορτία μόνο. Η στήλη 4 προέρχεται από τη σχέση $E=Ph/(0.45*1600000)$ και μας δίνει το εμβαδό κάθε αναρτήρα και εν συνεχεία στη στήλη 5 από τον τύπο $E=\pi*D^2/4$ και λύνοντας ως προς D παίρνω τη διάμετρο κάθε αναρτήρα. Στη συνέχεια θέλω να σχεδιάσω τη μορφή του τόξου. Για να προκύψει η μορφή του τόξου μπορώ σε πρώτη φάση να κινηθώ πιο θεωρητικά και να χρησιμοποιήσω την εξίσωση της καμπύλης. Από εκεί μπορώ να πάρω τα ύψη των αναρτήρων και κατά συνέπεια την καμπύλη

του τόξου. Στο παρακάτω υπολογιστικό φύλλο, Πιν. 4-2 φαίνονται τα ύψη των αναρτήρων αρχικά όπως προκύπτουνε μέσω της εξίσωσης της παραβολής, δηλαδή:

ύψη μέσω τύπου παραβολής
0,00
1,32
2,57
3,75
4,86
5,91
6,89
7,80
8,64
9,42
10,13
10,77
11,34
11,85
12,29
12,66
12,96
13,20
13,37
13,47
13,50

Πίνακας 4-2: Ύψη αναρτήρων μέσω τύπου παραβολής

Έχω υπολογίσει τα ύψη ακριβώς μέχρι το μέσον του τόξου (γέφυρας) καθώς τα υπόλοιπα είναι προφανώς συμμετρικά. Το σχήμα που προκύπτει είναι το ακόλουθο. Το σχήμα αυτό θα τροποποιηθεί στη συνέχεια καθώς θα προκύψουν βάσει διαγράμματος ροπής τα πραγματικά ύψη των αναρτήρων.



Εικόνα 4-6: Σχεδίαση γέφυρας με κατακόρυφο τόξο στο κέντρο

Το επόμενο βήμα είναι να προσομοιάσω το κατάστρωμα με μία αμφιέριστη δοκό. Στη δοκό αυτή ανά 2m θα εφαρμόσω τις δυνάμεις προέντασης που προέκυψαν μέσω Sap ως οι αξονικές δυνάμεις των καλωδίων με τη μεγάλη διατομή (ακλόνητων στοιχείων) και το ίδιο βάρος του τόξου 15kN/m σαν ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο. Θα έχω επομένως:



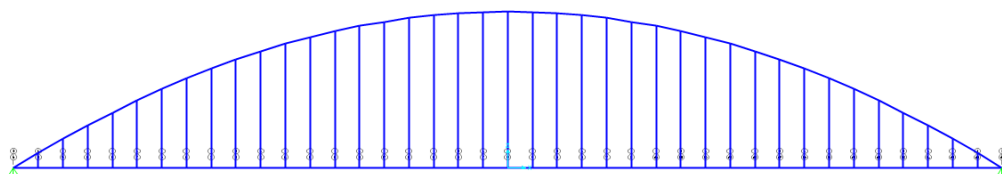
Εικόνα 4-7: Ίδιο βάρος τόξου και Ph σε αμφιέριστη δοκό

Από την παραπάνω φόρτιση προέκυψαν οι ροπές όπως φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα και μέσω αυτών θα προκύψει η πραγματική γεωμετρία του τόξου.

ροπές	H	z(x)
0	4801	0,00
5738	4801	1,20
11199,49	4801	2,33
16420,17	4801	3,42
21382,3	4801	4,45
26074,41	4801	5,43
30486,17	4801	6,35
34609,15	4801	7,21
38436,74	4801	8,01
41964,08	4801	8,74
45187,77	4801	9,41
48105,6	4801	10,02
50716,28	4801	10,56
53019,21	4801	11,04
55014,25	4801	11,46
56701,53	4801	11,81
58081,35	4801	12,10
59154,09	4801	12,32
59920,06	4801	12,48
60379,52	4801	12,58
60532,6	4801	12,61
60379,52	4801	12,58
59920,06	4801	12,48
59154,09	4801	12,32
58081,35	4801	12,10
56701,53	4801	11,81
55014,25	4801	11,46
53019,21	4801	11,04
50716,28	4801	10,56
48105,6	4801	10,02
45187,77	4801	9,41
41964,08	4801	8,74
38436,74	4801	8,01
34609,15	4801	7,21
30486,17	4801	6,35
26074,41	4801	5,43
21382,3	4801	4,45
16420,17	4801	3,42
11199,49	4801	2,33
5738	4801	1,20
0	4801	0,00

Πίνακας 4-3: Ροπές

Για να σχεδιάσουμε την ολοκληρωμένη μορφή του φορέα, απλουστευτικά και υπέρ ασφαλείας θα χρησιμοποιήσουμε όπως είπαμε και πιο πάνω ως ενιαία D σε όλους τους αναρτήρες $D=0,015m$. Έτσι μπορούμε να σχεδιάσουμε την πραγματική μορφή του τόξου με τους αναρτήρες του.



Εικόνα 4-8: Τελική διαμόρφωση τόξου και αναρτήρων

Στο παραπάνω σχήμα που σχεδιάστηκε μέσω Sap έχουμε διαμορφώσει τους αναρτήρες με την πραγματική τους διατομή δηλαδή $D=0,015m$ και το τόξο με τη διατομή του όπως αυτή είχε διαμορφωθεί και σχεδιασθεί μέσω των παραπάνω υπολογισμών.

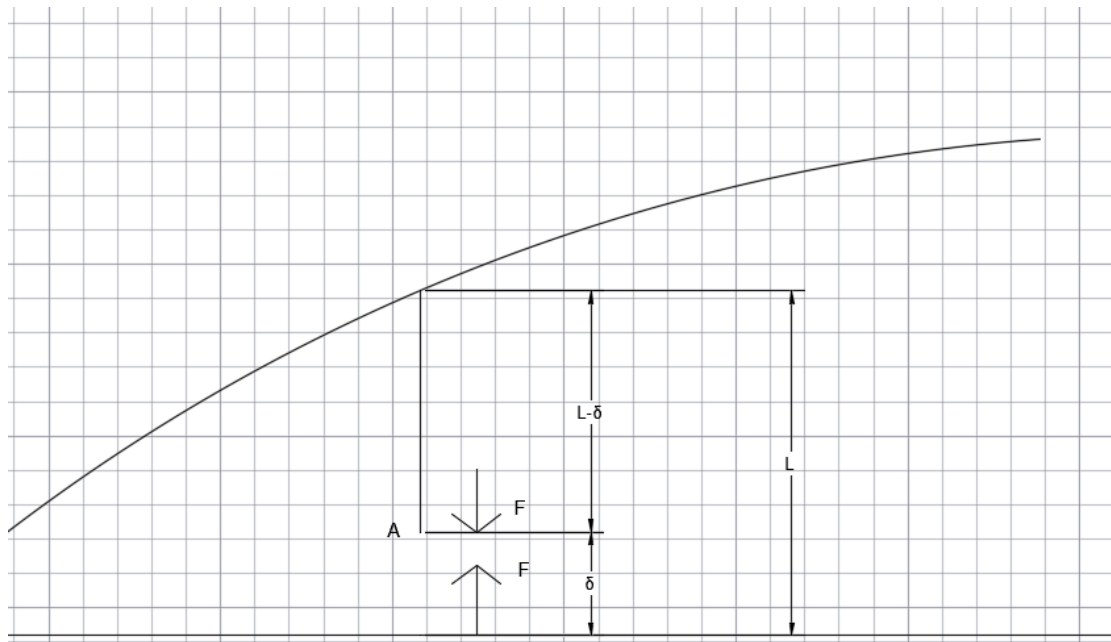
4.1.6 Προσδιορισμός μετατοπίσεων

Όπως αναφέρθηκε και στην αρχή πριν διαμορφώσουμε την ολική μορφή του τελικού φορέα θα πρέπει σε κάθε καλώδιο να δώσουμε το κατάλληλο μήκος έτσι ώστε να μην υπάρχει εν τέλη καμία παραμόρφωση στα σημεία αγκύρωσης για τα μόνιμα φορτία. Έχουμε ήδη υπολογίσει τη δύναμη προέντασης που ασκείται σε κάθε καλώδιο ως τη δύναμη των πολύ ισχυρών καλωδίων P_h . Σε κάθε καλώδιο επομένως θα πρέπει να δώσω εγώ μια κατάλληλη παραμόρφωση τέτοια ώστε τοποθετώντας το εξ αρχής χαλαρό, δηλαδή πιο “κοντό” στη συνέχεια με τις δυνάμεις προέντασης να φτάνει στην επιθυμητή θέση του καταστρώματος. Αυτή λοιπόν η παραμόρφωση δίνεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$\delta = \frac{\delta^{arch} + \frac{L \times P}{E \times A}}{1 + \frac{P}{E \times A}}$$

Επεξήγηση του τύπου παραμορφώσεων

Σε κάθε αναρτήρα του τόξου ισχύει το ακόλουθο σχήμα:



Διάγραμμα 4-1: Επεξήγηση τύπου παραμορφώσεων

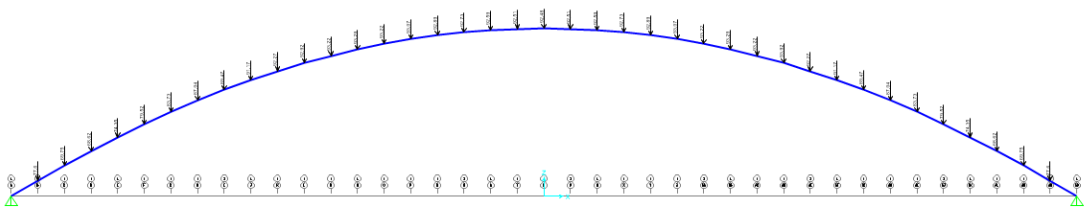
Η μετατόπιση του σημείου A ισούται με $\Delta h + P \cdot (L - \delta) \cdot E \cdot A$ το οποίο πρέπει να ισούται με δ . Έτσι με χρήση του Νόμου του Hooke προκύπτει ο τύπος του δ που χρησιμοποιήθηκε στους υπολογισμούς παραπάνω:

$$\delta = \frac{\delta_{arch} + \frac{L \times P}{E \times A}}{1 + \frac{P}{E \times A}}$$

Στην παραπάνω σχέση στον αριθμητή το δ_{arch} είναι η μετατόπιση στην αντίστοιχη θέση του τόξου λόγω των συγκεντρωμένων φορτίων που δέχεται από τα καλώδια, δηλαδή τη δύναμη προέντασης συν το ίδιο βάρος του τόξου. Το P είναι η δύναμη της προέντασης και το L το μήκος του αντίστοιχου καλωδίου.

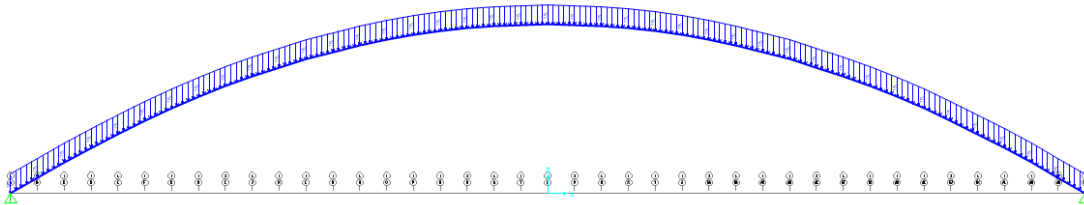
Το επόμενο βήμα είναι μέσω του Sap να ασκήσω αποκλειστικά στο τμήμα του τόξου τα απαιτούμενα φορτία ώστε να μπορέσω να υπολογίσω τα δ_{arch} .

Στο ακόλουθο σχήμα φαίνεται η φόρτιση του τόξου με τα σημειακά φορτία των δυνάμεων προέντασης.



Εικόνα 4-9: Δυνάμεις προέντασης στο τόξο

Και παρακάτω η φόρτιση του τόξου με το ίδιο βάρος του που αντιστοιχεί στα 15kN/m.



Εικόνα 4-10: Ίδιον βάρος τόξου

Από τις δύο αυτές παράλληλες φορτίσεις θα προκύψει μέσω Sap το darch και μέσω του συνολικού τύπου που δόθηκε παραπάνω το frame deformation για κάθε ένα καλώδιο.

δ_{arch}	L	Ph	E	A	$(L \times Ph)/(E \times A)$	$1+Ph/(E \times A)$	δ	L- δ
0	0,00	0,00	200000000,00	0,0002	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000
0,0018	1,20	77,60	200000000,00	0,0002	0,0026	1,0022	0,0044	1,1956
0,0035	2,33	69,75	200000000,00	0,0002	0,0046	1,0020	0,0081	2,3219
0,0051	3,42	68,62	200000000,00	0,0002	0,0066	1,0019	0,0117	3,4083
0,0065	4,45	74,35	200000000,00	0,0002	0,0094	1,0021	0,0158	4,4342
0,0077	5,43	79,52	200000000,00	0,0002	0,0122	1,0023	0,0199	5,4101
0,0088	6,35	83,73	200000000,00	0,0002	0,0151	1,0024	0,0238	6,3262
0,0097	7,21	87,04	200000000,00	0,0002	0,0178	1,0025	0,0274	7,1826
0,0105	8,01	89,47	200000000,00	0,0002	0,0203	1,0025	0,0307	7,9793
0,0111	8,74	91,17	200000000,00	0,0002	0,0226	1,0026	0,0336	8,7064
0,0116	9,41	92,27	200000000,00	0,0002	0,0246	1,0026	0,0361	9,3739
0,012	10,02	92,92	200000000,00	0,0002	0,0264	1,0026	0,0383	9,9817
0,0122	10,56	93,22	200000000,00	0,0002	0,0279	1,0026	0,0400	10,5200
0,0124	11,04	93,29	200000000,00	0,0002	0,0292	1,0026	0,0414	10,9986
0,0125	11,46	93,22	200000000,00	0,0002	0,0302	1,0026	0,0426	11,4174
0,0126	11,81	93,07	200000000,00	0,0002	0,0311	1,0026	0,0436	11,7664
0,0126	12,10	92,89	200000000,00	0,0002	0,0318	1,0026	0,0443	12,0557
0,0126	13,32	92,73	200000000,00	0,0002	0,0350	1,0026	0,0474	13,2726
0,0127	12,48	92,59	200000000,00	0,0002	0,0327	1,0026	0,0453	12,4347
0,0127	12,58	92,51	200000000,00	0,0002	0,0329	1,0026	0,0455	12,5345
0,0127	12,61	92,48	200000000,00	0,0002	0,0330	1,0026	0,0456	12,5644
0,0127	12,58	92,51	200000000,00	0,0002	0,0329	1,0026	0,0455	12,5345
0,0127	12,48	92,59	200000000,00	0,0002	0,0327	1,0026	0,0453	12,4347
0,0126	12,32	92,73	200000000,00	0,0002	0,0323	1,0026	0,0448	12,2752
0,0126	12,10	92,89	200000000,00	0,0002	0,0318	1,0026	0,0443	12,0557
0,0126	11,81	93,07	200000000,00	0,0002	0,0311	1,0026	0,0436	11,7664
0,0125	11,46	93,22	200000000,00	0,0002	0,0302	1,0026	0,0426	11,4174
0,0124	11,04	93,29	200000000,00	0,0002	0,0292	1,0026	0,0414	10,9986
0,0122	10,56	93,22	200000000,00	0,0002	0,0279	1,0026	0,0400	10,5200
0,012	10,02	92,92	200000000,00	0,0002	0,0264	1,0026	0,0383	9,9817
0,0116	9,41	92,27	200000000,00	0,0002	0,0246	1,0026	0,0361	9,3739
0,0111	8,74	91,17	200000000,00	0,0002	0,0226	1,0026	0,0336	8,7064
0,0105	8,01	89,47	200000000,00	0,0002	0,0203	1,0025	0,0307	7,9793
0,0097	7,21	87,04	200000000,00	0,0002	0,0178	1,0025	0,0274	7,1826
0,0088	6,35	83,73	200000000,00	0,0002	0,0151	1,0024	0,0238	6,3262
0,0077	5,43	79,52	200000000,00	0,0002	0,0122	1,0023	0,0199	5,4101
0,0065	4,45	74,35	200000000,00	0,0002	0,0094	1,0021	0,0158	4,4342
0,0051	3,42	68,62	200000000,00	0,0002	0,0066	1,0019	0,0117	3,4083
0,0035	2,33	69,75	200000000,00	0,0002	0,0046	1,0020	0,0081	2,3219
0,0018	1,20	77,60	200000000,00	0,0002	0,0026	1,0022	0,0044	1,1956
0	0,00	0,00	200000000,00	0,0002	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000

Πίνακας 4-4: Θεωρητικά μήκη αναρτήρων

Στον παραπάνω πίνακα στη στήλη δ έχουμε υπολογίσει το frame deformation για κάθε καλώδιο, ενώ στην τελευταία στήλη φαίνεται θεωρητικά με τι μήκος θα έπρεπε να τοποθετηθεί το κάθε καλώδιο χαλαρό ώστε με την εφαρμογή της δύναμης προέντασης να φτάνει στο επιθυμητό σημείο του καταστρώματος.

4.1.7 Έλεγχος μετατοπίσεων

Στη συνέχεια πρέπει να ελέγξουμε κατά πόσο η γέφυρα που σχεδιάζουμε κινδυνεύει από κατάρρευση ή παρουσιάζει επαρκή αντοχή για να υποστηρίξει τα φορτία για τα οποία έχει

σχεδιαστεί και δρουν πάνω της. Η μέγιστη καμπτική ροπή, τόσο στο τόξο όσο και στο κατάστρωμα, εμφανίζεται όταν πρόσθετα προς τα μόνιμα φορτία, το κατάστρωμα φορτίζεται με ένα μη ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο κατά μήκος του μισού ανοίγματος της γέφυρας. Σχηματικά:



Εικόνα 4-11: Δυσμενής ανομοιόμορφη φόρτιση

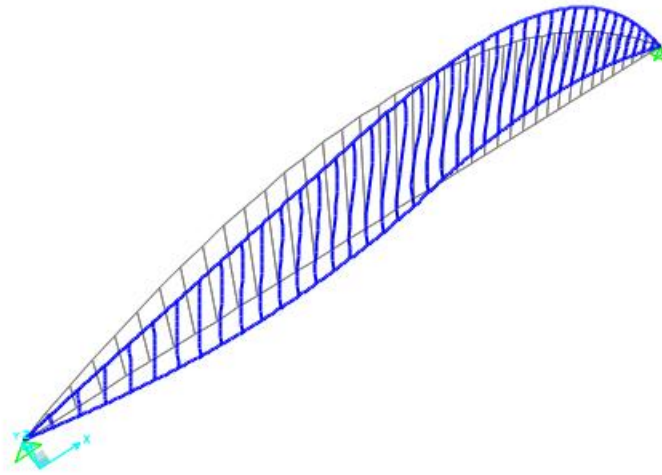
Στην περίπτωση αυτή η φόρτιση θα περιλάμβανε το ίδιο βάρος του τόξου g_A + το ίδιο βάρος του καταστρώματος g_D + τη δύναμη προέντασης Ph + το κινητό φορτίο q .

Για να διευκολύνουμε ωστόσο τη διαδικασία θα μπορούσαμε απλοποιητικά να υποθέσουμε ότι ο έλεγχος της στατικής εκτροπής υπό τα κινητά μόνο φορτία αποτελεί ένα ορθό κριτήριο, και ίσως το μόνο απαραίτητο, για να ελέγξει την εγκυρότητα του σχεδιασμού της γέφυρας. Μία τιμή αναφοράς της τάξης του $L/1200$ μπορεί να ληφθεί ως αποδεκτή εκτροπή στο κατάστρωμα υπό τα κινητά φορτία, η οποία έχει ληφθεί από τον Ισπανικό κώδικα για τιμή συχνότητας $\psi_1=0,4$ για τα κινητά φορτία πεζών κατά τον EC1.

Για τον έλεγχο παραμόρφωσης, η μέγιστη εκτροπή συγκρίνεται με την απόσταση μεταξύ των σημείων καμπής του παραμορφωμένου σχήματος για την εξεταζόμενη περίπτωση φορτίου. Επειδή η περίπτωση φορτίου είναι αντισυμμετρική, το παραμορφωμένο σχήμα αποτελείται από δύο μισά «κύματα» και η απόσταση μεταξύ των σημείων καμπής μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι ίση με το ήμισυ του μήκους του ανοίγματος της γέφυρας, δηλαδή $L/2$.

Επομένως για μία τιμή της τάξης του $0,4*5=2\text{kN/m}^2$, η μέγιστη εκτροπή δ_{\max} πρέπει να προκύπτει μικρότερη του $0,5*80*1000/1200=33.33\text{mm}$.

Μέσω του Sap τώρα και εφαρμόζοντας τη συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης θα μπορέσουμε να υπολογίσουμε την εκτροπή στο ζητούμενο σημείο και να τη συγκρίνουμε με την επιτρεπόμενη.

