



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Σύμμικτης Καλωδιωτής Πεζογέφυρας στον Τάμεση



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ιωάννης Η. Παπαγεωργίου

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

ΕΜΚ ΔΕ 2015/28

Αθήνα, Οκτώβριος 2015

Παπαγεωργίου Ι. Η. (2015).
Σχεδιασμός σύμμικτης καλωδιωτής πεζογέφυρας στον Τάμεση
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/28
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Papageorgiou I. I. (2015).
Design of a cable-stayed footbridge with composite deck in Thames
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2015/28
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περίληψη	9
Abstract.....	10
1 Περιγραφή του έργου.....	13
1.1 Εισαγωγή.....	13
1.2 Κριτήρια και απαιτήσεις του έργου	16
1.3 Μόρφωση της πεζογέφυρας.....	18
2 Παρουσίαση προσομοιώματος.....	23
2.1 Στατικό σύστημα.....	23
2.2 Παρουσίαση του προγράμματος προσομοίωσης SOFiSTiK	24
2.3 Προσομοίωμα πεζογέφυρας.....	25
2.3.1 Διαδοκίδες	27
2.3.2 Κύριες δοκοί καταστρώματος	28
2.3.3 Πυλώνες.....	29
2.3.4 Συνδετήρια δοκός πυλώνα	30
2.3.5 Καλώδια	31
2.4 Δομικά Υλικά	32
3 Δράσεις.....	33
3.1 Εισαγωγή.....	33
3.2 Μόνιμες δράσεις.....	33
3.3 Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις.....	33
3.3.1 Κατακόρυφα φορτία σε πεζογέφυρες.....	33
3.3.2 Οριζόντια φορτία σε πεζογέφυρες.....	34
3.4 Χιόνι.....	34
3.5 Δυνάμεις ανέμου	34
3.5.1 Δεδομένα για τον άνεμο.....	35
3.5.2 Κυκλικοί κύλινδροι (Καλώδια).....	37
3.5.3 Στοιχεία ορθογωνικής διατομής-Πυλώνες.....	38
3.5.4 Κατάστρωμα.....	39
3.6 Υπολογισμός φορτίων ανέμου	46
3.6.1 Καλώδια	48
3.6.2 Πυλώνες.....	48
3.6.3 Κατάστρωμα.....	49
3.7 Θερμοκρασιακές μεταβολές	50
3.7.1 Ομοιόμορφη συνιστώσα της θερμοκρασίας	51

3.7.2 Γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας	51
3.8 Σεισμός	52
4 Προένταση καλωδίων	53
4.1 Εισαγωγή.....	53
4.2 Υπολογισμός προεντάσεως καλωδίων ανάρτησης	53
4.4 Γραμμική ελαστική ανάλυση- Ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας E_{ii}	57
4.5 Αποτελέσματα ανάλυσης- Έλεγχοι	59
5 Κατασκευή-Ανέγερση	63
5.1 Εισαγωγή.....	63
5.2 Μέθοδος προβολοδόμησης	63
5.3 Κατασκευή των πυλώνων.....	65
5.4 Κατασκευή καταστρώματος	66
5.5 Εφαρμογή της προβολοδόμησης στο συγκεκριμένο έργο.....	69
5.6 Αποτελέσματα-Παρατηρήσεις	74
6 Συνδυασμοί δράσεων	77
6.1 Εισαγωγή.....	77
6.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	77
6.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	79
7 Έλεγχοι-Διαστασιολόγηση	81
7.1 Εισαγωγή.....	81
7.2 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	81
7.2.1 Κύριες δοκοί	81
7.2.2 Διαδοκίδες.....	82
7.2.3 Καλώδια	84
7.2.4 Πυλώνες	85
7.3 Έλεγχος τάσεων στις φάσεις κατασκευής.....	86
7.3.1 Κύριες δοκοί	87
7.4 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	88
8 Έλεγχος της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας σε φορτία διέλευσης πεζών.....	93
8.1 Εισαγωγή.....	93
8.2 Μελέτη της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας	93
9 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες και συνδέσεις	101
9.1 Εισαγωγή.....	101
9.2 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες	101
10. Κόπωση σύνδεσης καλωδίων.....	105
10.1 Εισαγωγή.....	105

10.2 Περιγραφή των φαινομένων	105
10.3 Προσομοίωμα καλωδίου.....	108
10.4 Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων και ιδιομορφών καλωδίων	110
10.5 Έλεγχος κόπωσης λόγω αλληλεπίδρασης ανέμου-βροχής.....	110
10.6 Έλεγχος κόπωσης λόγω vortex shedding	115
10.7 Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις	117
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	119
Παράρτημα Α-Κόπωση	121

Σχεδιασμός σύμμικτης καλωδιωτής πεζογέφυρας στον Τάμεση

Παπαγεωργίου Ι. Η. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός μιας καλωδιωτής πεζογέφυρας στον Τάμεση του Λονδίνου που θα συνδέει τις περιοχές Nine Elms και Pimlico. Η ιδέα βασίζεται σε πραγματικό διαγωνισμό που γίνεται αυτή την εποχή στην Μ.Βρετανία για την κατασκευή νέας πεζογέφυρας στη θέση αυτή. Στόχος της διπλωματικής είναι να αποτελέσει μια ρεαλιστική όσο το δυνατόν προσομοίωση των προκλήσεων μιας πραγματικής μελέτης.