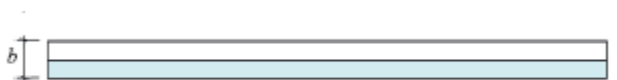


Εικόνα 4-12: Παραμόρφωση φορέα υπό δυσμενή φόρτιση

Κάνοντας μία μικρή απλοποίηση σχεδιάσα μόνο το κεντρικό τμήμα του φορέα για να είναι πιο εμφανές το αποτέλεσμα και εφόσον δεν παρουσίασα το κατάστρωμα το φορτίο που εφάρμοσα στο ήμισυ του μήκους τη γέφυρας είναι $2xb = 2x4=8\text{kN/m}$. Παρατηρώ λοιπόν όντως τα δύο μισά κύματα που έπρεπε να προκύψουν και στο $L/4$ έχουμε το $\delta_{\max}=0.0295\text{m}<0.0333\text{m}$ που σημαίνει πως η κατασκευή είναι αποδεκτή.

4.1.8 Μέγιστη ροπή στρέψης λόγω κινητού φορτίου

Ο τύπος αυτός της γέφυρας που μελετήσαμε θα είναι ο απλούστερος σε σχέση με όσες θα ακολουθήσουν και ως εκ τούτου θα χρησιμοποιηθεί ως παράδειγμα σύγκρισης και αναφοράς για τους υπόλοιπους τύπους γεφυρών. Μια πολύ χρήσιμη τιμή είναι αυτή του m_{10} για τη συσχέτιση των στρεπτικών δυνάμεων που θα ακολουθήσει μεταξύ των διαφόρων τύπων γεφυρών και παρακάτω. Μπορεί να ληφθεί ως η μέγιστη στρεπτική ροπή λόγω ομοιόμορφα κατανεμημένου κινητού φορτίου $q=5\text{kN/m}^2$ όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα:



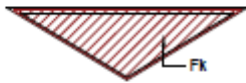
Εικόνα 4-12: Φόρτιση σε στρέψη

Στην περίπτωση μας $m_{10}=q \times b/2 \times b/4=10*4/4=10\text{kNm/m}$ λόγω κινητού φορτίου.

Πήραμε την περίπτωση αυτή της εφαρμογής του φορτίου γιατί όπως είναι κατανοητό αν το φορτίο εφαρμοζόταν καθολικά στο κατάστρωμα, ο μοχλοβραχίονας του φορτίου αυτού από τα σημεία ανάρτησης του τόξου θα ήταν μηδενικός. Κατά συνέπεια η εφαρμογή του κινητού φορτίου σε όλο το πλάτος και μήκος καταστρώματος πρακτικά αφήνει ανεπηρέαστο το φορέα μας σε ότι αφορά τη στρέψη. Ομοίως και για το ίδιο βάρος του καταστρώματος, όπως και τα υπερτιθέμενα φορτία που δρουν καθολικά. Και πάλι εδώ ο μοχλοβραχίονας απέχει 0 από τον άξονα αναρτήσεων και συνεπώς δεν προκαλείται λόγω μόνιμου φορτίου στρεπτική ροπή.

Επομένως το στρεπτικό φορτίο λόγω κινητού είναι 10kNm/m και ισούται με το συνολικό στρεπτικό φορτίο αφού το ίδιο βάρος καταστρώματος και τα υπερτιθέμενα φορτία δεν προκαλούν στρεπτικό φορτίο στο φορέα.

Αυτό φυσικά προκαλεί μία στρεπτική ροπή πάνω στο μήκος των 80 μέτρων που η μέγιστη τιμή της σε κάθε άκρο είναι ίση με $Mt = 10 \times 80/2 = 400 \text{ kNm}$. Συνεπώς η μέγιστη προκαλούμενη διατμητική τάση είναι $\tau = Mt/(2 \cdot Fk \cdot t) = 400 / (2 \times 2.1345 \times 0.04) = 2342.47 \text{ kN/m}^2$. Το τ επιτρεπόμενο είναι : $0.6 \cdot fy/3^{1/2} = 0.6 \cdot 335000/1.73 = 116.200 \text{ kN/m}^2$. Έχω $\tau = 2342.47 \text{ kN/m}^2 < 116.200 \text{ kN/m}^2$. Επομένως ο έλεγχος είναι αποδεκτός.



Στο παραπάνω σχήμα η γραμμοσκιασμένη επιφάνεια αντιστοιχεί στην τιμή Fk και μας δίνει το εμβαδόν της περιοχής που διαμορφώνεται από τη μέση γραμμή των τοιχωμάτων.

4.1.9 Πρακτικός έλεγχος σε λυγισμό

$$H_{cr} = C \cdot EI / (L/2)^2$$

$$M \epsilon f/L = 12,61/80 = 0.16 \rightarrow C = 7.7$$

$$\text{Άρα } H_{cr} = 7,7 \cdot 2 \cdot 10^8 \cdot 0.028 / 40^2 = 26950 \text{ kN} > H = 4801 \text{ kN}$$

Άρα δεν υπάρχει κίνδυνος λυγισμού.

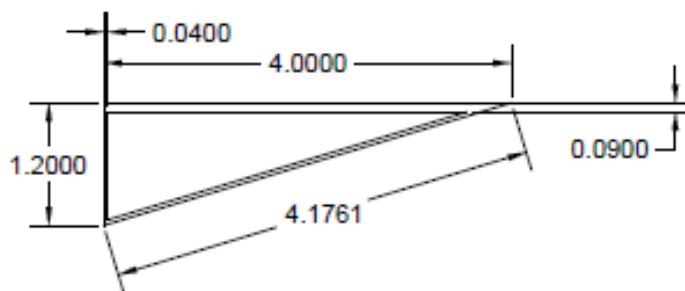
4.2 Γέφυρα με κατακόρυφο τόξο στο άκρο του καταστρώματος

Σε αυτό τον τύπο γεφυρών το τόξο έχει μεταφερθεί παράλληλα στο άκρο του καταστρώματος και εξακολουθεί να είναι κατακόρυφο. Θα διατηρήσουμε τα ίδια δομικά στοιχεία όπως στον πρώτο τύπο γέφυρας με το τόξο στο κέντρο.

Έτσι έχουμε και πάλι μία γέφυρα που καλύπτει άνοιγμα μήκους 80m, έχει πλάτος καταστρώματος 4m και τόξο με μέγιστο ύψος τα 13,5μέτρα το οποίο συνδέεται με το κατάστρωμα μέσω ενός συνόλου αναρτήρων τοποθετημένων ανά 2 μέτρα.

4.2.1 Κατάστρωμα

Όπως αναφέρεται παραπάνω η γέφυρα αποτελείται από ευθύ κατάστρωμα πλάτους 4μ. Το κατάστρωμα διαμορφώνεται από μία κοίλη τριγωνική διατομή η οποία διατρέχει όλο το μήκος της γέφυρας. Πέραν της αισθητικής αξίας που προσδίδει στη γέφυρα, ως μια μη συμβατική διαμόρφωση διατομής, το κατάστρωμα καθίσταται ικανό να παραλαμβάνει τις διάφορες πιθανές στρεπτικές δυνάμεις. Η διατομή με τα χαρακτηριστικά της έχει σχεδιαστεί στο AutoCad και φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα:



Εικόνα 4-13: Κατάστρωμα με τόξο κατακόρυφο στο άκρο

Το πλάτος της είναι 4 μέτρα ενώ το ύψος της φτάνει τα 1,2 μέτρα. Το πάχος του καταστρώματος είναι 0,09 μέτρα και των πλαϊνών τμημάτων 0,04 μέτρα. Η διατομή σχεδιάστηκε διαφορετική σε σχέση με αυτή της πρώτης περίπτωσης έτσι ώστε να υπάρχει ευθυγραμμία μεταξύ των αναρτήρων και της μία πλευράς της κοίλης τριγωνικής διατομής του καταστρώματος. Αυτό προφανώς γίνεται ώστε να προκύπτει αισθητικά μία πιο όμορφη εικόνα.

Έχουμε υποθέσει πως το κατάστρωμα στηρίζεται αμφιέριστα στα δύο άκρα του και δε δέχεται καμία διαμήκη κάμψη. Επίσης έχουμε αγνοήσει τα οριζόντια στοιχεία σύνδεσης που απαιτούνται για την ομαλή λειτουργία του καταστρώματος λόγω της βοηθητικής τους δράσης, στα πλαίσια της απλοποίησης που αναφέρθηκε παραπάνω.

Φορτίσεις Καταστρώματος

- Διατομή A_D : $0.5 \cdot 4 \cdot 1.2 - 0.5 \cdot 1.06 \cdot 3.52 = 0.5344 \text{ m}^2$
- Ροπή αδράνειας ως προς τον οριζόντιο άξονα $I(y) = 0,192 - 0,115 = 0,0913 \text{ m}^4$
- Στρεπτική ροπή αδράνειας $I(t) = 0.0153 \text{ m}^4$
- Οριζόντια απόσταση κέντρου βάρους από το σημείο ανάρτησης $= 1/3 \cdot 4 = 1,333 \text{ m}$

Επομένως οι φορτίσεις στο κατάστρωμα έχουν ως εξής:

Ίδιο βάρος καταστρώματος g_D : $g_D = A_D \cdot \gamma_s = 0.5344 \cdot 78.5 = 41.95 \text{ kN/m}$ δηλαδή περίπου 42 kN/m .

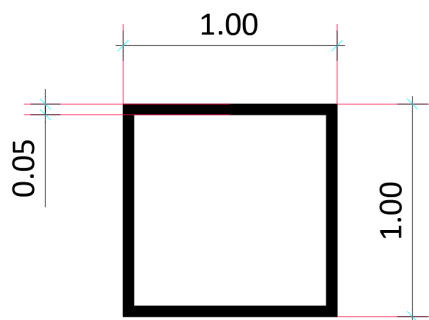
Υπερτιθέμενα νεκρά φορτία g_{DL} : $g_{DL} = 2.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 4 = 10 \text{ kN/m}$

Κινητό φορτίο (οφειλόμενο αποκλειστικά στην κίνηση πεζών) της τάξης των 5 kN/m^2 , επομένως $q = 5 \cdot 4 = 20 \text{ kN/m}$

Άρα συνολικό φορτίο καταστρώματος: $q = 42 + 10 + 20 = 72 \text{ kN/m}$

4.2.2 Τόξο

Η διατομή που θα χρησιμοποιήσουμε στο τόξο θα είναι και πάλι κοίλη τετραγωνική $1000 \times 1000 \text{ mm}$ με πάχος $t_f = 50 \text{ mm}$ όπως φαίνεται και στο ακόλουθο σχήμα.



Εικόνα 4-14: Διατομή τόξου

Για τον προσδιορισμό της γεωμετρίας του τόξου θα χρησιμοποιήσουμε και πάλι τη θεωρία του σχοινοειδούς φορέα. Δε θα γίνει ξανά ανάλυση της διαδικασίας μιας και έχει προηγηθεί στην πρώτη περίπτωση (σελ.20). Θα περάσουμε λοιπόν απευθείας στους υπολογισμούς.

Έχουμε υποθέσει ύψος τόξου 13,5m και η ροπή στο μέσο του ανοίγματος L για μία αμφιέριστη δοκό, όπως έχουμε δηλαδή στα πλαίσια του σχοινοειδούς φορέα θεωρήσει το κατάστρωμα, δίνεται από τον τύπο :

$$M_0(x) = q \cdot l^2 / 8 = 72 \cdot 80^2 / 8 = 57600 \text{ kNm}$$

Στο μέσον λοιπόν του τόξου με γνωστή τη ροπή θα έχω:

$$\text{Λόγω του φορτίου που προκύπτει από το κατάστρωμα } H_1 = q_{\text{ολ}} \cdot l^2 / 8 \cdot 1/f$$

$$\text{Άρα } H_1 = 4270 \text{ kN}$$

$$\text{Λόγω του ίδιου βάρους του τόξου } H_2 = g_A \cdot l^2 / 8 \cdot 1/f \text{ όπου } g_A \text{ είναι το ίδιο βάρος του τόξου.}$$

Με βάση τη διατομή του τόξου που έχουμε διαμορφώσει προκύπτουν τα ακόλουθα στοιχεία:

$$\text{Εμβαδόν διατομής τόξου: } A = 1 \cdot 1 - (1 - 2 \cdot 0,05)^2 = 0,19 \text{ m}^2. \text{ Άρα το βάρος του τόξου είναι:}$$

$$g_A = \gamma_s \cdot A_A = 78,5 \cdot 0,19 = 15 \text{ kN/m. Συνεπώς από τον παραπάνω τύπο προκύπτει } H_2 = 890 \text{ kN.}$$

Άρα καταλήγουμε ότι η συνολική αξονική δύναμη που καταπονεί το φορέα είναι

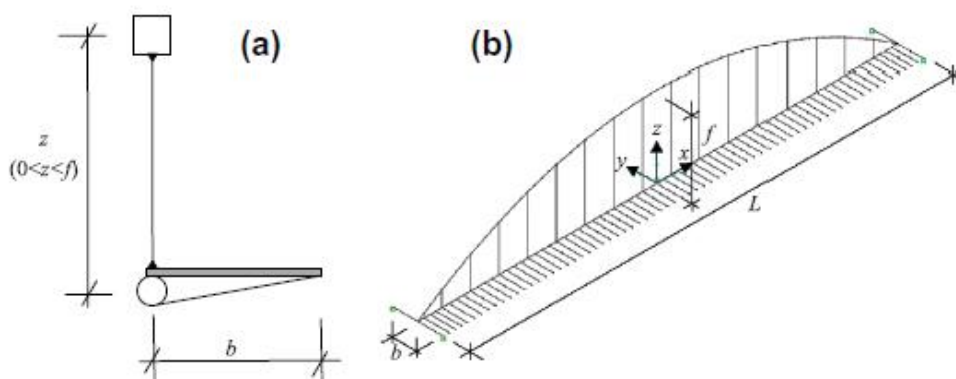
$$\mathbf{H = 890 + 4270 = 5160 \text{ kN.}}$$

4.2.3 Αναρτήσεις

Οι αναρτήσεις σύνδεσης καταστρώματος-τόξου είναι συμπαγούς κυκλικής διατομής. Το απαιτούμενο μέγεθος της διατομής αυτής θα προκύψει στη συνέχεια μέσω της εκτενέστερης ανάλυσης για τη διαμόρφωση της τελικής μορφής του φορέα.

Το σύνολο της διαμόρφωσης που θα προκύψει φαίνεται σχηματικά παρακάτω:

(διαφορετική η διαμόρφωση του καταστρώματος)



Εικόνα 4-15: Πλήρης διαμόρφωση με τόξο κατακόρυφο στο άκρο

4.2.4 Έλεγχος Επάρκειας Διατομής

Για να είναι αποδεκτή η σχεδίαση της διατομής θα πρέπει να ισχύει ο τύπος $\sigma = H/A + M/W$ με $\sigma < 150000 \text{ kPa}$.

Για να προσδιορίσουμε τις ροπές που παραλαμβάνει στη δεύτερη περίπτωση το τόξο και το κατάστρωμα θα κινηθούμε ακριβώς όπως και στην πρώτη περίπτωση. Έτσι, προσεγγιστικά μπορούμε να προσδιορίσουμε τις δύο αυτές ποσότητες χρησιμοποιώντας τους γνωστούς τύπους:

$M_A = M \cdot I_A / (I_A + I_D)$ για το μερίδιο που αναλαμβάνει το τόξο και

$M_D = M \cdot I_D / (I_D + I_A)$ για το μερίδιο που αναλαμβάνει το κατάστρωμα.

Το M θα το θεωρήσω ως τη ροπή που προκύπτει για αντισυμμετρική φόρτιση κατά τα γνωστά. Όταν το μισό της δοκού φορτίζεται με $0.5 \cdot q$ και το άλλο μισό με $-0.5 \cdot q$ τότε

$$M_{\max} = (q/2 \cdot (l/2)^2) / 8 = q \cdot l^2 / 64 = 5 \cdot 80^2 / 64 = 500 \text{ kNm/m}$$

Εύρεση W

$$W = I_2 / R_2 - I_1 / R_1$$

$$I_{e\xi} = 0,083 \text{ m}^4 \text{ και } I_{e\zeta} = 0,94 / 12 = 0,0546 \text{ m}^4$$

$$W = 0,083 / 0,5 - 0,0546 / 0,45 = 0,044667 \text{ m}^3$$

Άρα $\sigma = 5160 / 0,19 + 500 / 0,0446 = 38368,65 \text{ kN/m}^2 < 150000$. Επομένως η σχεδίαση είναι και σε αυτή την περίπτωση αποδεκτή και μπορώ να συνεχίσω με αυτή την επιλογή διατομών.

Εφόσον έχω $I_A = 0,028658 \text{ m}^4$ και $I_D = 0,0913 \text{ m}^4$ τελικά λόγω διανομής της ροπής παίρνω:

$$M_A = M * I_A / (I_A + I_D) = 119,45 \text{ kNm/m} \quad \text{και} \quad M_D = M * I_D / (I_D + I_A) = 380,55 \text{ kNm/m}$$

(Συγκριτικά λοιπόν με την πρώτη περίπτωση του τόξου στο μέσον παρατηρούμε πως στην δεύτερη περίπτωση η ροπή που παραλαμβάνει το τόξο παρουσιάζει μία μείωση της τάξης του:

$$(119,45 - 136,65) / 136,65 * 100\% = -12,6\%$$

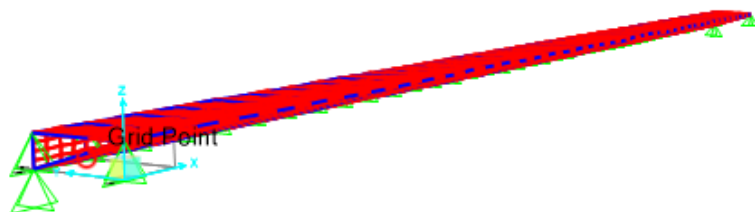
Σε ότι αφορά τώρα το κατάστρωμα φαίνεται η ροπή που παραλαμβάνει να παρουσιάζει μία μικρή αύξηση της τάξης του:

$$(380,55 - 363,35) / 363,35 = +4,73\%$$

Πιθανά η πιο σημαντική συνέπεια που θα προκύψει από την παράλληλη μετατόπιση του κατακόρυφου τόξου στο άκρο του καταστρώματος, και η οποία θα γίνει πολύ πιο αισθητή μέσω της χρήσης του SAP που θα ακολουθήσει παρακάτω στην ανάλυση, είναι ότι κάθε κατακόρυφο φορτίο που δρα πάνω στο κατάστρωμα, είτε πρόκειται για μόνιμο είτε πρόκειται για κινητό, προκαλεί πλέον όχι μόνο καμπτικές αλλά και στρεπτικές ροπές.

Η δομική συμπεριφορά του τόξου παραμένει η ίδια με την πρώτη περίπτωση, καθώς οι αναρτήρες είναι πακτωμένοι και στα δύο άκρα τους. Η μόνη διαφορά προκύπτει από το μέγεθος του κατακόρυφου φορτίου που θα μεταφέρεται από τους αναρτήρες, το οποίο εξαρτάται άμεσα από τη διαμόρφωση του καταστρώματος.

Σε ότι αφορά λοιπόν τη διαμόρφωση του καταστρώματος σε αυτή τη δεύτερη περίπτωση αυτή θα έχει την εξής μορφή:



Εικόνα 4-16: Διαμόρφωση καταστρώματος

4.2.5 Διόρθωση γεωμετρίας τόξου

Για την εύρεση της πραγματικής μορφής του τόξου πρέπει να στηριχτούμε και πάλι στη frame deformation που θα πρέπει να δώσουμε σε κάθε έναν αναρτήρα ώστε με τις δυνάμεις προέντασης που θα αναπτυχθούν εν τέλει να μην υπάρχει καμία παραμόρφωση στα σημεία αγκύρωσης για τα μόνιμα φορτία. Για να προσδιορίσω σε πρώτη φάση τις δυνάμεις προέντασης που όπως γνωρίζουμε ασκούνται τόσο στον αναρτήρα όσο και στη δοκό απλά με

αντίθετη φορά, θα χρησιμοποιήσω για αρχή αναρτήρες με πολύ μεγάλη διάμετρο ώστε να είναι πρακτικά ακλόνητοι.

Στην περίπτωση μας χρησιμοποίησα αναρτήρες με $D=1\text{m}$. Φορτίζοντας λοιπόν το φορέα με όλα τα μόνιμα φορτία θα πάρω τις δυνάμεις προέντασης για κάθε αναρτήρα. Εδώ φόρτισα το καταστρώμα με ένα συνδυασμό φορτίσεων που αποτελούνταν από το ίδιο βάρος του καταστρώματος και των πλαγιών επιπέδων και από τα πρόσθετα μόνιμα φορτία όπως αυτά έχουν οριστεί στην αρχή. Θα χρησιμοποιήσω το συνδυασμό «MONIMA» μεγέθους $42/4+2,5=13\text{kN/m}^2$.

Στην πρώτη περίπτωση, με το τόξο στο μέσον του καταστρώματος, κινήθηκα θεωρώντας τη χωρικό μοντέλο για τη γέφυρα. Στην δεύτερη περίπτωση για λόγους απλούστευσης θα θεωρήσω σε πρώτη φάση για τον υπολογισμό των δυνάμεων των αναρτήρων τη γέφυρα ως μια δοκό αμφιέριστη στηριζόμενη στα δύο άκρα της σε απόσταση 80m. Από την εφαρμογή των παραπάνω μόνιμων φορτίων στη δοκό προκύπτει:



Εικόνα 4-17: Διάγραμμα αξονικής αναρτήρων

Για το φορτίο αυτό και για αναρτήρες ίσης διατομής ανά 2m προκύπτουν οι ακόλουθες δυνάμεις των αναρτήρων, προφανώς ίσες για κάθε ένα όπως φαίνονται και στο παραπάνω σχήμα:

Αναρτήρες	Απόσταση από αρχή x	δυνάμεις προέντασης	εμβαδά αναρτήρων	διάμετρος
1	0	0	0	0
2	2	120.91	0.000167931	0.014626
3	4	120.91	0.000167931	0.014626
4	6	120.91	0.000167931	0.014626
5	8	120.91	0.000167931	0.014626
6	10	120.91	0.000167931	0.014626
7	12	120.91	0.000167931	0.014626
8	14	120.91	0.000167931	0.014626
9	16	120.91	0.000167931	0.014626
10	18	120.91	0.000167931	0.014626
11	20	120.91	0.000167931	0.014626
12	22	120.91	0.000167931	0.014626
13	24	120.91	0.000167931	0.014626

14	26	120.91	0.000167931	0.014626
15	28	120.91	0.000167931	0.014626
16	30	120.91	0.000167931	0.014626
17	32	120.91	0.000167931	0.014626
18	34	120.91	0.000167931	0.014626
19	36	120.91	0.000167931	0.014626
20	38	120.91	0.000167931	0.014626
21	40	120.91	0.000167931	0.014626
22	42	120.91	0.000167931	0.014626
23	44	120.91	0.000167931	0.014626
24	46	120.91	0.000167931	0.014626
25	48	120.91	0.000167931	0.014626
26	50	120.91	0.000167931	0.014626
27	52	120.91	0.000167931	0.014626
28	54	120.91	0.000167931	0.014626
29	56	120.91	0.000167931	0.014626
30	58	120.91	0.000167931	0.014626
21	60	120.91	0.000167931	0.014626
32	62	120.91	0.000167931	0.014626
33	64	120.91	0.000167931	0.014626
34	66	120.91	0.000167931	0.014626
35	68	120.91	0.000167931	0.014626
36	70	120.91	0.000167931	0.014626
37	72	120.91	0.000167931	0.014626
38	74	120.91	0.000167931	0.014626
39	76	120.91	0.000167931	0.014626
40	78	120.91	0.000167931	0.014626
41	80	0	0	0

Πίνακας 4-5: Δυνάμεις και εμβαδά αναρτήρων

Στο παραπάνω υπολογιστικό φύλλο οι δυνάμεις προέντασης (στήλη 3) έχουν προέλθει από εφαρμογή του Sap όπως είπαμε για τα μόνιμα φορτία μόνο. Η στήλη 4 προέρχεται από τη σχέση $E=Ph/(0.45*1600000)$ και μας δίνει το εμβαδό κάθε αναρτήρα και εν συνεχεία στη στήλη 5 από τον τύπο $E=\pi*D^2/4$ και λύνοντας ως προς D παίρνω τη διάμετρο κάθε αναρτήρα. Θα επιλέξω στη συνέχεια τη μέγιστη διάμετρο η οποία είναι ίση για όλους τους αναρτήρες

εφόσον έχω μία ενιαία P. Έχω επομένως $D=0,01426m$ και στρογγυλοποιώντας στο φορέα μου θα πάρω υπερ. ασφαλείας $D=0,015m$ όπως και στην πρώτη περίπτωση. Παρατηρώ πως αν και στην πρώτη περίπτωση θεώρησα $D=0,015m$ εντούτοις το απαιτούμενο ήταν μικρότερο της 2η περίπτωσης ήτοι $D_{1,απαιτ.}=0,012847m$.

Για να προκύψει η μορφή του τόξου θα χρησιμοποιήσω αρχικά την εξίσωση της καμπύλης και από εκεί θα πάρω τα ύψη των αναρτήρων και κατά συνέπεια την καμπύλη του τόξου. Στο παρακάτω υπολογιστικό φύλλο φαίνονται τα ύψη των αναρτήρων αρχικά.

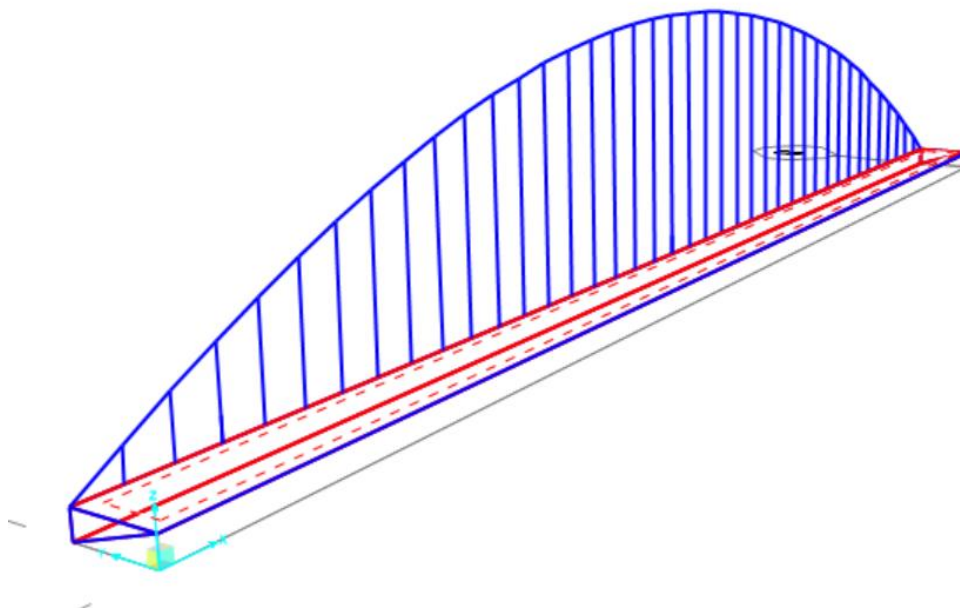
ύψη μεσω τύπου παραβολής
0.00
1.32
2.57
3.75
4.86
5.91
6.89
7.80
8.64
9.42
10.13
10.77
11.34
11.85
12.29
12.66
12.96
13.20
13.37
13.47
13.50

Πίνακας 4-6: Ύψη μέσω τύπου παραβολής

Στον πίνακα φαίνονται τα ύψη που προέκυψαν από την εξίσωση καμπύλης ως και το μέσον της γέφυρας καθώς γνωρίζω πως τα υπόλοιπα είναι συμμετρικά.

Βάσει του πίνακα αυτού προκύπτει το ακόλουθο σχήμα στο οποίο τα ύψη αναρτήρων εν συνεχεία θα διαφοροποιηθούν ελαφρώς καθώς θα υπολογιστούν με μεγαλύτερη ακρίβεια μέσω της ροπής που θα δώσει η εφαρμογή του προγράμματος Sap.

Σε πρώτη φάση ωστόσο η αρχική διαμόρφωση φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



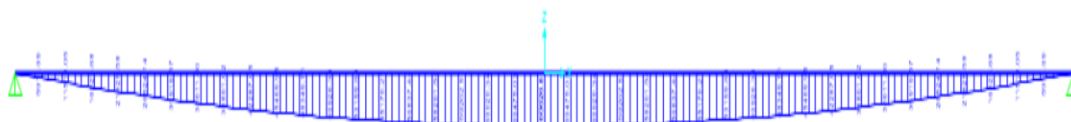
Εικόνα 4-18: Αρχική πλήρης διαμόρφωση

Στη συνέχεια όπως και στην πρώτη περίπτωση με το τόξο στο κέντρο θα προσομοιάσω το κατάστρωμα με μία αμφιέριστη δοκό. Στη δοκό αυτή ανά 2m θα εφαρμόσω τις δυνάμεις προέκτασης που προέκυψαν μέσω Sap ως οι αξονικές δυνάμεις των καλωδίων με τη μεγάλη διατομή (ακλόνητων στοιχείων) και το ίδιο βάρος του τόξου το οποίο είναι 15kN/m σαν ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο. Θα έχω επομένως:



Εικόνα 4-19: Ίδιο βάρος τόξου σε αμφιέριστη δοκό

Και βάσει των παραπάνω φορτίων προκύπτουν οι ακόλουθες ροπές οι οποίες φαίνονται και στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 4-20: Προκύπτουσες ροπές αμφιερειστου δοκού

ροπές	H	z(x)
-------	---	------

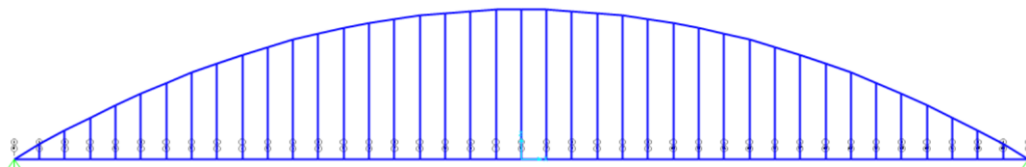
0	5160	0.00
5911.09	5160	1.15
11519.05	5160	2.23
16823.88	5160	3.26
21825.88	5160	4.23
26524.14	5160	5.14
30919.57	5160	5.99
35011.86	5160	6.79
38801.02	5160	7.52
42287.05	5160	8.20
45469.95	5160	8.81
48349.71	5160	9.37
50926.34	5160	9.87
53199.84	5160	10.31
55170.21	5160	10.69
56837.44	5160	11.02
58201.54	5160	11.28
59262.5	5160	11.48
60020.34	5160	11.63
60475.03	5160	11.72
60626.6	5160	11.75
60475.03	5160	11.72
60020.34	5160	11.63
59262.5	5160	11.48
58201.54	5160	11.28
56837.44	5160	11.02
55170.21	5160	10.69
53199.84	5160	10.31
50926.34	5160	9.87
48349.71	5160	9.37
45469.95	5160	8.81
42287.05	5160	8.20
38801.02	5160	7.52
35011.86	5160	6.79
30919.57	5160	5.99

26524.14	5160	5.14
21825.88	5160	4.23
16823.88	5160	3.26
11519.05	5160	2.23
5911.09	5160	1.15
0	5160	0.00

Πίνακας 4-7: Ροπές

Παρατηρώ πως το μέγιστο ύψος του τόξου από τα 13,5m που είχα υποθέσει μέσω της καμπύλης αρχικά καταλήγει να είναι 11,75m.

Στο επόμενο σχήμα φαίνεται η διαμόρφωση της γέφυρας με την πραγματική διατομή τόξου και αναρτήρων και με τα νέα ύψη αναρτήρων που προέκυψαν χωρίς το κατάστρωμα. Ως διάμετρο έχω λάβει και πάλι ενιαία διάμετρο $D=0.015m > D_{απαιτ.}$ υπέρ ασφαλείας αλλά και για λόγους σύγκρισης με την πρώτη περίπτωση.



Εικόνα 4-21: Τελική διαμόρφωση τόξου και αναρτήρων

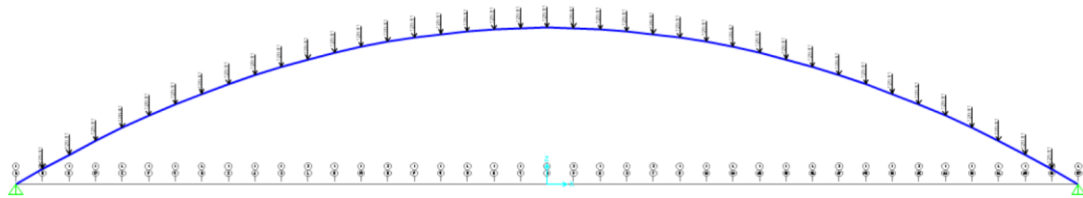
Όπως αναφέρθηκε και στην αρχή πριν διαμορφώσουμε την ολική μορφή του τελικού φορέα θα πρέπει σε κάθε καλώδιο να δώσουμε το κατάλληλο μήκος έτσι ώστε να μην υπάρχει εν τέλη καμία παραμόρφωση στα σημεία αγκύρωσης για τα μόνιμα φορτία. Έχουμε ήδη υπολογίσει τη δύναμη προέντασης που ασκείται σε κάθε καλώδιο ως τη δύναμη των πολύ ισχυρών καλωδίων P_h . Σε κάθε καλώδιο επομένως θα πρέπει να δώσω εγώ μια κατάλληλη παραμόρφωση τέτοια ώστε τοποθετώντας το εξ αρχής χαλαρό, δηλαδή πιο “κοντό” στη συνέχεια με τις δυνάμεις προέντασης να φτάνει στην επιθυμητή θέση του καταστρώματος. Αυτή λοιπόν η παραμόρφωση δίνεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$\delta = \frac{\delta^{arch} + \frac{L \times P}{E \times A}}{1 + \frac{P}{E \times A}}$$

Στην παραπάνω σχέση στον αριθμητή το δ_{arch} είναι η μετατόπιση στην αντίστοιχη θέση του τόξου λόγω των συγκεντρωμένων φορτίων που δέχεται από τα καλώδια, δηλαδή τη δύναμη προέντασης συν το ίδιο βάρος του τόξου. Το P είναι η δύναμη της προέντασης και το L το μήκος του αντίστοιχου καλωδίου.

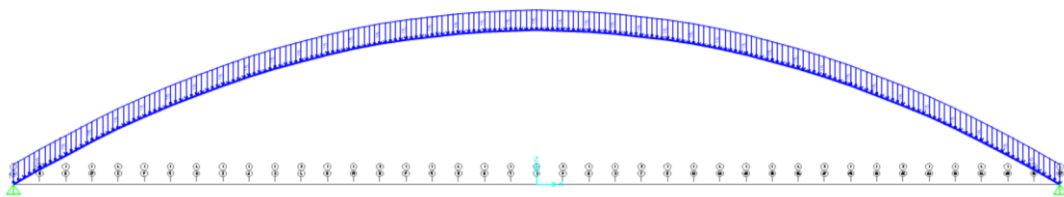
Το επόμενο βήμα είναι μέσω του Sap να ασκήσω αποκλειστικά στο τμήμα του τόξου τα απαιτούμενα φορτία ώστε να μπορέσω να υπολογίσω τα δ_{arch} .

Στο ακόλουθο σχήμα φαίνεται η φόρτιση του τόξου με τα σημειακά φορτία των δυνάμεων προέντασης.



Εικόνα 4-22: Φόρτιση του τόξου με τις δυνάμεις προέντασης

Παρακάτω φαίνεται το τόξο με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο το ίδιο βάρος του $g_A=15\text{kN/m}$.



Εικόνα 4-23: Ίδιο βάρος τόξου

Από τις δύο αυτές παράλληλες φορτίσεις θα προκύψει μέσω Sap το δ_{arch} και μέσω του συνολικού τύπου που δόθηκε παραπάνω το frame deformation για κάθε ένα καλώδιο.

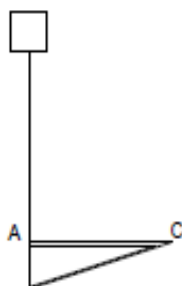
Δ arch	L	Ph	E	A	$(L \times Ph)/(E \times A)$	$1+Ph/(E \times A)$	δ	L- δ
0	0.00	0	200000000	0.0002	0.0000	1.0000	0.0000	0.00
0.0016	1.15	120.91	200000000	0.0002	0.0035	1.0030	0.0050	1.14
0.0032	2.23	120.91	200000000	0.0002	0.0067	1.0030	0.0099	2.22
0.0047	3.26	120.91	200000000	0.0002	0.0099	1.0030	0.0145	3.25
0.0061	4.23	120.91	200000000	0.0002	0.0128	1.0030	0.0188	4.21
0.0074	5.14	120.91	200000000	0.0002	0.0155	1.0030	0.0229	5.12
0.0086	5.99	120.91	200000000	0.0002	0.0181	1.0030	0.0266	5.97
0.0097	6.79	120.91	200000000	0.0002	0.0205	1.0030	0.0301	6.76
0.0107	7.52	120.91	200000000	0.0002	0.0227	1.0030	0.0333	7.49
0.0116	8.20	120.91	200000000	0.0002	0.0248	1.0030	0.0363	8.16
0.0125	8.81	120.91	200000000	0.0002	0.0266	1.0030	0.0390	8.77
0.0132	9.37	120.91	200000000	0.0002	0.0283	1.0030	0.0414	9.33
0.0138	9.87	120.91	200000000	0.0002	0.0298	1.0030	0.0435	9.83
0.0144	10.31	120.91	200000000	0.0002	0.0312	1.0030	0.0454	10.26
0.0148	10.69	120.91	200000000	0.0002	0.0323	1.0030	0.0470	10.64
0.0152	11.02	120.91	200000000	0.0002	0.0333	1.0030	0.0483	10.97
0.0155	11.28	120.91	200000000	0.0002	0.0341	1.0030	0.0494	11.23
0.0158	11.48	120.91	200000000	0.0002	0.0347	1.0030	0.0504	11.43
0.0159	11.63	120.91	200000000	0.0002	0.0352	1.0030	0.0509	11.58
0.016	11.72	120.91	200000000	0.0002	0.0354	1.0030	0.0513	11.67
0.016	11.75	120.91	200000000	0.0002	0.0355	1.0030	0.0514	11.70
0.016	11.72	120.91	200000000	0.0002	0.0354	1.0030	0.0513	11.67
0.0159	11.63	120.91	200000000	0.0002	0.0352	1.0030	0.0509	11.58
0.0158	11.48	120.91	200000000	0.0002	0.0347	1.0030	0.0504	11.43
0.0155	11.28	120.91	200000000	0.0002	0.0341	1.0030	0.0494	11.23
0.0152	11.02	120.91	200000000	0.0002	0.0333	1.0030	0.0483	10.97
0.0148	10.69	120.91	200000000	0.0002	0.0323	1.0030	0.0470	10.64
0.0144	10.31	120.91	200000000	0.0002	0.0312	1.0030	0.0454	10.26
0.0138	9.87	120.91	200000000	0.0002	0.0298	1.0030	0.0435	9.83
0.0132	9.37	120.91	200000000	0.0002	0.0283	1.0030	0.0414	9.33
0.0125	8.81	120.91	200000000	0.0002	0.0266	1.0030	0.0390	8.77
0.0116	8.20	120.91	200000000	0.0002	0.0248	1.0030	0.0363	8.16
0.0107	7.52	120.91	200000000	0.0002	0.0227	1.0030	0.0333	7.49
0.0097	6.79	120.91	200000000	0.0002	0.0205	1.0030	0.0301	6.76
0.0086	5.99	120.91	200000000	0.0002	0.0181	1.0030	0.0266	5.97
0.0074	5.14	120.91	200000000	0.0002	0.0155	1.0030	0.0229	5.12
0.0061	4.23	120.91	200000000	0.0002	0.0128	1.0030	0.0188	4.21
0.0047	3.26	120.91	200000000	0.0002	0.0099	1.0030	0.0145	3.25
0.0032	2.23	120.91	200000000	0.0002	0.0067	1.0030	0.0099	2.22
0.0016	1.15	120.91	200000000	0.0002	0.0035	1.0030	0.0050	1.14
0	0.00	0	200000000	0.0002	0.0000	1.0000	0.0000	0.00

Πίνακας 4-8: Θεωρητικά μήκη αναρτήρων

Στον παραπάνω πίνακα το δ είναι το frame deformation που αντιστοιχεί σε κάθε καλώδιο, ενώ στην τελευταία στήλη φαίνεται το θεωρητικό μήκος με το οποίο θα έπρεπε να τοποθετηθεί το κάθε καλώδιο χαλαρό ώστε με την εφαρμογή της δύναμης προέντασης να φτάνει στο επιθυμητό σημείο του καταστρώματος. Η επεξήγηση του τύπου μέσω του οποίου προκύπτει το δ έχει ήδη γίνει στη σελίδα 29.

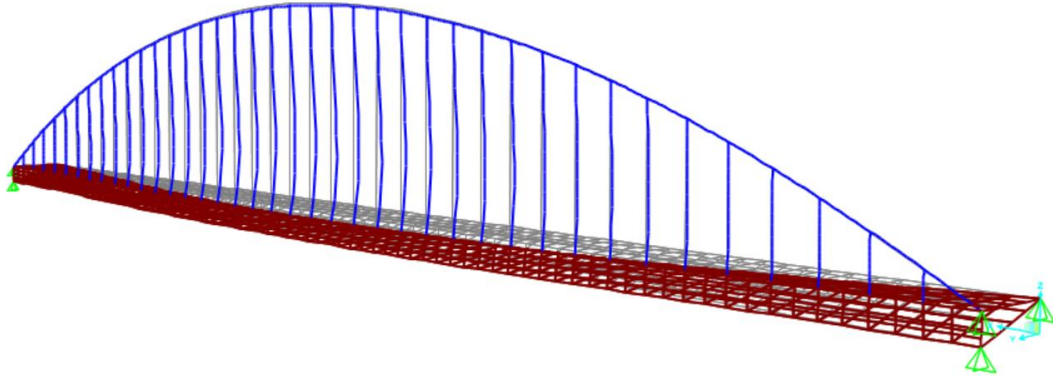
4.2.6 Έλεγχος μετατοπίσεων σημείων καταστρώματος

Όταν το κατάστρωμα υποστηρίζεται από ένα τόξο στο άκρο του οι εκτροπές των διαφόρων σημείων είναι μεγαλύτερες σε σχέση με την πρώτη περίπτωση που το τόξο ήταν στο κέντρο του καταστρώματος. Αυτό φαίνεται και από τη σύγκριση της πρώτης στήλης του παραπάνω πίνακα και του αντίστοιχου πίνακα για την πρώτη περίπτωση (τόξο στο κέντρο) της σελίδας 25. Στην πρώτη περίπτωση είδαμε πως οι μέγιστες εκτροπές εμφανίζονται για φορτίο το οποίο δρα επιφανειακά στη μισή όμως επιφάνεια του καταστρώματος. Στη δεύτερη περίπτωση, αυτή του τόξου στο άκρο θα εφαρμόσω δύο περιπτώσεις φορτίσεων. Μία πρώτη περίπτωση που θα εφαρμόζω το φορτίο q ομοιόμορφα σε όλο το κατάστρωμα και μία δεύτερη περίπτωση που το φορτίο q θα εφαρμοστεί μόνο στη μισή επιφάνεια του καταστρώματος. Τα σημεία του καταστρώματος που θα μελετήσω φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα.



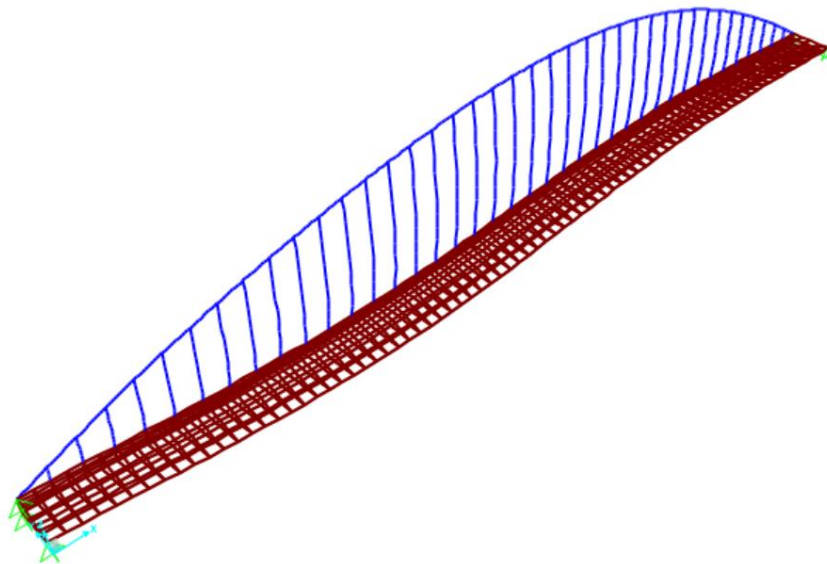
Εικόνα 4-24: Σημεία A, C του καταστρώματος

Για την περίπτωση που το φορτίο $q=5\text{kN/m}^2$ ασκείται σε όλη την επιφάνεια του καταστρώματος στο φορέα μας προκύπτει η ακόλουθη παραμόρφωση όπου οι γκρι γραμμές αντιστοιχούν στην αρχική θέση του απαραμόρφωτου φορέα.



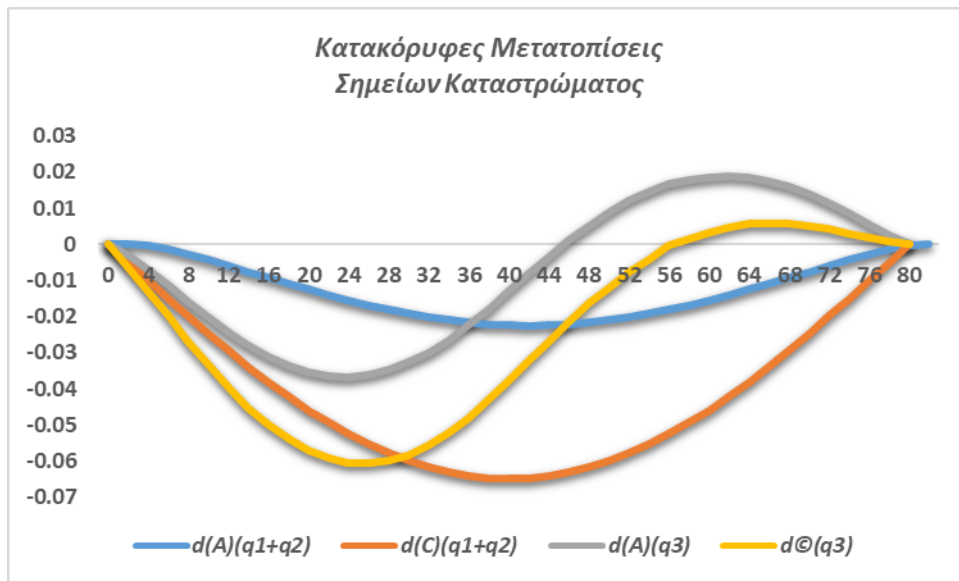
Εικόνα 4-25: Παραμόρφωση φορέα για καθολική εφαρμογή του q

Στη δεύτερη περίπτωση που φορτίζω μόνο τη μισή επιφάνεια του καταστρώματος με το φορτίο q θα προκύψει μία παραμόρφωση της παρακάτω μορφής :



Εικόνα 4-26: Παραμόρφωση φορέα για εφαρμογή του q στο μισό κατάστρωμα

Στο παρακάτω διάγραμμα έχω απεικονίσει τις τιμές παραμορφώσεων των σημείων A και C για τις παραπάνω δύο περιπτώσεις.



Διάγραμμα 4-3: τιμές παραμορφώσεων των σημείων A και C

Στο παραπάνω διάγραμμα η μπλε γραμμή αντιστοιχεί στην παραμόρφωση του σημείου A για καθολική φόρτιση q . Η πορτοκαλί γραμμή αντιστοιχεί στην παραμόρφωση του σημείου C για καθολική φόρτιση με το q . Η γκρι γραμμή αναπαριστά την παραμόρφωση του σημείου A για φόρτιση q ασκούμενη μόνο στο ήμισυ του καταστρώματος. Τέλος,, η κίτρινη γραμμή αντιστοιχεί στην παραμόρφωση του σημείου C του καταστρώματος για φόρτιση και πάλι μόνο στη μισή επιφάνειά του.

Όπως προκύπτει λοιπόν και από τις τιμές του παραπάνω διαγράμματος, οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις για το κατάστρωμα στην περίπτωση του τόξου τοποθετημένου κατακόρυφα στο άκρο του καταστρώματος, προκύπτουν για την περίπτωση που το κινητό φορτίο εφαρμόζεται ομοιόμορφα σε όλη την επιφάνειά του (και μάλιστα η δυσμενέστερη θέση είναι το άκρο C). Στην πρώτη περίπτωση υπενθυμίζεται πως οι μέγιστες παραμορφώσεις προέκυψαν για φορτίο ασκούμενο μόνο στο ήμισυ του καταστρώματος το οποίο είχα προς απλούστευση προσομοιάσει με μία αμφιέριστη δοκό σελ. 33.

Η μέγιστη τιμή του δ έχει προκύψει $\delta=0.0649\text{m}$ και τη συγκρίνω με την ενδεικτική τιμή $L/1200=0.0667$. Επομένως η μετατόπιση που προκύπτει είναι εντός των αποδεκτών ορίων.

4.2.7 Μέγιστη ροπή στρέψης

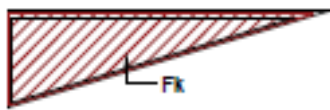
Όπως και στην πρώτη περίπτωση καθαρά για λόγους σύγκρισης θα υπολογίσω για τη στρέψη την ενδεικτική τιμή m_{10} . Προφανώς στην περίπτωση αυτή το μέγιστο στρεπτικό φορτίο προκύπτει για καθολική εφαρμογή του κινητού φορτίου σε όλο το πλάτος και μήκος του καταστρώματος. Αυτή τη φορά ωστόσο στρεπτική ροπή προκύπτει και από τα μόνιμα φορτία, ίδιο βάρος καταστρώματος και υπερτιθέμενα φορτία. Επομένως θα έχω:

Λόγω κινητού φορτίου: $m_{to,q} = q \times b/2 = 20 \times 4/2 = 40 \text{ kNm/m}$

Λόγω υπερτιθέμενων φορτίων: $m_{to,gdl} = 2.5 \times b^2/2 = 20 \text{ kNm/m}$

Λόγω μόνιμου φορτίου: $m_{to,g} = g_{deck} \times 1/3 \times b = 42 \times 4/3 = 56 \text{ kNm/m}$.

Για τον έλεγχο της μέγιστης τιμής της στρέψης: $\tau = m_{tot} / (2 \times Fk \times t) < (60\% \times f_{yd}) / 3^{1/2}$



Όπου Fk το εμβαδόν που περικλείεται από τη μέση γραμμή των τοιχωμάτων.

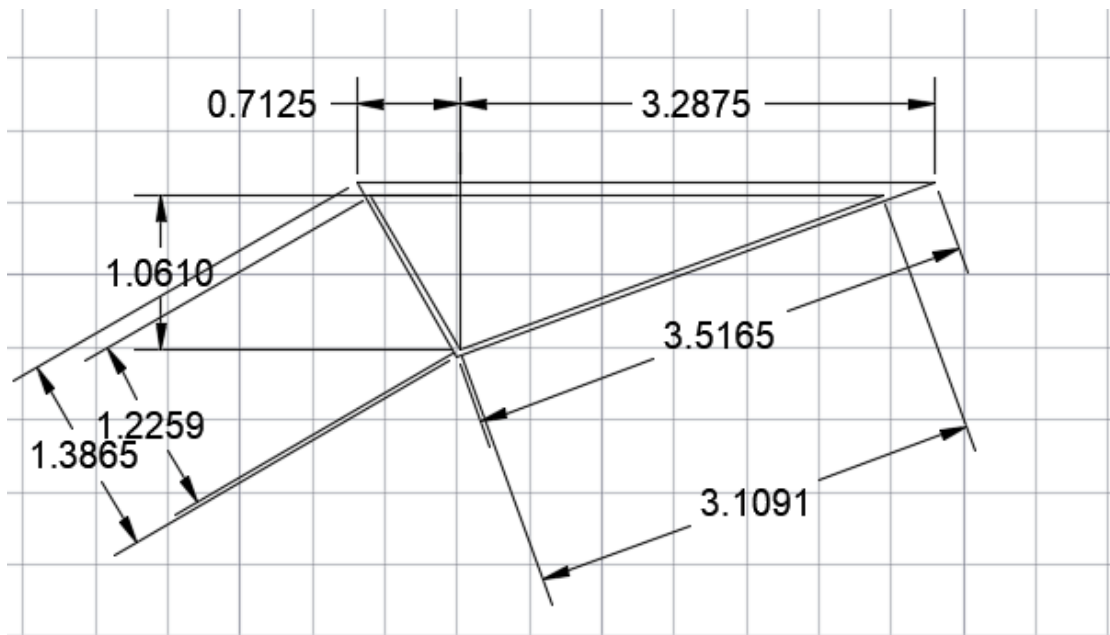
Άρα το συνολικό στρεπτικό φορτίο είναι: $m_{tot} = 56 + 20 + 40 = 116 \text{ kNm/m}$. Αυτό φυσικά προκαλεί μία στρεπτική ροπή πάνω στο μήκος των 80 μέτρων με μέγιστη τιμή στα άκρα του καταστρώματος $M_t = 116 \times 80 / 2 = 4640 \text{ kNm}$. Άρα η μέγιστη προκαλούμενη διατμητική τάση είναι $\tau = M_t / (2 \times Fk \times t) = 4640 / (2 \times 2.1211 \times 0.04) = 27344 \text{ kN/m}^2$ που σε σύγκριση με το τ -επιτρεπόμενο $= 0.6 \times f_y / 3^{1/2} < (1/2) = 0.6 \times 335000 / 1.73 = 116.200 \text{ kN/m}^2$ είναι αποδεκτό.

4.3 Γέφυρα με κεκλιμένο τόξο στο άκρο

Σε αυτό τον τύπο γεφυρών, το τόξο έχει προσαρμοστεί ήδη από την προηγούμενη περίπτωση που μελετήσαμε στο άκρο του καταστρώματος και το επίπεδο του τόξου έχει περιστραφεί κατά μία γωνία ω ως προς τη γραμμή σύνδεσης των αναρτήρων με το κατάστρωμα. Θα κάνουμε την υπόθεση ότι η διατομή του τόξου έχει επίσης περιστραφεί κατά την ίδια γωνία, ώστε ο κύριος άξονας της διατομής να περιέχεται εντός του επιπέδου του τόξου. Έτσι απλοποιείται σημαντικά η μελέτη της δομικής συμπεριφοράς του τόξου καθώς μπορεί πλέον να αναλυθεί σε μία εντός επιπέδου του τόξου συμπεριφορά που εκδηλώνεται με αξονική θλίψη N_A και ροπή M_A και μία εκτός επιπέδου συμπεριφορά που προσομοιάζει αυτή μιας καμπύλης δοκού η οποία δέχεται εγκάρσια κάμψη $M_{z,A}$ και αντίστοιχη στρέψη T_A .

4.3.1 Κατάστρωμα

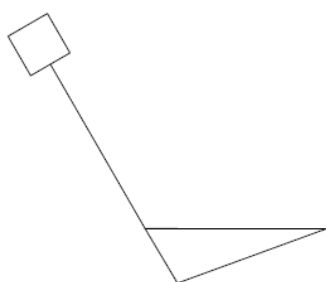
Το κατάστρωμα θα είναι και πάλι ευθύ πλάτους $b=4\text{m}$ και θα καλύπτει άνοιγμα μήκους 80m . Το τόξο της γέφυρας παραμένει ως είχε, δηλαδή κοίλη ορθογωνική διατομή με τα χαρακτηριστικά που ήδη έχουνε περιγραφεί και η σύνδεση τόξου καταστρώματος θα γίνει και πάλι με αναρτήρες συμπαγούς κυκλικής διατομής το εμβαδό της οποίας θα προκύψει στην πορεία της μελέτης.



Εικόνα: 4-27: Διατομή καταστρώματος

Έχω λοιπόν μία διατομή της οποίας το πάχος του καταστρώματος είναι $0,09\text{m}$, τα πάχη που συνθέτουν τα πλαϊνά τμήματα είναι $0,04\text{m}$. και το εξωτερικό ύψος είναι $1,20\text{m}$. Το τόξο θα τοποθετηθεί στην αριστερή πλευρά του καταστρώματος, όπως αυτό φαίνεται στην παραπάνω τομή, με κλίση ίδια με αυτής της πλευράς μήκους 1.3865m . Αυτή η κλίση θα δοθεί καθαρά για λόγους αισθητικής ωστόσο η επίδραση της θα είναι έντονη στη συμπεριφορά του φορέα και θα μελετηθεί παρακάτω.

Αυτή θα είναι η τελική μορφή που θα προκύψει όπως έχει εμφανιστεί και στην εικόνα 4, της γέφυρας La Devesa. Η μόνη διαφορά σε εμάς θα αποτελεί η πιο σύνθετη μορφή του καταστρώματος.



Εικόνα: 4-28: σύνθετη μορφή του καταστρώματος

4.3.2 Φορτίσεις Καταστρώματος

- Διατομή καταστρώματος A_D : $0.5 \cdot 4 \cdot 1.2 - 0.5 \cdot 1.06 \cdot 3.54 = 0.524 \text{m}^2$
- Ροπή αδράνειας ως προς τον οριζόντιο άξονα $I(y) = I_{y,\epsilon\xi} - I_{y,\epsilon\zeta} = 0,192 - 0,117 = 0,075 \text{m}^4$
- Στρεπτική ροπή αδράνειας $I(t) = 0,1390 \text{m}^4$
- Ροπή αντίστασης κάτω $W(u) = 0,0728 \text{m}^3$
- Οριζόντια απόσταση κέντρου βάρους από το σημείο ανάρτησης = 1,923m

Επομένως οι φορτίσεις στο κατάστρωμα έχουν ως εξής:

Ίδιο βάρος καταστρώματος g_D : $g_D = A_D \cdot \gamma_s = 0.524 \cdot 78.5 = 41,134 \text{ kN/m}$ δηλαδή περίπου 42kN/m.

Υπερτιθέμενα νεκρά φορτία g_{DL} : $g_{DL} = 2.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 4 = 10 \text{ kN/m}$.

Κινητό φορτίο (οφειλόμενο αποκλειστικά στην κίνηση πεζών) της τάξης των 5 kN/m^2 , επομένως $q = 5 \cdot 4 = 20 \text{ kN/m}$

Άρα συνολικό φορτίο καταστρώματος: $q = 42 + 10 + 20 = 72 \text{ kN/m}$

Εξακολουθούμε και σε αυτή την περίπτωση για απλούστευση της μελέτης να αγνοούμε τα εγκάρσια συνδετικά στοιχεία του καταστρώματος.

4.3.3 Τόξο

Όπως αναφέρθηκε και στην αρχική περιγραφή αυτής της 3ης περίπτωσης γεφυρών εδώ το επίπεδο του τόξου, το οποίο τόξο είναι πλέον προσαρμοσμένο στο άκρο, έχει περιστραφεί κατά μία γωνία ω η οποία έχει σχεδιασθεί ώστε να σχηματίζει με το οριζόντιο επίπεδο γωνία ίση με περίπου 60° . Η περιστροφή αυτή σαφώς προσδίδει μία ιδιαίτερη αρχιτεκτονική στο

τόξο. Όπως αναφέραμε και στην εισαγωγή οι γέφυρες είναι ένα «εργαλείο» πολύ δυναμικό όταν θέλεις να αναδιαμορφώσεις την εικόνα μιας περιοχής. Μία καλαίσθητη γέφυρα αλλάζει αυτόματα όλο το τοπίο και τη γύρω περιοχή και μπορεί να αποτελέσει πόλο έλξης τουριστών, ανάλογα με την αρχιτεκτονική ιδιαιτερότητα της φυσικά, και ενίοτε σημείο αναφοράς μια ολόκληρης πόλης.



Εικόνα: 4-29: Σκίτσα Calatrava πάνω σε αυτή τη μορφή γεφυρών

4.4 Διαφοροποίηση συμπεριφοράς των 3 γεφυρών

Θα εστιάσουμε στη διατομή της γέφυρας και του τόξου. Στη μελέτη μας ακολουθήσαμε μία προοδευτική πορεία με έντονη ασυμμετρία στις τοξωτές γέφυρες για να γίνει εκμετάλλευση του φαινομένου της στρέψης.

Όταν λοιπόν το τόξο είναι προσαρμοσμένο σε κατακόρυφο επίπεδο στο μέσον του καταστρώματος (περίπτωση 1η) το κατάστρωμα είναι αυτό το οποίο πρέπει να είναι ικανό να παραλάβει τις διάφορες αναπτυσσόμενες στρεπτικές δυνάμεις, να παρουσιάζει δηλαδή επαρκή στρεπτική αντοχή. Για το λόγο αυτό το τόξο έχει διαμορφωθεί κοίλο τριγωνικό όπως φαίνεται και στην εικόνα 4.1, της σελίδας 18. Οι στρεπτικές αυτές δυνάμεις δε θα οφείλονται

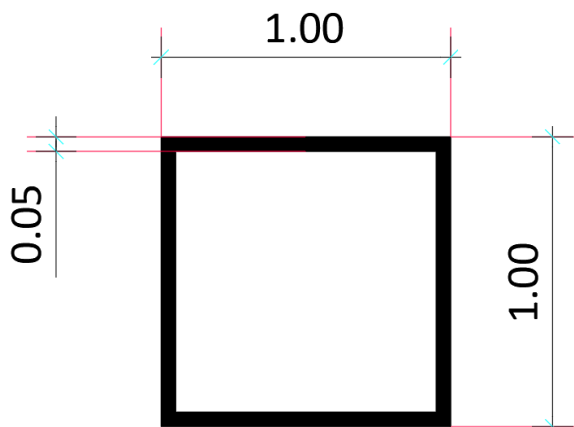
προφανώς σε φορτία όπως τα μόνιμα του καταστρώματος, που θα μας δίνανε στην περίπτωση αυτής της διαμόρφωσης μηδενική ροπή, αλλά σε κάποια ανομοιόμορφη φόρτιση προκαλούμενη από κινητό φορτίο.

Στη δεύτερη περίπτωση, όπου το τόξο έχει μεταφερθεί σε κατακόρυφο επίπεδο στο άκρο του καταστρώματος, το βάρος της γέφυρας και τα διάφορα φορτία δημιουργούν μία στρεπτική ροπή ως προς τα σημεία σύνδεσης τόξου- καταστρώματος. Αυτή η στρεπτική ροπή για να παραληφθεί θα απαιτούσε μια διατομή σωλήνα κατά μήκος του ανοίγματος που καλύπτει η γέφυρα, η οποία θα συνέδεε το κατάστρωμα με τους αναρτήρες του τόξου και κατά συνέπεια το τόξο το ίδιο. Στην περίπτωση μας ωστόσο μετατρέψαμε όλο το κατάστρωμα σε ένα τέτοιο «σωλήνα» διαμορφώνοντάς το ως μία κοίλη τριγωνική διατομή, ικανή επομένως να παραλάβει στρεπτικές δυνάμεις όπως αυτή φαίνεται στην εικόνα 4.13, της σελίδας 37. Έτσι στην περίπτωση αυτή είναι το κατάστρωμα που παραλαμβάνει κατά βάση τις στρεπτικές δυνάμεις που προκύπτουν.

Στην τρίτη περίπτωση ωστόσο υπάρχει μία σημαντική διαφοροποίηση. Τώρα το επίπεδο του τόξου παρουσιάζει μία κλίση ως προς τα σημεία σύνδεσης. Επομένως το ίδιο βάρος του τόξου αυτή τη φορά μπορεί να αναλυθεί σε δύο συνιστώσες μία εντός και μία εκτός επιπέδου του τόξου. Εδώ επομένως θα εστιάσουμε στην επίδραση που θα έχει η περιστροφή του τόξου γύρω από το διαμήκη άξονα σύνδεσης. Αυτή η ιδιαιτερότητα θα αναλυθεί και αριθμητικά παρακάτω. Όπως είναι κατανοητό, σε ότι αφορά το φαινόμενο της στρέψης η τρίτη περίπτωση της διαμόρφωσης είναι και η δυσμενέστερη.

4.4.1 Διατομή τόξου

Η διατομή του τόξου θα είναι και πάλι κοίλη τετραγωνική 1000x1000mm με πάχος $t_f=50\text{mm}$. Η μόνη διαφοροποίηση είναι πως εδώ η διατομή θα έχει περιστραφεί ως προς τον διαμήκη άξονα της γέφυρας κατά $\omega=60^\circ$. Έχουμε κάνει την απλοποιητική παραδοχή πως παράλληλα με την περιστροφή του τόξου έχει περιστραφεί κατά την ίδια γωνία και ο κύριος άξονας ώστε να βρίσκεται εντός επιπέδου του τόξου. Σχηματικά η διατομή του τόξου χωρίς την περιστροφή είναι η εξής:



Εικόνα: 4-30: Διατομή Τόξου

Όπως έχουμε ήδη αναλύσει στην πρώτη περίπτωση για τον προσδιορισμό της γεωμετρίας του τόξου ακολουθούμε τη θεωρία του σχοινοειδούς φορέα την οποία δε θα αναπτύξουμε ξανά εδώ (Παρ. 3.3.1.2).

Για την εύρεση της γεωμετρικής μορφής του τόξου $y(x)$, οι κατακόρυφες συνιστώσες των αντιδράσεων θα ισούνται με τις αντιδράσεις τις αντίστοιχης αμφιερείστου και άμεση συνέπεια αυτού είναι ότι η καμπτική ροπή του τόξου σε ένα σημείο του σε απόσταση $y(x)$ από την οριζόντια, θα ισούται με την καμπτική ροπή της αντίστοιχης αμφιερείστου στο σημείο αυτό μειωμένη κατά το μέγεθος $H*y(x)$.

Η απαίτηση $M(x)=0$ οδηγεί στη σχέση $M_0(x)=H*y(x) \rightarrow y(x)= M_0(x)/H$. Η σχέση αυτή δηλώνει πως η μορφή του τόξου είναι ομοιόθετη προς το διάγραμμα της αμφιερείστου κατά το μέγεθος $1/H$ το οποίο φυσικά στην αρχή είναι άγνωστο. Για τον προσδιορισμό του $1/H$ χρειάζεται να γνωρίζουμε οπωσδήποτε και ένα τρίτο σημείο από το οποίο θα διέρχεται το τόξο. Αυτό το σημείο στην περίπτωση μας θα είναι η κορυφή του τόξου στο μέσον του ανοίγματος L . Έτσι πλέον το $y(x)$ είναι γνωστό, έστω $y(x_0)$

Έστω λοιπόν το ύψος του τόξου $f=13.5\mu$. και η ροπή στο μέσον του ανοίγματος L για μία αμφιερείστη δοκό δίνεται από τον τύπο:

$$M_0(x) = q \cdot l^2 / 8 = 72 \cdot 80^2 / 8 = 57.600 \text{ kNm}$$

Στο μέσον λοιπόν του τόξου με γνωστή τη ροπή θα έχω:

$$\text{Λόγω του φορτίου που προκύπτει από το κατάστρωμα } H_1 = q_{\text{ολ}} \cdot l^2 / 8 \cdot 1/f = 4266 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα } H_1 = 4266 \text{ kN}$$

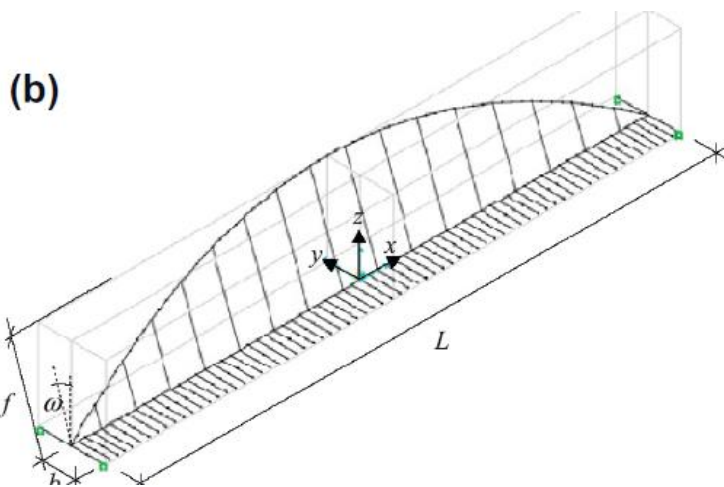
$$\text{Λόγω του ίδιου βάρους του τόξου } H_2 = g_A \cdot l^2 / 8 \cdot 1/f \text{ όπου } g_A \text{ είναι το ίδιο βάρος του τόξου.}$$

Με βάση τη διατομή του τόξου που έχουμε διαμορφώσει προκύπτουν τα ακόλουθα στοιχεία:

Εμβαδόν διατομής τόξου: $A=1*1-(1-2*0,05)^2 = 0,19m^2$. Άρα το βάρος του τόξου είναι:
 $g_A=\gamma_s*A_A = 78.5*0.19= 15kN/m$. Συνεπώς από τον παραπάνω τύπο προκύπτει $H_2= 890kN$.
 Άρα καταλήγουμε ότι η συνολική αξονική δύναμη που καταπονεί το φορέα είναι
 $H=890+4266=5156kN$.

4.4.2 Αναρτήρες

Οι αναρτήρες σύνδεσης τόξου καταστρώματος είναι συμπαγούς κυκλικής διατομής. Το εμβαδόν τους θα προκύψει με χρήση του προγράμματος Sap παρακάτω. Το σύνολο της κατασκευής θα έχει την ακόλουθη μορφή:



Εικόνα: 4-31: Αναρτήρες σύνδεσης τόξου καταστρώματος

4.4.3 Έλεγχος Επάρκειας Διατομής

Για να είναι αποδεκτή η σχεδίαση της διατομής θα πρέπει να ισχύει ο τύπος $\sigma= H/A + M/W$ με

$$\sigma < 150000kPa.$$

Ροπή για αντισυμμετρική φόρτιση

$$M_{max}=(q/2*(l/2)^2)/8=q *l^2/64 = 5*80^2 /64=500kN*m \text{ (οφειλόμενη μόνο στο κινητό φορτίο)}$$

Τότε $\sigma= H/A + M/W$ και πρέπει $\sigma < 150000kPa$

Εύρεση W

$$W=I_2/R_2-I_1/R_1$$

$$I_{e\xi}=0,083 \text{ και } I_{e\zeta}=0,94/12=0,055 \rightarrow W=0.083/0.5-0.055/0.45=0.044$$

$$\text{Άρα } \sigma=5156/0,19+500/0,044=38500 < 150000 \text{ Δεκτό}$$

Δομική συμπεριφορά τόξου:

Η δομική συμπεριφορά του τόξου όταν αυτό είναι στο άκρο και κεκλιμένο αναλύεται σε μία εντός επιπέδου συμπεριφορά αξονικής θλίψης N_A και κάμψης M_A και μία εκτός επιπέδου συμπεριφορά καμπύλης δοκού με εγκάρσια κάμψη $M_{Z,A}$ και στρέψη T_A . Το ίδιο βάρος του τόξου μπορεί τώρα να προβληθεί εντός του επιπέδου του τόξου και κάθετα στο επίπεδο του δηλαδή:

$$g_{A,I} = g_A \cdot \cos(\omega) = 15 \cos(60) = 7.5 \text{ kN/m}$$

$$g_{A,\pi} = g_A \cdot \sin(\omega) = 15 \sin(60) = 13 \text{ kN/m}$$

Η συμπεριφορά λόγω του $g_{A,\pi}$ είναι μία εντός επιπέδου του τόξου συμπεριφορά κάμψης και αξονικής θλίψης ενώ η συμπεριφορά λόγω του $g_{A,I}$ είναι αυτή μίας καμπύλης δοκού όπου εμφανίζονται εγκάρσια ροπή και στρέψη.

4.4.4 Διανομή ροπών μεταξύ τόξου και καταστρώματος για κατακόρυφο φορτίο

Όταν ένα κατακόρυφο φορτίο q δρα πάνω στο κατάστρωμα, το συνολικό φορτίο μοιράζεται μεταξύ τόξου και καταστρώματος και από το συνολικό q ένα μέρος του φορτίου $\mu \cdot q$ παραλαμβάνεται από το τόξο και το υπόλοιπο $(1-\mu) \cdot q$ από το κατάστρωμα. Μπορεί να υποθεθεί πως η συνολική κατακόρυφη μετατόπιση στο κατάστρωμα και στο τόξο είναι ανάλογες του $(1-\mu) \cdot q$ και του $\mu \cdot q$ αντίστοιχα και αντιστρόφως ανάλογες της ροπής αδράνειας τους. Δηλαδή:

$$\delta_{A,Z} = k \cdot \mu \cdot q / I_A \text{ και}$$

$$\delta_{D,Z} = k \cdot (1-\mu) \cdot q / I_D$$

(Το z δηλώνει πως πρόκειται για την κατακόρυφη συνιστώσα της μετατόπισης)

Προκειμένου ο αναρτήρας να μην εκτείνεται θα πρέπει το διάνυσμα της κατακόρυφης μετατόπισης του τόξου $\delta_{A,Z}$ να είναι ίσο με το διάνυσμα της κατακόρυφης μετατόπισης του καταστρώματος $\delta_{D,Z}$. Επομένως $\delta_{D,Z} = \delta_{A,Z}$.

$$\text{Από την ισότητα αυτή προκύπτει } \mu = I_A \cdot \cos^2(\omega) / (I_A \cdot \cos^2(\omega) + I_D)$$

Εύρεση ροπών αδράνειας

$$I_A = 0,028 \text{ m}^4$$

$$\text{Ροπή αδράνειας καταστρώματος ως προς οριζόντια διεύθυνση } I_D = 0,075 \text{ m}^4$$

$$\text{Επομένως } \mu = 0,12$$

$$\text{Άρα: } M_A = \mu \cdot M = 60 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ και } M_D = (1-\mu) \cdot M = 440 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Για αντισυμμετρική φόρτιση $H=0$ θα πρέπει να επαληθεύεται η ακόλουθη εξίσωση:

$M = M_D + M_A \cdot \cos(\omega) + M_{Z,A} \cdot \sin(\omega)$ όπου το M είναι η μέγιστη ροπή για αντισυμμετρική φόρτιση. Οι εξισώσεις για τα M_A , M_D είναι προσεγγιστικές καθώς θεωρούν ότι $M_{Z,A} = 0$ το οποίο δεν είναι απόλυτα έγκυρο.

Από εδώ μπορώ να πάρω την τιμή του $M_{Z,A} = 30 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Η διαμόρφωση του καταστρώματος στην 3η περίπτωση έχει λοιπόν την ακόλουθη μορφή:



Εικόνα: 4-32: Διαμόρφωση καταστρώματος

4.4.4.1 Στρέψη

Λόγω κινητού φορτίου θα έχω $m_{to,q} = 5 \cdot 4 \cdot 4 / 2 = 40 \text{ kNm/m}$.

Λόγω υπερτιθέμενων φορτίων : $m_{to,gdl} = 2,5 \cdot 4^2 / 2 = 20 \text{ kNm/m}$

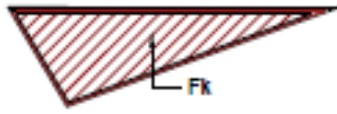
Λόγω φορτίου ιδίου βάρους καταστρώματος: $m_{to,g} = 42 \cdot 1.923 = 80.766 \text{ kNm/m}$

Επομένως το συνολικό στρεπτικό φορτίο είναι $m_{to} = 140.766 \text{ kNm/m}$

Άρα κατά μήκος των 80 μέτρων του καταστρώματος έχω ανάπτυξη στρεπτικής ροπής που η μέγιστη τιμή της στα δύο άκρα του καταστρώματος είναι : $M_t = 140.766 \times 80 / 2 = 5630.64 \text{ kNm}$. Άρα η μέγιστη προκαλούμενη διατμητική τάση είναι: $\tau = m_{tot} / (2 \cdot F_k \cdot t) = 33.182 \text{ kN/m}^2 < 0.6 \cdot 335 / 3^{1/2} = 116.04 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$. Άρα και πάλι είναι αποδεκτή η μέγιστη αναπτυσσόμενη στρέψη.

Παρατηρώ μάλιστα όπως ήταν αναμενόμενο πως στην 3η περίπτωση εντοπίζονται και οι μεγαλύτερες τιμές του στρεπτικού φορτίου. Άρα η 3η περίπτωση είναι και η δυσμενέστερη σε ότι αφορά το φαινόμενο της στρέψης.

Στο ακόλουθο σχήμα φαίνεται και η διατομή που χρησιμοποιήσαμε στον παραπάνω έλεγχο.



Όπου F_k το εμβαδόν που περικλείεται από τη μέση γραμμή των τοχωμάτων.

5

SAP ανάλυση

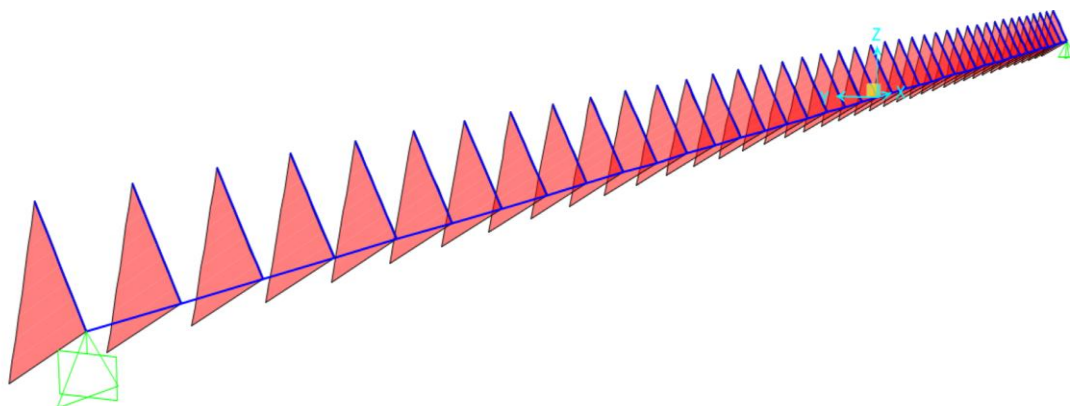
Στη συνέχεια θα ακολουθήσει εφαρμογή του λογισμικού sap. Μέσω του λογισμικού αυτού, θα μπορέσουμε αφού σχεδιάσουμε με ακρίβεια τη μορφή της γέφυρας, να εφαρμόσουμε τις διάφορες φορτίσεις και από αυτές να εξάγουμε χρήσιμα συμπεράσματα.

5.1 Διόρθωση γεωμετρίας τόξου

Για την εύρεση της πραγματικής μορφής το τόξου θα ακολουθήσουμε το παρακάτω σκεπτικό. Το ζητούμενο είναι πόση frame deformation θα πρέπει να δώσουμε σε κάθε έναν από τους αναρτήρες έτσι ώστε να μην υπάρχει καμία παραμόρφωση στα σημεία αγκύρωσης για τα μόνιμα φορτία. Με άλλα λόγια πρέπει να υπολογίσουμε πόσο πιο «κοντό» θα πρέπει να τοποθετηθεί σε αρχική φάση το κάθε καλώδιο χαλαρό ώστε με την προένταση να πάρει μηδενικές μετατοπίσεις. Η δύναμη της προέντασης ασκείται τόσο στο καλώδιο, όσο και στη δοκό απλά με αντίθετη φορά. Για να προσδιορίσω τη δύναμη προέντασης θα κατασκευάσω σε πρώτη φάση κάθε αναρτήρα με μία πολύ μεγάλη διατομή έτσι ώστε να είναι πρακτικά ακλόνητος.

Στην περίπτωση μας χρησιμοποίησα αναρτήρες διαμέτρου 1m. Φορτίζοντας λοιπόν το φορέα με όλα τα μόνιμα φορτία θα πάρω τις δυνάμεις προέντασης για κάθε καλώδιο. Εδώ φόρτισα το κατάστρωμα με ένα συνδυασμό φορτίσεων που αποτελούνταν από το ίδιο βάρος

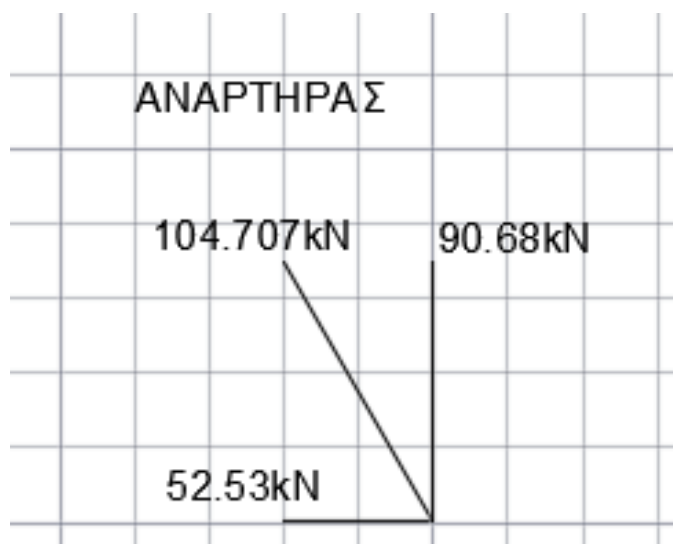
καταστρώματος και πλαγίων επίπεδων. Από τη φόρτιση αυτή προέκυψαν οι εξής δυνάμεις αναρτήρων όπως αυτές φαίνονται στον πίν. 1.



Εικόνα: 5-1: δυνάμεις αναρτήρων

Σε κάθε αναρτήρα και με χρήση του προγράμματος Sap για ομοιόμορφα κατανομημένο φορτίο στη δοκό ίσο με 52kN/m ($42\text{kN/m}+10\text{kN/m}$) προέκυψε δύναμη $104,707\text{ kN}$. Η δύναμη αυτή είναι η αξονική κατά μήκος του αναρτήρα και συνεπώς θα πρέπει εν συνεχεία να αναλυθεί σε 2 κάθετες συνιστώσες.

Σχηματικά έχω για κάθε αναρτήρα:



Εικόνα: 5-2: Ανάλυση αξονικής αναρτήρα

Για τις παραπάνω λοιπόν αξονικές των αναρτήρων μπορώ να εξάγω τον ακόλουθο πίνακα όπου έχω υπολογίσει το απαιτούμενο εμβαδόν και επομένως την απαιτούμενη διάμετρο για κάθε έναν αναρτήρα έτσι ώστε να εξασφαλίζεται επάρκεια της διατομής τους.

Αναρτήρες	Απόσταση από αρχή x	δυνάμεις προέντασης	εμβαδά αναρτήρων	διάμετρος
1	0	0.000	0	0
2	2	104.707	0.000145426	0.013610898
3	4	104.707	0.000145426	0.013610898
4	6	104.707	0.000145426	0.013610898
5	8	104.707	0.000145426	0.013610898
6	10	104.707	0.000145426	0.013610898
7	12	104.707	0.000145426	0.013610898
8	14	104.707	0.000145426	0.013610898
9	16	104.707	0.000145426	0.013610898
10	18	104.707	0.000145426	0.013610898
11	20	104.707	0.000145426	0.013610898
12	22	104.707	0.000145426	0.013610898
13	24	104.707	0.000145426	0.013610898
14	26	104.707	0.000145426	0.013610898
15	28	104.707	0.000145426	0.013610898
16	30	104.707	0.000145426	0.013610898
17	32	104.707	0.000145426	0.013610898
18	34	104.707	0.000145426	0.013610898
19	36	104.707	0.000145426	0.013610898
20	38	104.707	0.000145426	0.013610898
21	40	104.707	0.000145426	0.013610898
22	42	104.707	0.000145426	0.013610898
23	44	104.707	0.000145426	0.013610898
24	46	104.707	0.000145426	0.013610898
25	48	104.707	0.000145426	0.013610898
26	50	104.707	0.000145426	0.013610898
27	52	104.707	0.000145426	0.013610898
28	54	104.707	0.000145426	0.013610898
29	56	104.707	0.000145426	0.013610898

30	58	104.707	0.000145426	0.013610898
21	60	104.707	0.000145426	0.013610898
32	62	104.707	0.000145426	0.013610898
33	64	104.707	0.000145426	0.013610898
34	66	104.707	0.000145426	0.013610898
35	68	104.707	0.000145426	0.013610898
36	70	104.707	0.000145426	0.013610898
37	72	104.707	0.000145426	0.013610898
38	74	104.707	0.000145426	0.013610898
39	76	104.707	0.000145426	0.013610898
40	78	104.707	0.000145426	0.013610898
41	80	0.000	0	0

Πίνακας 5-1: Δυνάμεις και εμβαδά αναρτήρων

Στον παραπάνω πίνακα το απαιτούμενο εμβαδόν έχει προκύψει με χρήση του τύπου $E=Ph/(0.45*1600000)$ όπου με E έχω συμβολίσει το εμβαδόν του αναρτήρα και Ph την αξονική του δύναμη. Το εμβαδόν φαίνεται στη στήλη 4 του παραπάνω πίνακα. Η διάμετρος τώρα έχει προκύψει από τη στήλη 4 και εφαρμόζοντας τον ακόλουθο τύπο με επίλυση ως προς D.

$$E= \pi * D^2 / 4$$

Παρατηρώ πως η απαιτούμενη διάμετρος προκύπτει ίση με 0.0136m και υπέρ ασφαλείας θα την πάρω όπως και στις παραπάνω περιπτώσεις ίση με 0.015m.

Στη συνέχεια μπορώ να σχεδιάσω μία αρχική μορφή για τον φορέα μου με χρήση της εξίσωσης της καμπύλης από την οποία μπορώ να πάρω τα ύψη των αναρτήρων και συνεπώς μία αρχική μορφή για το τόξο μου. Υπέθεσα κατακόρυφο ύψος στο μέσον 13.5m. από την εξίσωση καμπύλης λοιπόν παίρνω:

ύψη μέσω τύπου παραβολής
0.00
1.32
2.57
3.75
4.86
5.91

6.89
7.80
8.64
9.42
10.13
10.77
11.34
11.85
12.29
12.66
12.96
13.20
13.37
13.47
13.50
13.47
13.37
13.20
12.96
12.66
12.29
11.85
11.34
10.77
10.13
9.42
8.64
7.80
6.89
5.91
4.86
3.75
2.57
1.32
0.00

Πίνακας 5-2: Ύψη μέσω τύπου παραβολής

Οι τιμές αυτές είναι τα ύψη που θα προκύπτανε σε περίπτωση που είχαμε κατακόρυφο τόξο. Επομένως έχοντας την κατακόρυφη συνιστώσα μπορώ να υπολογίσω το κεκλιμένο μήκος με εφαρμογή του τύπου :

$\sin 60 = z/l$ όπου z είναι το κατακόρυφο μήκος που έχω υπολογίσει στον παραπάνω πίνακα και l το κεκλιμένο επομένως $l = z/\sin 60$

Για την οριζόντια συνιστώσα του μήκους ομοίως έχω: $\tan 60 = z/x$ επομένως $x = z/\tan 60$

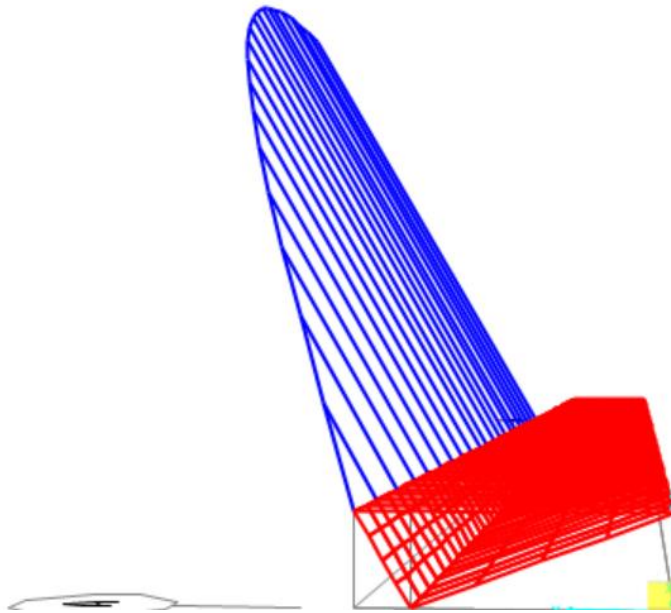
Επομένως συγκεντρωτικά τα διάφορα μήκη είναι τα ακόλουθα:

Αναρτήσεις	ύψη μεσω τύπου παραβολής	κεκλιμένο μήκος	οριζόντια συνιστώσα
1	0.00	0.00	0.00
2	1.32	1.52	0.76
3	2.57	2.96	1.48
4	3.75	4.33	2.16
5	4.86	5.61	2.81
6	5.91	6.82	3.41
7	6.89	7.95	3.98
8	7.80	9.00	4.50
9	8.64	9.98	4.99
10	9.42	10.87	5.44
11	10.13	11.69	5.85
12	10.77	12.43	6.22
13	11.34	13.09	6.55
14	11.85	13.68	6.84
15	12.29	14.19	7.09
16	12.66	14.61	7.31
17	12.96	14.97	7.48
18	13.20	15.24	7.62
19	13.37	15.43	7.72
20	13.47	15.55	7.77
21	13.50	15.59	7.79
22	13.47	15.55	7.77
23	13.37	15.43	7.72
24	13.20	15.24	7.62
25	12.96	14.97	7.48

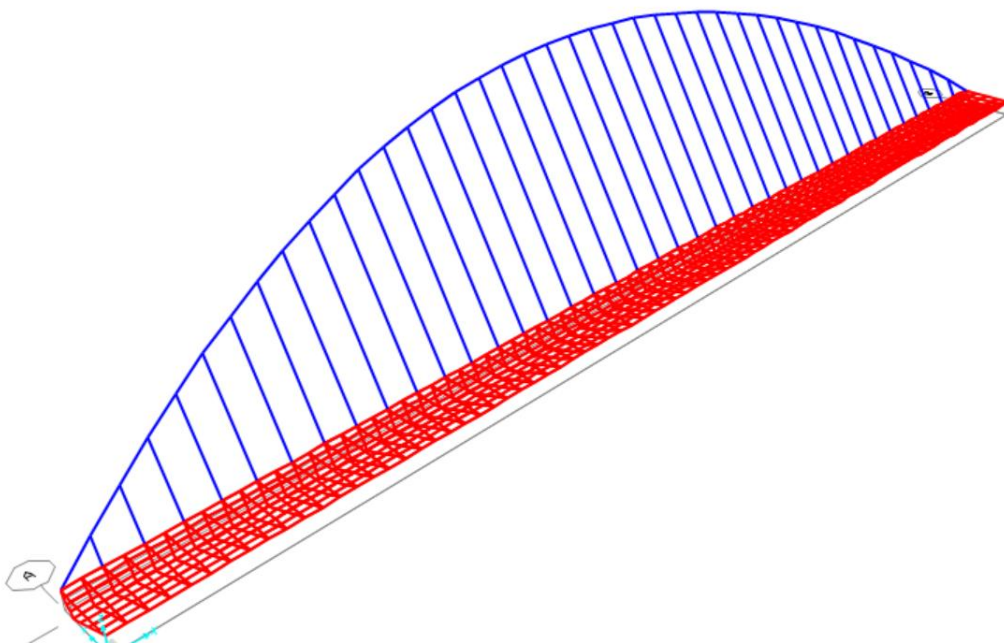
26	12.66	14.61	7.31
27	12.29	14.19	7.09
28	11.85	13.68	6.84
29	11.34	13.09	6.55
30	10.77	12.43	6.22
21	10.13	11.69	5.85
32	9.42	10.87	5.44
33	8.64	9.98	4.99
34	7.80	9.00	4.50
35	6.89	7.95	3.98
36	5.91	6.82	3.41
37	4.86	5.61	2.81
38	3.75	4.33	2.16
39	2.57	2.96	1.48
40	1.32	1.52	0.76
41	0.00	0.00	0.00

Πίνακας 5-3: Συνιστώσες μήκους αναρτήρων

Σύμφωνα λοιπόν με την παραπάνω ανάλυση μπορώ τώρα με χρήση του Sap να σχεδιάσω την πλήρη μορφή του φορέα χρησιμοποιώντας ως μήκη αναρτήρων τα κεκλιμένα ύψη όπως αυτά προκύψανε στη στήλη 3 του παραπάνω πίνακα.



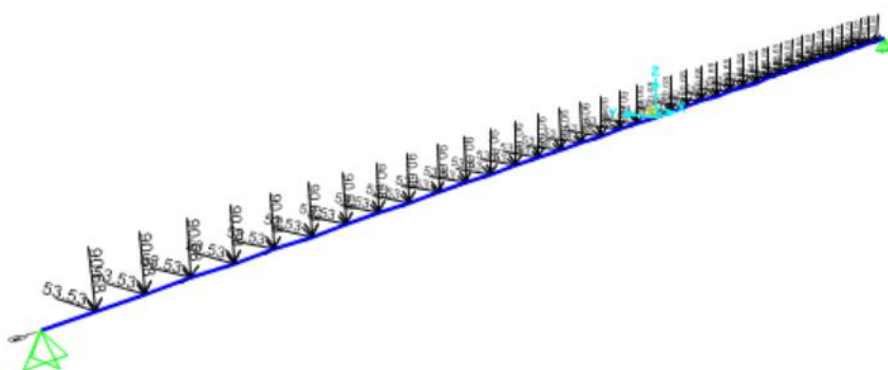
Εικόνα: 5-3: Πλήρης μορφή φορέα



Εικόνα: 5-4: Πλήρης μορφή φορέα

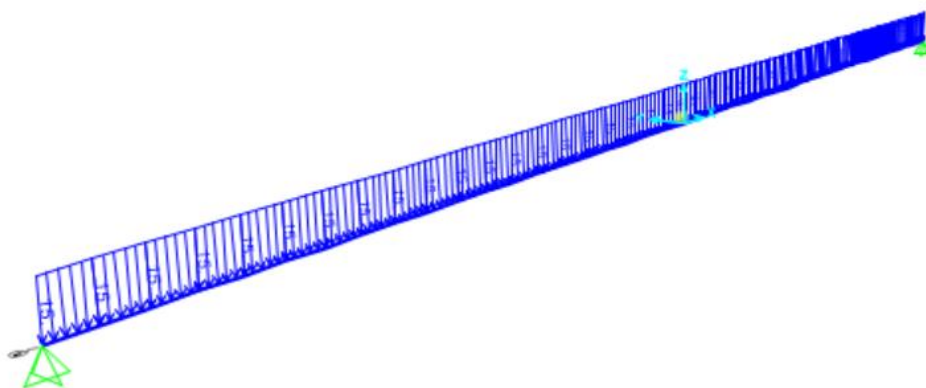
Στη συνέχεια προσομοιάζω το κατάστρωμα με μία αμφιέρειστη δοκό και ανά 2 μέτρα εφαρμόζω τις δυνάμεις προέντασης που προέκυψαν παραπάνω από την εφαρμογή του Sap. Συγκεκριμένα εφαρμόζω τη δύναμη προέντασης αναλυμένη στην οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα της. Έτσι ανά 2 μέτρα ασκώ στη δοκό κατακόρυφη δύναμη ίση με -90.68kN και οριζόντια δύναμη -52.53kN . Επιπλέον προς τις δυνάμεις προέντασης εφαρμόζω στη δοκό κατά μήκος και το ίδιο βάρος του τόξου 15kN/m το οποίο είναι κατακόρυφο. Σε ότι αφορά το ίδιο βάρος του τόξου όπως έχει ειπωθεί και πιο πάνω αυτό αναλύεται σε δύο συνιστώσες, μία παράλληλη με το επίπεδο του τόξου ίση με 13kN/m και μία κάθετη στο επίπεδο του τόξου ίση με 7.5kN/m , ωστόσο εδώ χρησιμοποιούμε τη συνολική κατακόρυφη τιμή του.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η εφαρμογή των δυνάμεων των αναρτήρων στο φορέα:



Εικόνα: 5-5: Εφαρμογή των δυνάμεων των αναρτήρων στο φορέα

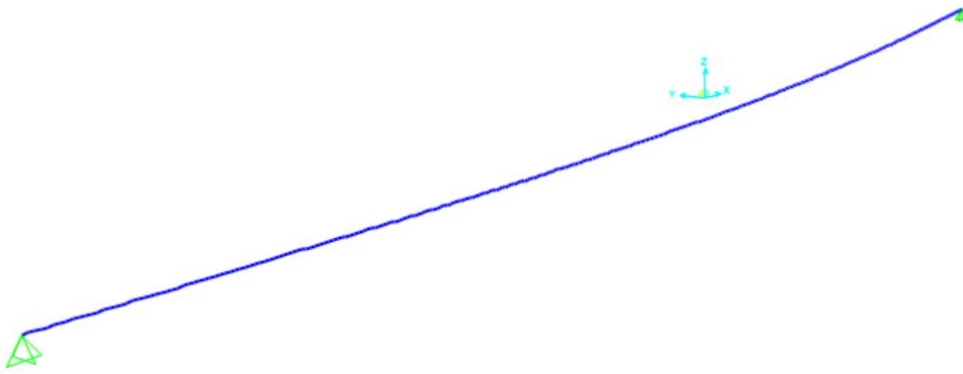
και παρακάτω φαίνεται το ίδιο βάρος του τόξου ασκούμενο κατά μήκος της δοκού.



Εικόνα: 5-6: Ίδιο βάρος τόξου κατά μήκος δοκού

Από την ταυτόχρονη λοιπόν εφαρμογή των 2 παραπάνω φορτίσεων προκύπτουν κατά μήκος της δοκού ροπές με βάση τις οποίες παρακάτω μπορώ να προσδιορίσω τα πραγματικά μήκη των αναρτήρων και συνεπώς να σχεδιάσω την ολοκληρωμένη μορφή του φορέα.

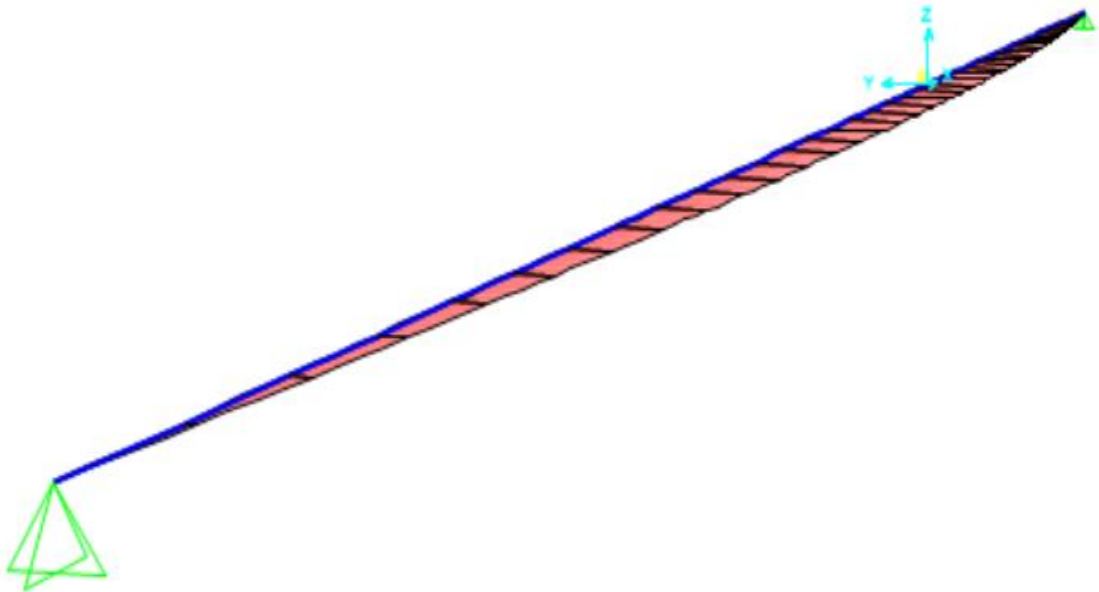
Η παραμορφωμένη λόγω των παραπάνω φορτίων μορφή του φορέα φαίνεται στο επόμενο σχήμα



Εικόνα: 5-7: Παραμόρφωση καταστρώματος λόγω προέντασης και i, β τόξου

Όπως είναι αναμενόμενο η μέγιστη ροπή εντοπίζεται στο μέσον του μήκους.

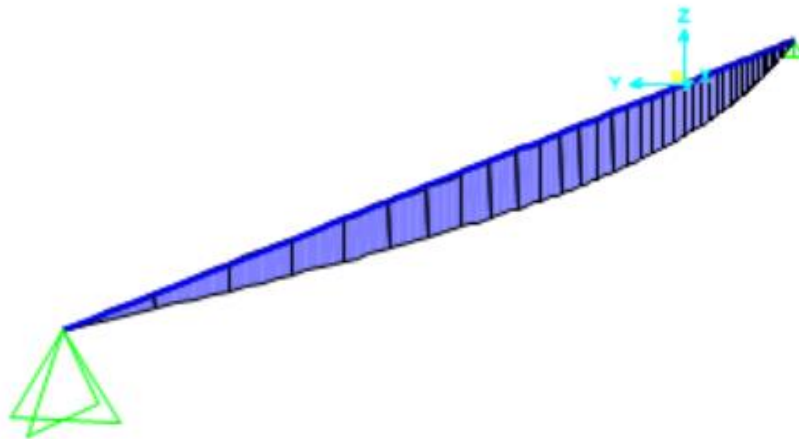
Σε ότι αφορά τις οριζόντιες συνιστώσες των δυνάμεων προέντασης προκαλούν και αυτές με τη σειρά τους μία ροπή που αποτυπώνεται στο επίπεδο xy έστω M_{22} . Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνεται η ροπή αυτή στη δοκό (κατάστρωμα) :



Εικόνα: 5-8: Ροπή M_{xy} λόγω οριζόντιων συνιστωσών δυνάμεων

Όπως είναι αναμενόμενο το διάγραμμα της ροπής αυτή είναι παράλληλο της νοητής επιφάνειας του καταστρώματος.

Το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο του ίδιου βάρους του τόξου σε συνδυασμό με τις κατακόρυφες συνιστώσες των δυνάμεων προέντασης προκαλούν με τη σειρά τους το ακόλουθο διάγραμμα ροπών κάμψεων στο φορέα στο επίπεδο xz .



Εικόνα: 5-9: Ροπή M_{xz} λόγω κατακόρυφων φορτίων

Όπως είναι αναμενόμενο το διάγραμμα της ροπής αυτής είναι κάθετο στη νοητή επιφάνεια του καταστρώματος.

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι ροπές M_{22} , M_{33} που προκύπτουν όπως εξηγήσαμε παραπάνω από τα οριζόντια και κατακόρυφα αντίστοιχα φορτία.

M_{22}	M_{33}	H	$z(x)$	$l(x)$	$y(x)$
0.00	0.00	5156	0.00	0.00	0.00
2087.67	4732.12	5156	0.92	1.06	0.53
4068.28	9221.57	5156	1.79	2.07	1.03
5941.83	13468.35	5156	2.61	3.02	1.51
7708.32	17472.46	5156	3.39	3.91	1.96
9367.75	21233.89	5156	4.12	4.76	2.38
10920.12	24752.65	5156	4.80	5.54	2.77
12365.43	28028.73	5156	5.44	6.28	3.14
13703.68	31062.14	5156	6.02	6.96	3.48
14934.87	33852.80	5156	6.57	7.58	3.79
16059.00	36400.95	5156	7.06	8.15	4.08
17076.07	38706.34	5156	7.51	8.67	4.33

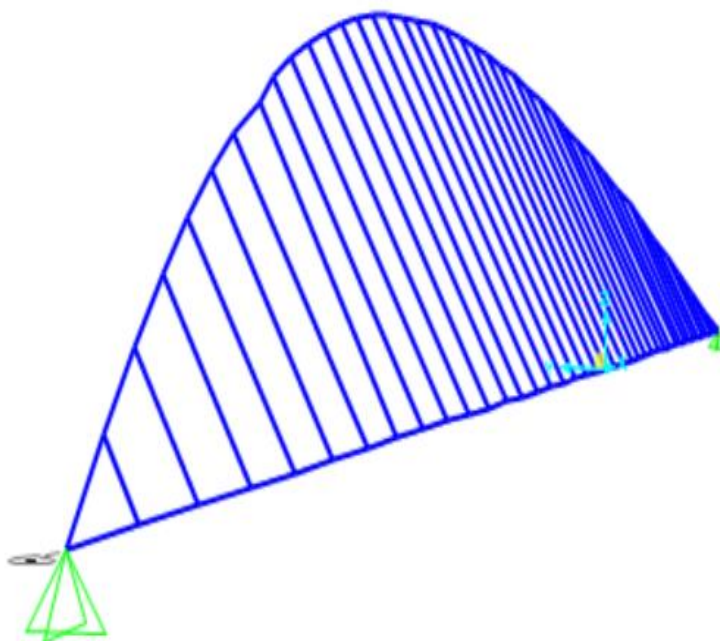
17986.08	40769.06	5156	7.91	9.13	4.57
18789.03	42589.11	5156	8.26	9.54	4.77
19484.92	44166.49	5156	8.57	9.89	4.95
20073.75	45501.19	5156	8.82	10.19	5.10
20555.52	46593.22	5156	9.04	10.43	5.22
20930.23	47442.57	5156	9.20	10.63	5.31
21197.88	48049.26	5156	9.32	10.76	5.38
21358.47	48413.26	5156	9.39	10.84	5.42
21412.00	48534.60	5156	9.41	10.87	5.43
21358.47	48413.26	5156	9.39	10.84	5.42
21197.88	48049.26	5156	9.32	10.76	5.38
20930.23	47442.57	5156	9.20	10.63	5.31
20555.52	46593.22	5156	9.04	10.43	5.22
20073.75	45501.19	5156	8.82	10.19	5.10
19484.92	44166.49	5156	8.57	9.89	4.95
18789.03	42589.11	5156	8.26	9.54	4.77
17986.08	40769.06	5156	7.91	9.13	4.57
17076.07	38706.34	5156	7.51	8.67	4.33
16059.00	36400.95	5156	7.06	8.15	4.08
14934.87	33852.80	5156	6.57	7.58	3.79
13703.68	31062.14	5156	6.02	6.96	3.48
12365.43	28028.73	5156	5.44	6.28	3.14
10920.12	24752.65	5156	4.80	5.54	2.77
9367.75	21233.89	5156	4.12	4.76	2.38
7708.32	17472.46	5156	3.39	3.91	1.96
5941.83	13468.35	5156	2.61	3.02	1.51
4068.28	9221.57	5156	1.79	2.07	1.03
2087.67	4732.12	5156	0.92	1.06	0.53
0.00	0.00	5156	0.00	0.00	0.00

Πίνακας 5-4: Ροπές M_{xy} , M_{xz}

Στον παραπάνω πίνακα στη στήλη (1) φαίνονται οι ροπές από τις οριζόντιες συνιστώσες των δυνάμεων προέντασης των αναρτήρων. Στη στήλη (2) φαίνεται η ροπή από το ίδιο βάρος του τόξου που ασκείται κατακόρυφα στη δοκό (κατάστρωμα) ταυτόχρονα με τις κατακόρυφες συνιστώσες των δυνάμεων προέντασης των αναρτήρων. Στη στήλη (3) με H έχω συμβολίσει την αξονική δύναμη που καταπονεί το φορέα η οποία είναι σταθερή και ίση με $H=5156$ kN. Για να προσδιορίσω τώρα τα κατακόρυφα ύψη των αναρτήρων που θα προέκυπταν αν το

τόξο ήτανε κατακόρυφο στο άκρο εφαρμόζω τη σχέση M33/H. Έτσι στη στήλη (4) του παραπάνω πίνακα παρουσιάζονται αυτά τα θεωρητικά κατακόρυφα μήκη. Με ανάλυση τώρα σε άξονες και γνωρίζοντας ότι το επίπεδο του τόξου σχηματίζει γωνία 60° ως προς το οριζόντιο επίπεδο (ή 30° ως προς το επίπεδο που διέρχεται κάθετα από τα σημεία ανάρτησης) μπορώ να εξάγω τα κεκλιμένα πραγματικά μήκη των αναρτήρων που φαίνονται στη στήλη (5) του παραπάνω πίνακα. Στη στήλη (6) παρουσιάζεται η οριζόντια συνιστώσα του μήκους κάθε αναρτήρα που θα χρησιμοποιηθεί μόνον κατά τη σχεδίαση της ολοκληρωμένης μορφής του φορέα.

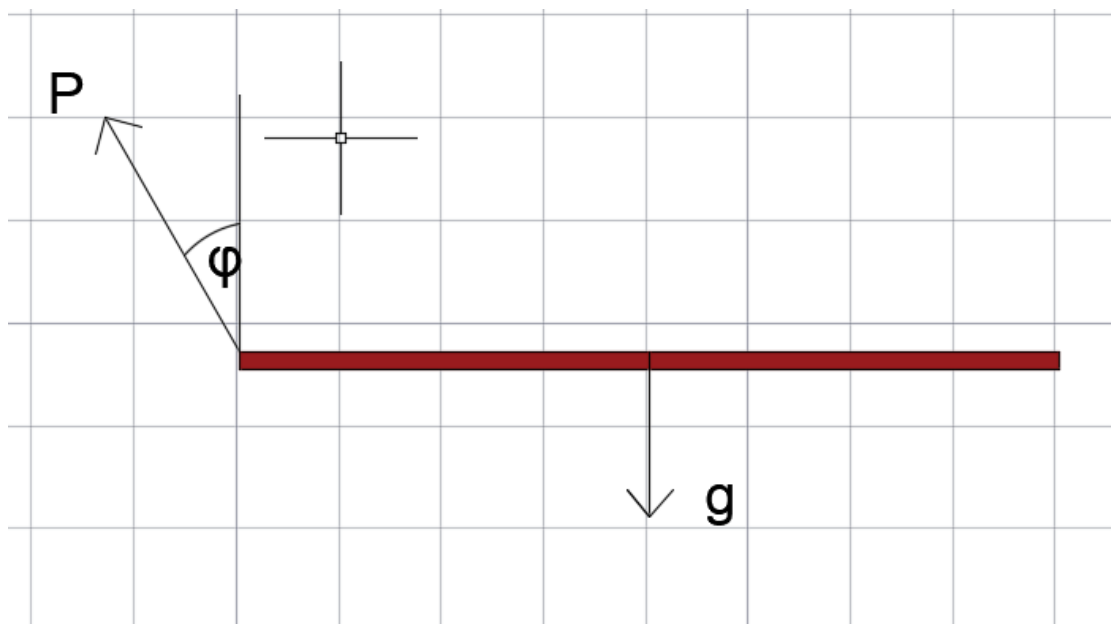
Η πραγματική λοιπόν μορφή του φορέα με τα παραπάνω μήκη αναρτήρων και διάμετρο 0.015m για τον καθένα απεικονίζεται στο σχήμα που ακολουθεί.



Εικόνα: 5-10: Πραγματική μορφή του φορέα με τα τελικά μήκη αναρτήρων

5.2 Μόνιμα Φορτία Φορέα καταστρώματος

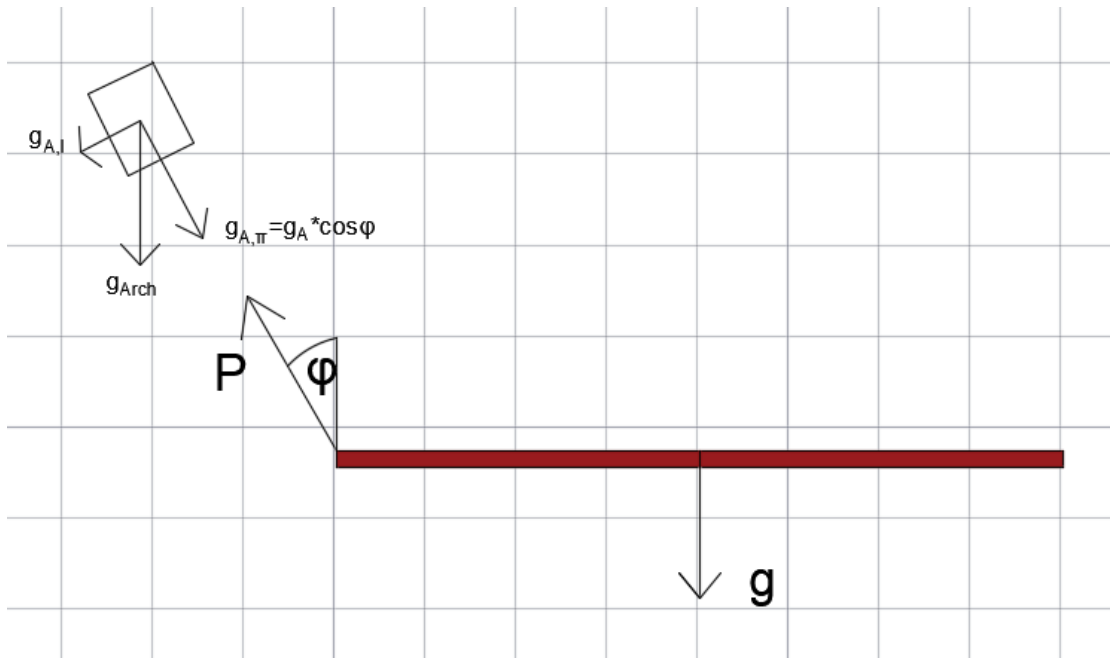
Στην περίπτωση αυτή της διαμόρφωσης της γέφυρας με το κεκλιμένο τόξο στο άκρο έχει μεγάλη σημασία η κατανόηση της επίδρασης των μόνιμων φορτίων πάνω στο φορέα. Συγκεκριμένα σε ότι αφορά τα μόνιμα φορτία ο φορέας δέχεται το ίδιο βάρος του τόξου και το ίδιο βάρος του καταστρώματος. Το ίδιο βάρος του καταστρώματος g_{deck} παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από την προένταση P (kN/m). Έχω δηλαδή $g = P * \cos\phi$. Σχηματικά:



Εικόνα: 5-11: Ίδιο βάρος του καταστρώματος

Ίδιο βάρος του τόξου:

Το επίπεδο του τόξου έχει περιστραφεί κατά μία γωνία φ ως προς το κατακόρυφο επίπεδο που διέρχεται από τα σημεία αγκύρωσης αναρτήρων- καταστρώματος. Κατά συνέπεια το ίδιο βάρος του τόξου g_A μπορεί τώρα να προβάλλεται σε ένα επίπεδο παράλληλο με αυτό του τόξου και σε ένα επίπεδο κάθετο σε αυτό. Οι συνιστώσες λοιπόν του ίδιου βάρους είναι η $g_{A,\pi}$ ήτοι η συνισταμένη εντός επιπέδου τόξου και η $g_{A,I}$ δηλαδή η συνιστώσα η κάθετη στο επίπεδο του τόξου.



Εικόνα: 5-12: Ανάλυση ι.β τόξου

Όπου όπως έχει υπολογιστεί και στη σελίδα 60 της παρ. 4.4.3:

$$g_{A,\pi} = g_A \cdot \cos \varphi = 15 \cdot \cos 30^\circ = 13 \text{ kN/m}$$

$$g_{A,\iota} = g_A \cdot \sin \varphi = 15 \cdot \sin 30^\circ = 7.5 \text{ kN/m}$$

($\varphi = 30^\circ$ και $\omega = 60^\circ$ η γωνία με το οριζόντιο επίπεδο.)

Η δομική συμπεριφορά του τόξου λόγω της συνιστώσας εντός του επιπέδου του $g_{A,\pi}$ είναι μία εντός του επιπέδου του τόξου συμπεριφορά της κλασικής τοξωτής γέφυρας όπου εμφανίζονται θλιπτικές αξονικές δυνάμεις και ροπή κάμψης όπως ακριβώς στην πρώτη περίπτωση της μελέτης μας. Όσο μεγαλύτερη είναι η γωνία φ , δηλαδή όσο πιο κεκλιμένο είναι το τόξο ως προς το κατακόρυφο επίπεδο που διέρχεται από τα σημεία αγκύρωσης των αναρτήρων με το κατάστρωμα, τόσο μικρότερες είναι οι δυνάμεις εντός του επιπέδου του τόξου. Η δομική συμπεριφορά του τόξου λόγω της $g_{A,\iota}$ είναι αυτή μιας καμπύλης δοκού, όπου εμφανίζονται οι εγκάρσιες καμπτικές και στρεπτικές ροπές. Αυτή η δομική συμπεριφορά εμφανίζεται μόνο όταν το τόξο είναι κεκλιμένο. Η συμπεριφορά κάθε μίας εκ των συνιστωσών μπορεί να αναλυθεί ξεχωριστά. Η περίπτωση με γωνία $\varphi = 0$ αντιστοιχεί σε ένα κατακόρυφο τόξο στο άκρο, με δυνάμεις μόνο εντός επιπέδου τόξου χωρίς καμία στρέψη ή εγκάρσια κάμψη. Η περίπτωση με γωνία $\varphi = 90^\circ$ (οριζόντιο τόξο) σε μία καμπύλη δοκό χωρίς να επιδρά κάπως το τόξο.

Επομένως για $g_A = 15 \text{ kN/m}$ έχω όπως υπολόγισα και πιο πάνω:

$$g_{A,\pi} = 13 \text{ kN/m}$$

$$g_{A,\iota} = 7.5 \text{ kN/m}$$

Η εκτός επιπέδου συνιστώσα του ίδιου βάρους του τόξου $g_{A,I}$ προκαλεί ένα στρεπτικό φορτίο της τάξης του M/R όπου:

$M = g_{A,I} \cdot Larch^2/8$ όπου $Larch$ το μήκος του τόξου κατά προσέγγιση 80m. Επομένως έχω

$$M = 7.5 \cdot 80^2/8 = 6000 \text{ kNm}$$

$$\text{Ακόμη } R = L^2/(8 \cdot f) = 80^2/(8 \cdot 9.41) = 85.00 \text{m}$$

Σύμφωνα λοιπόν με τα παραπάνω προκύπτει λόγω της εκτός επιπέδου τόξου συνιστώσα του ίδιου βάρους του, στρεπτική ροπή ίση με :

$$T = M/R \cdot Larch \cdot 1/2 = 2824 \text{ kNm}$$

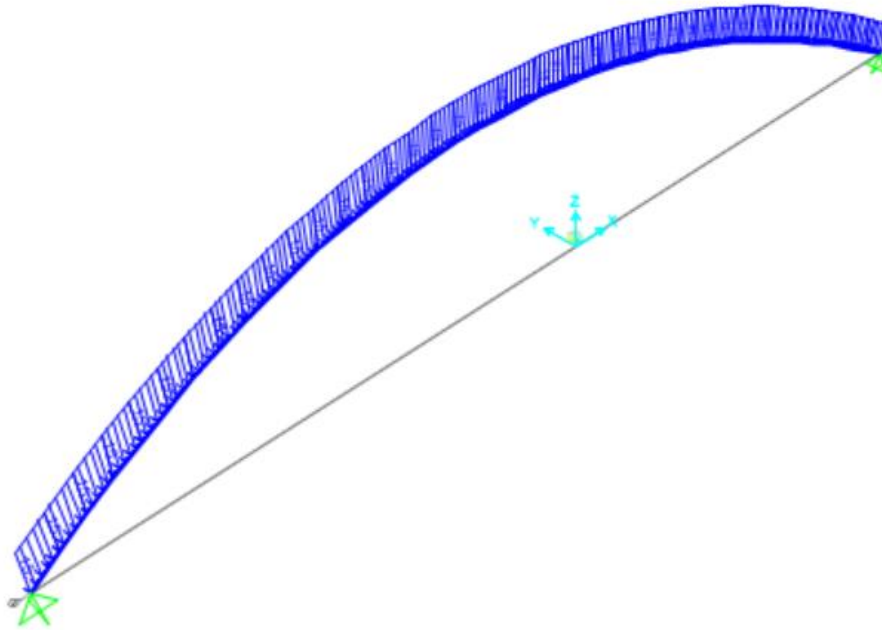
5.3 Προσδιορισμός μετατοπίσεων

Έχουμε ήδη αναφέρει και για τις δύο αρχικές περιπτώσεις πώς ακριβώς γίνεται ο προσδιορισμός των μετατοπίσεων. Θα χρησιμοποιήσω εκ νέου τον τύπο

$$\delta = \frac{\delta_{arch} + \frac{L \times P}{E \times A}}{1 + \frac{P}{E \times A}}$$

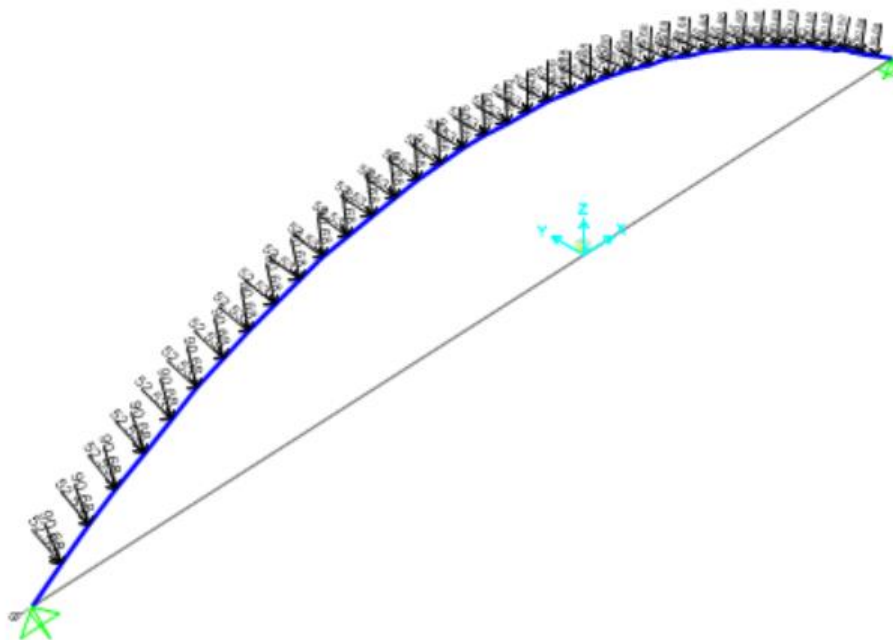
Θα δώσω λοιπόν μία αρχική παραμόρφωση στους αναρτήρες που αρχικά είναι χαλαροί ώστε όταν κατόπιν δεχτούνε τη δύναμη προέντασης να φτάσουνε στην επιθυμητή θέση του καταστρώματος. Έχουμε ήδη πει πως για τα μόνιμα φορτία δε θέλουμε να υπάρχει καμία παραμόρφωση στα σημεία αγκύρωσης των αναρτήρων με το κατάστρωμα. Έχει ήδη προηγηθεί για τις δύο προηγούμενες περιπτώσεις αναλυτικά η επεξήγηση του παραπάνω τύπου.

Για να προσδιορίσω το δ_{arch} του αριθμητή εφαρμόζω αρχικά στο τόξο το ίδιο βάρος του και τις συγκεντρωμένες δυνάμεις προέντασης των αναρτήρων. Επομένως έχω την ακόλουθη περίπτωση:



Εικόνα: 5-13: Ίδιο βάρος τόξου

Στο παραπάνω σχήμα φαίνεται το ίδιο βάρος του τόξου ομοιόμορφα κατανεμημένο κατά μήκος του τόξου (15kN/m). Πρόσθετα σε αυτό το φορτίο όπως είπαμε ασκούνται στο τόξο και οι δυνάμεις προέντασης αναλυμένες στους άξονες y,z.

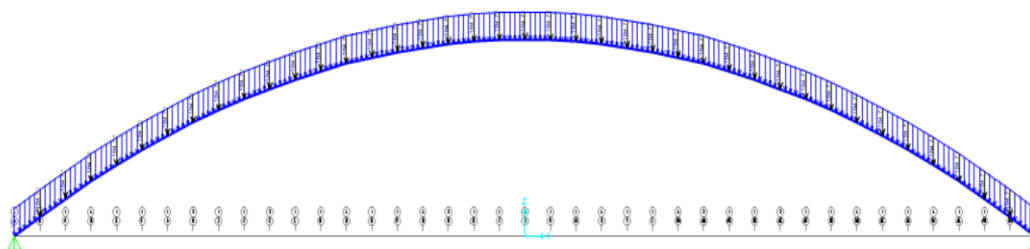


Εικόνα: 5-14: Δυνάμεις προέντασης αναλυμένες στους άξονες y,z

Από τον συνδυασμό των δύο αυτών φορτίσεων που άσκησα παράλληλα στο τόξο προκύπτει τώρα το δαρχ.

Για απλοποίηση των υπολογισμών και για να μη χρησιμοποιώ πολλά και διαφορετικά επίπεδα μπορώ να πάω απευθείας σε μία κατάσταση δύο διαστάσεων με κατακόρυφο επίπεδο τώρα αυτό στο οποίο ανήκε το τόξο. Στο επίπεδο αυτό επομένως θα ασκούνται κατακόρυφα πλέον οι δυνάμεις προέκτασης, χωρίς την προηγούμενη ανάλυση σε άξονες και η συνεπίπεδη του τόξου μόνο συνιστώσα του ίδιου βάρους. Ως μήκη αναρτήρων λαμβάνω τις κεκλιμένες αποστάσεις της στήλης (5) του παραπάνω πίνακα.

Ασκώντας λοιπόν τις δύο αυτές φορτίσεις παράλληλα προκύπτει η ακόλουθη περίπτωση:



Εικόνα: 5-15: Παράλληλη φόρτιση

Για την περίπτωση αυτή βρίσκω τώρα τις μετατοπίσεις που φαίνονται για κάθε σημείο στον ακόλουθο πίνακα:

δarch	L	Ph	E	A	$(L \times Ph)/(E \times A)$	$1+Ph/(E \times A)$	δ	L- δ
0.0000	0	104.707	200000000	0.0002	0	1.002964105	0	0
0.0015	1.06	104.707	200000000	0.0002	0.003141951	1.002964105	0.004628	1.055372
0.0030	2.07	104.707	200000000	0.0002	0.006135697	1.002964105	0.009109	2.060891
0.0044	3.02	104.707	200000000	0.0002	0.008951596	1.002964105	0.013312	3.006688
0.0058	3.91	104.707	200000000	0.0002	0.01158965	1.002964105	0.017338	3.892662
0.0071	4.76	104.707	200000000	0.0002	0.014109139	1.002964105	0.021146	4.738854
0.0083	5.54	104.707	200000000	0.0002	0.01642114	1.002964105	0.024648	5.515352
0.0094	6.28	104.707	200000000	0.0002	0.018614578	1.002964105	0.027932	6.252068
0.0105	6.96	104.707	200000000	0.0002	0.020630169	1.002964105	0.031038	6.928962
0.0114	7.58	104.707	200000000	0.0002	0.022467914	1.002964105	0.033768	7.546232
0.0123	8.15	104.707	200000000	0.0002	0.024157454	1.002964105	0.03635	8.11365
0.0130	8.67	104.707	200000000	0.0002	0.025698788	1.002964105	0.038584	8.631416
0.0137	9.13	104.707	200000000	0.0002	0.027062276	1.002964105	0.040642	9.089358
0.0143	9.54	104.707	200000000	0.0002	0.028277559	1.002964105	0.042452	9.497548
0.0148	9.89	104.707	200000000	0.0002	0.029314996	1.002964105	0.043985	9.846015
0.0152	10.19	104.707	200000000	0.0002	0.030204227	1.002964105	0.04527	10.14473
0.0155	10.43	104.707	200000000	0.0002	0.030915612	1.002964105	0.046278	10.38372
0.0158	10.63	104.707	200000000	0.0002	0.031508433	1.002964105	0.047169	10.58283
0.0159	10.76	104.707	200000000	0.0002	0.031893767	1.002964105	0.047653	10.71235
0.0161	10.84	104.707	200000000	0.0002	0.032130895	1.002964105	0.048088	10.79191

0.0161	10.87	104.707	200000000	0.0002	0.032219819	1.002964105	0.048177	10.82182
0.0161	10.84	104.707	200000000	0.0002	0.032130895	1.002964105	0.048088	10.79191
0.0159	10.76	104.707	200000000	0.0002	0.031893767	1.002964105	0.047653	10.71235
0.0158	10.63	104.707	200000000	0.0002	0.031508433	1.002964105	0.047169	10.58283
0.0155	10.43	104.707	200000000	0.0002	0.030915612	1.002964105	0.046278	10.38372
0.0152	10.19	104.707	200000000	0.0002	0.030204227	1.002964105	0.04527	10.14473
0.0148	9.89	104.707	200000000	0.0002	0.029314996	1.002964105	0.043985	9.846015
0.0143	9.54	104.707	200000000	0.0002	0.028277559	1.002964105	0.042452	9.497548
0.0137	9.13	104.707	200000000	0.0002	0.027062276	1.002964105	0.040642	9.089358
0.0130	8.67	104.707	200000000	0.0002	0.025698788	1.002964105	0.038584	8.631416
0.0123	8.15	104.707	200000000	0.0002	0.024157454	1.002964105	0.03635	8.11365
0.0114	7.58	104.707	200000000	0.0002	0.022467914	1.002964105	0.033768	7.546232
0.0105	6.96	104.707	200000000	0.0002	0.020630169	1.002964105	0.031038	6.928962
0.0094	6.28	104.707	200000000	0.0002	0.018614578	1.002964105	0.027932	6.252068
0.0083	5.54	104.707	200000000	0.0002	0.01642114	1.002964105	0.024648	5.515352
0.0071	4.76	104.707	200000000	0.0002	0.014109139	1.002964105	0.021146	4.738854
0.0058	3.91	104.707	200000000	0.0002	0.01158965	1.002964105	0.017338	3.892662
0.0044	3.02	104.707	200000000	0.0002	0.008951596	1.002964105	0.013312	3.006688
0.0030	2.07	104.707	200000000	0.0002	0.006135697	1.002964105	0.009109	2.060891
0.0015	1.06	104.707	200000000	0.0002	0.003141951	1.002964105	0.004628	1.055372
0.0000	0	104.707	200000000	0.0002	0	1.002964105	0	0

Πίνακας 5-5: Θεωρητικά μήκη αναρτήρων

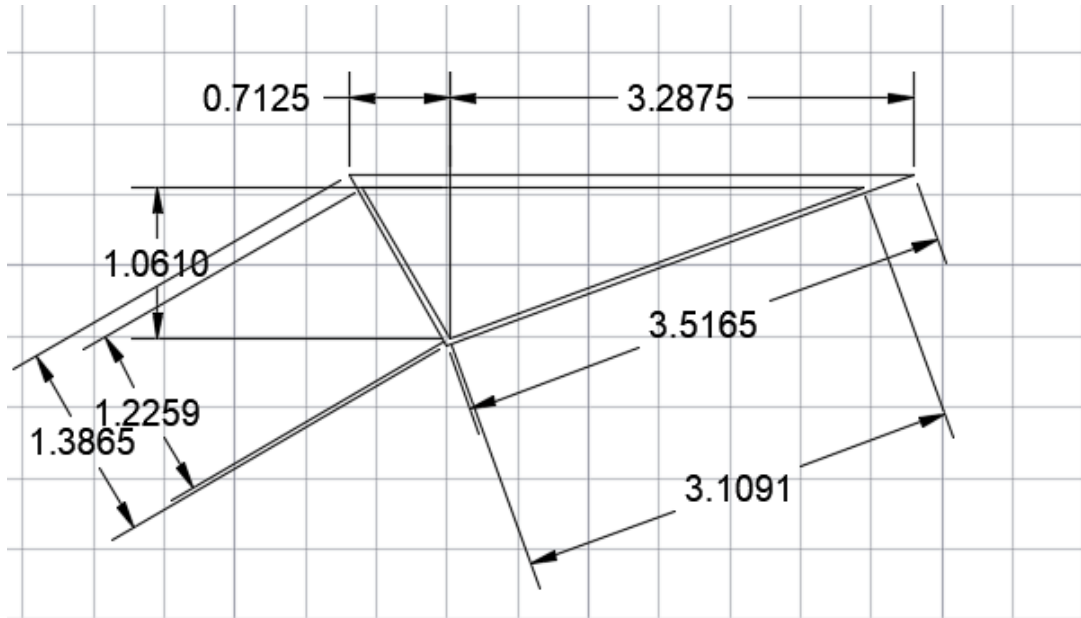
Στην τελευταία στήλη λοιπόν του παραπάνω πίνακα (L-δ) φαίνεται το θεωρητικό μήκος με το οποίο θα έπρεπε να τοποθετήσουμε χαλαρό το κάθε ένα καλώδιο ώστε με την δύναμη προέντασης να φτάσει εν τέλει στο επιθυμητό σημείο του καταστρώματος.

5.4 Έλεγχος μετατοπίσεων

Η καθολική εφαρμογή του κινητού φορτίου στην επιφάνεια του καταστρώματος πρακτικά δεν προκαλεί ροπές στο κατάστρωμα ούτε και στο τόξο αφού έχει διαμορφωθεί σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών κάμψεως από ουσιαστικά ομοιόμορφο φορτίο P.

Για να διαπιστώσουμε αν η γέφυρα που έχουμε σχεδιάσει επαρκεί για την ανάληψη των διαφορών φορτίων πρέπει να κινηθούμε με βάση τη δυσμενέστερη περίπτωση φόρτισής της. Όπως έχει ειπωθεί και στις δυο παραπάνω περιπτώσεις που έχουνε ήδη αναλυθεί η δυσμενέστερη περίπτωση για τη γέφυρα προκύπτει όταν πρόσθετα των μόνιμων φορτίων που όπως είπαμε πρακτικά δεν επηρεάζουν την επάρκεια της γέφυρας ασκηθεί ένα κινητό φορτίο και μάλιστα όπως και στη δεύτερη περίπτωση ,εφόσον το τόξο είναι στο άκρο, το φορτίο αυτό ασκείται ομοιόμορφα σε όλο το μήκος της γέφυρας.

Θα ελέγξω τις συνέπειες της καθολικής εφαρμογής του φορτίου στο κατάστρωμα και θα συγκρίνω τη μέγιστη βύθιση με την τιμή που έχουμε προαναφέρει $L/1200$. Λέγοντας καθολικό φορτίο αναφερόμαι στο φορτίο που προκύπτει από το μόνιμο, το κινητό και τα υπερτιθέμενα φορτία.



Εικόνα 5-16: Διατομή καταστρώματος

Για την παραπάνω διατομή γνωρίζω $A=0.5562 \text{ m}^2$, $I_y=0.0643\text{m}^4$ και $IT=0.1390\text{m}^4$

Σε αντίθεση με τις παραπάνω 2 περιπτώσεις εδώ θα εφαρμόσω θεωρητική προσέγγιση και δε θα χρησιμοποιήσω ξανά την εφαρμογή του Sap.

Το στρεπτικό φορτίο λόγω ι.β υπολογίζεται ως εξής: $42 \cdot 1.923 = 80.77 \text{ kNm/m}$ όπου 78.5 είναι το ειδικό βάρος του χάλυβα και 1.923 ο μοχλοβραχίονας όπως έχει υπολογιστεί παραπάνω.

Λόγω υπερτιθέμενων φορτίων και κινητού φορτίου έχω $q=2.5 + 5 = 7.5 \text{ kN/m}^2$. Επομένως το στρεπτικό φορτίο προκύπτει: $q \cdot b^2/2 = 7.5 \cdot 4^2/2 = 60 \text{ kNm/m}$

Επομένως το συνολικό στρεπτικό φορτίο που καταπονεί το φορέα είναι $60+80.77 = 140.77 \text{ kNm/m}$. Η στροφή που προκαλείται λόγω του παραπάνω φορτίου είναι $\theta = 140.77 / (G \cdot IT) \cdot 80.0^2/8$, προκύπτει δηλαδή ως η ροπή στο μέσον του φορέα. Η βύθιση επομένως στο μέσον ισούται με $\delta = \theta \cdot b$ και για να ικανοποιείται ο έλεγχος της βύθισης το τελικό δ θα πρέπει να προκύπτει μικρότερο της τάξης του $L/1200$. Επομένως:

$\theta \cdot b < L/1200$ ή $140.77 / (G \cdot IT) \cdot 80.0^2/8 \cdot 4 < 80/1200$ και επιλύω την ανισότητα ως προς IT με δεδομένο $G=80\text{GPa}$, όσο είναι δηλαδή το μέτρο διατμήσεως του χάλυβα. Από την επίλυση

της ανισότητας προκύπτει $I_T > 0.08446$. Το I_T μου έχει υπολογιστεί παραπάνω $I_T=0.1390m^4$ κατά τη σχεδίαση της διατομής με χρήση του Sap. Επομένως η ανισότητα επαληθεύεται και η κατασκευή μας παρουσιάζει αποδεκτή βύθιση.

6

Μελλοντικές κατευθύνσεις έρευνας

Για θέματα παραπέρα επεξεργασίας μπορεί να ερευνηθούν πολλά ζητήματα όπως η επιρροή της γωνίας κλίσεως του τόξου, η συσχέτιση της στρεπτικής ροπής αδρανείας του τόξου με εκείνη της δοκού καταστρώματος, καθώς και το ενδεχόμενο η διαμόρφωση του καταστρώματος να γίνει από ραβδωτό χωροδικτύωμα και όλα φυσικά αυτά σε συνδυασμό.

7

Επίλογος

Ακολουθεί μία ανάλυση των συμπερασμάτων που προέκυψαν από την παραπάνω μελέτη των τριών αυτών περιπτώσεων.

7.1 Σύνοψη και συμπεράσματα

Επίδραση της παράλληλης μετατόπισης του τόξου

1. Στην περίπτωση αυτή έχουμε μετατόπιση του τόξου από το κέντρο του καταστρώματος στο άκρο. Έτσι στο κατάστρωμα αναπτύσσονται και στρεπτικές ροπές οι οποίες δεν οφείλονται μόνο στο κινητό αλλά και στα μόνιμα φορτία. Η μέγιστη στρεπτική ροπή αναπτύσσεται όταν έχω ταυτόχρονη εφαρμογή του κινητού και του μόνιμου φορτίου.
2. Οι εκτροπές που οφείλονται στα μόνιμα φορτία μπορούν να διορθωθούν με προένταση. Συνίσταται γενικότερα η χρήση ελαφρών διατομών. Όπως επίσης, σκόπιμη είναι η μείωση των υπερτιθέμενων μόνιμων φορτίων, κυρίως με μείωση του βάρους των μη δομικών στοιχείων. Παράδειγμα αποτελεί η πεζογέφυρα La Devesa, όπου ο διάδρομος για κίνηση των πεζών είναι κατασκευασμένος από ξύλινες σανίδες. Γενικότερα συνίσταται η αποφυγή διατομών από οπλισμένο σκυρόδεμα λόγω του μεγάλου ίδιου βάρους του υλικού. Στη μελέτη μας χαρακτηριστικά χρησιμοποιήσαμε παντού διατομές από χάλυβα και πουθενά οπλισμένο σκυρόδεμα.

3. Οι μεγαλύτερες εκτροπές στο ελεύθερο άκρο οφείλονται στην στρεπτική ροπή και προκύπτουν όταν το κινητό φορτίο εφαρμόζεται σε όλο το μήκος του καταστρώματος και όχι μόνο κατά το ήμισυ.
4. Στον τύπο γεφυρών που μελετούμε η καμπτική δυσκαμψία του τόξου είναι μικρή συγκριτικά με αυτή του καταστρώματος. Οι γέφυρες αυτές συνδυάζουν μία μεγάλη και πολύ δύσκαμπτη διατομή καταστρώματος και μία μικρότερη και πιο ελαφριά διατομή τόξου.

Επίδραση της περιστροφής του τόξου γύρω από το διαμήκη άξονα

1. Όταν το τόξο περιστρέφεται γύρω από το διαμήκη άξονα, το τόξο συμπεριφέρεται σαν μία καμπύλη δοκό λόγω της προβολής του ιδίου βάρους του σε επίπεδο κάθετα στο τόξο.
2. Τόσο τα φορτία εντός του επιπέδου του τόξου, όσο και τα φορτία εκτός επιπέδου τόξου αλλά και τα αξονικά του καταστρώματος αυξάνονται κατά $1/\cos(\omega)$ με ω τη γωνία κλίσης του τόξου. Η συνεισφορά της δυσκαμψίας του τόξου στη διανομή των ροπών μεταξύ τόξου και καταστρώματος μειώνεται κατά $\cos^2(\omega)$ και οι καμπτικές ροπές στο τόξο παρουσιάζουν μια μικρή αύξηση. Η συνολική κατακόρυφη δυσκαμψία του φορέα μειώνεται.
3. Σε ότι αφορά τις εκτροπές, το δυσμενέστερο σενάριο είναι αυτό της ομοιόμορφης φόρτισης όπου το φορτίο εφαρμόζεται καθολικά σε όλο το πλάτος και μήκος καταστρώματος.
4. Στην περίπτωση κεκλιμένου τόξου το κατάστρωμα χρειάζεται να διαθέτει εγκάρσια δυσκαμψία στο οριζόντιο επίπεδο του.

Σαν τελικό συμπέρασμα, αυτή η διαμόρφωση στις γέφυρες από τεχνικής άποψης είναι κατάλληλη για μικρές και στενές πεζογέφυρες. Η διαμόρφωση αυτή της μορφής La Devesa, σε μεγαλύτερες και με μεγαλύτερο πλάτος καταστρώματος γέφυρες είναι λιγότερο αποτελεσματική και ακριβότερη σε σχέση με τις κλασικές διαμορφώσεις. Επομένως τέτοιου είδους διαμορφώσεις (κεκλιμένο τόξο στο άκρο με αναρτήρες, κοίλη διατομή καταστρώματος κλπ.) δικαιολογούνται μόνο σε αστικά περιβάλλοντα όπου η αισθητική εικόνα είναι η βασικότερη επιδίωξη και υπερισχύει άλλων παραμέτρων.

8

Βιβλιογραφία

6. BRÜCKEN – PONTS – BRIDGES. (1987). In *Städte* (pp. 161-211). DE GRUYTER SAUR.
<https://doi.org/10.1515/9783110972054.161>
- Baus, U., & Schlaich, M. (2008). Footbridges. In: DE GRUYTER.
- Bernhard K. (2003). Santiago Calatrava and the Nebulous City. In *Santiago Calatrava* (pp. 15-23): Taylor & Francis.
- Bernstein, P. A., Bergstraesser, T., Carlson, J., Pal, S., Sanders, P., & Shutt, D. (1999). Microsoft repository version 2 and the open information model. *Information Systems*, 24(2), 71-98. [https://doi.org/10.1016/s0306-4379\(99\)00006-x](https://doi.org/10.1016/s0306-4379(99)00006-x)
- Guest, J. K., Draper, P., & Billington, D. P. (2013). Santiago Calatrava's Alamillo Bridge and the Idea of the Structural Engineer as Artist. *Journal of Bridge Engineering*, 18(10), 936-945. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000445](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000445)
- Holgate A. (1998). The Art of Structural Engineering: The Work of Jörg Schlaich and his Team (Holgate, A.). *Stahlbau*, 67(2), 146-147. <https://doi.org/10.1002/stab.199800390>.
- Hyman R. (2007). Robin Philip, (9 Sept. 1931–12 Jan. 2017), publisher; Chairman, Laurence King Publishing Ltd (formerly Calmann & King Ltd), 1991–2004. In *Who's Who*. Oxford University Press. <https://doi.org/10.1093/ww/9780199540884.013.u21392>

- IASS. (2009). Symposium 2009 IASS 50th Anniversary Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures. *International Journal of Space Structures*, 24(2), 127-128. <https://doi.org/10.1260/026635109789043214>
- ICE. (2008). Manual of Bridge Engineering, 2nd edition. In: Thomas Telford Ltd.
- Jarke, M., Jeusfeld, M. A., Quix, C., & Vassiliadis, P. (2013). Architecture and Quality in Data Warehouses. In *Seminal Contributions to Information Systems Engineering* (pp. 161-181): Springer Berlin Heidelberg.
- Jorquera Lucerga, J. J., & Manterola Armisen, J. (2012). An iterative form-finding method for antifunicular shapes in spatial arch bridges. *Computers & Structures*, 108-109, 42-60. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.02.015>
- Jorquera-Lucerga, J. J. (2013). Understanding Calatrava's bridges: A conceptual approach to the 'La Devesa-type' footbridges. *Engineering Structures*, 56, 2083-2097. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.026>
- Jorquera-Lucerga, J. J. (2014). *Three-dimensional antifunicular geometries in spatial arch bridges* IABSE Symposium, Madrid 2014: Engineering for Progress, Nature and People, <http://dx.doi.org/10.2749/222137814814067987>.
- Knorr, C., & Friedrich, A. (2016). QFD – Quality Function Deployment. In *QFD – Quality Function Deployment* (pp. 1-4): Carl Hanser Verlag GmbH & Co. KG.
- Leonhardt, F. (1979). Randausbildung der Brücken. In *Vorlesungen über Massivbau* (pp. 67-74): Springer Berlin Heidelberg.
- Lozano-Galant, J. A., & Payá-Zaforteza, I. (2011). Structural analysis of Eduardo Torroja's Frontón de Recoletos' roof. *Engineering Structures*, 33(3), 843-854. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.006>
- Mahmoud k. (2011). Historic bridges. In *Modern Techniques in Bridge Engineering* (pp. 297-336): CRC Press.
- Mairs, D. (2001). York Millennium Bridge - A Footbridge with an Inclined Arch, UK. *Structural Engineering International*, 11(3), 172-174. <https://doi.org/10.2749/101686601780346878>
- Matthews, H. (2009). FELIX CANDELA: ENGINEER, BUILDER, STRUCTURAL ARTIST BY MARIA E MOREYRA GARLOCK & DAVID BILLINGTON. *The Art Book*, 16(3), 66-68. https://doi.org/10.1111/j.1467-8357.2009.01046_2.x
- Meikle, J. L., & Billington, D. P. (1984). The Tower and the Bridge: The New Art of Structural Engineering. *Technology and Culture*, 25(4), 896. <https://doi.org/10.2307/3104657>

- Menn, C. (1990). Prestressed Concrete Bridges. In: Birkhäuser Basel.
- Ministerio, d. (1883). *Datos sobre la cría y la propagación del avestruz recogidos por el Ministerio de Fomento para su aclimatación en la República*. Imprenta de la Secretaría de Fomento. <https://doi.org/10.5962/bhl.title.126480>
- Orr, K. (1998). Data quality and systems theory. *Communications of the ACM*, 41(2), 66-71. <https://doi.org/10.1145/269012.269023>
- Paya-Zaforteza, I. (2010). *On the Development of Structural Criticism through Case Studies* IABSE Symposium, Venice 2010: Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas, <http://dx.doi.org/10.2749/222137810796024169>.
- Pielstick, B. H. (2000). Bridge Aesthetics for Broadway Bridge Replacement: Daytona Beach, Florida. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1696(1), 31-40. <https://doi.org/10.3141/1696-05>
- Pobiedina, N., Neidhardt, J., Calatrava Moreno, M. d. C., & Werthner, H. (2013). *Ranking factors of team success* Proceedings of the 22nd International Conference on World Wide Web - WWW '13 Companion, <http://dx.doi.org/10.1145/2487788.2488147>.
- Schlaich, M., & Burkhardt, U. (2018). *Bridge Design for India - from Kolkata to New Delhi* IABSE Conference, Kuala Lumpur 2018: Engineering the Developing World, <http://dx.doi.org/10.2749/kualalumpur.2018.0039>.
- Sharp D. (2003). Santiago Calatrava: Building Cultural Bridges. In *Santiago Calatrava* (pp. 8-14): Taylor & Francis.
- Strasky J. (2005). Stress Ribbon and Cable-supported Pedestrian Bridges. In: Thomas Telford
- Tischhauser A. (2003). Santiago Calatrava: An Eye for the Curve. In *Santiago Calatrava* (pp. 24-30): Taylor & Francis.
- Torroja, E., Polivka, J. J., & Polivka, M. (1958). Philosophy of Structures. In: University of California Press.
- van Solingen, R., Basili, V., Caldiera, G., & Rombach, H. D. (2002). Goal Question Metric (GQM) Approach. In *Encyclopedia of Software Engineering*. John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/10.1002/0471028959.sof142>
- Vassiliou, Y., Jarke, M., Sellis, T., & Simon, E. (1999). *Panel on Data Warehouse Quality Issues* Proceedings Fourth IFCIS International Conference on Cooperative Information Systems. CoopIS 99 (Cat. No.PR00384), <http://dx.doi.org/10.1109/coopis.1999.792148>