Αρχικά γίνεται μια συνοπτική περιγραφή των προδιαγραφών που θέτει η αρμόδια αρχή, οι οποίες και τηρήθηκαν και παρουσιάζεται η γεωμετρική διάταξη της πεζογέφυρας και μια φωτορεαλιστική απεικόνιση που έγινε μέσω του AutoCAD 2014 και του SketchUp.

Στη συνέχεια γίνεται μία περιγραφή του προγράμματος προσομοίωσης (SOFiSTiK) με το οποίο έγιναν οι αναλύσεις, η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την μόρφωση του προσομοιώματος και τέλος η παρουσίασή του.

Οι δράσεις υπολογισμού καθορίστηκαν με βάση τον Ευρωκώδικα 1. Περιγράφεται η διαδικασία υπολογισμού των φορτίων υπολογισμού για μόνιμα και κινητά φορτία, άνεμο και θερμοκρασιακές μεταβολές.

Έπειτα γίνεται ο υπολογισμός της προέντασης των καλωδίων με την μέθοδο της συνεχούς δοκού. Η φάση ανέγερσης της πεζογέφυρας με την διαδικασία της προβολοδόμησης αναλύεται βήμα προς βήμα με το υποπρόγραμμα CSM χρησιμοποιώντας μη γραμμική ανάλυση. Επομένως λαμβάνεται υπόψη η κατασκευαστική ακολουθία και αποδεικνύεται η σημασία της στην διαστασιολόγηση του έργου.

Για τους συνδυασμούς αστοχίας και λειτουργικότητας κατά τον EC1, γίνεται ο έλεγχος των διατομών και των βελών κάμψης. Η μελέτη συμπληρώνεται με την εκτίμηση των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται λόγω της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας στην κίνηση των πεζών.

Η δυναμική απόκριση των καλωδίων λόγω vortex-shedding και ταλαντώσεων ανέμου/βροχής κρίνεται κρίσιμη για την διαστασιολόγηση των συνδέσεων τους. Επομένως γίνεται έλεγχος σε κόπωση με μια απλοποιητική μέθοδο ισοδύναμων φορτίων και αποδεικνύεται ότι δεν επαρκούν οι ελάχιστες διαστάσεις των συνδέσεων που προτείνει ο EC3 και είναι αναγκαία η ενίσχυσή τους.

Τέλος παρουσιάζονται ποιοτικά σε τρισδιάστατη σχεδίαση κάποιες χαρακτηριστικές λεπτομέρειες συνδέσεων της υπό μελέτης πεζογέφυρας.

Design of a cable-stayed footbridge with composite deck in Thames

Papageorgiou I. I. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The subject of this diploma-thesis approaches the design of a cable-stayed footbridge in Thames, London connecting the urban areas of Nine Elms and Pimlico. The subject was inspired from a real competition taking place in United Kingdom this year about a new monumental footbridge in this area. Our goal is that it will be a realistic as possible simulation of challenges facing an actual project.

First, the requirements determined by the construction authority are described, which were fully followed, and the geometrical model and a photorealistic animation of the footbridge using AutoCAD 2014 and SketchUp is presented.

Furthermore, the simulation software SOFiSTiK, which was used for the formulation of the static model is presented along the procedure of calculation.

The acts on the footbridge were calculated according Eurocode 1. The procedure for the calculation of permanent, moving, wind loads and temperature differences is described.

The next step is the calculation of cables' prestress forces according the continuous beam method. The construction stage analysis, which is very important for footbridge design is thoroughly presented in Chapter 5, using the free-balanced cantilever method and is calculated by CSM program of SOFiSTiK with non-linear analysis.

Cross sections and deflections are calculated and checked for ultimate design and serviceability combinations using CSM program. In addition, the dynamic assessing of footbridge for pedestrian induced vibrations is made by evaluating eigenfrequencies and accelerations produced by an equivalent dynamic load.

The dynamic response of cables at vortex-shedding and rain/wind induced vibrations (RWIV) often is important for fatigue performance of cable connections. For vortex-shedding and RWIV cable verification a simplified method of equivalent dynamic loads is used. Reinforced steel plates of Eurocode 3 minimum design criteria are used so as the connection withstands the fatigue stresses produced by RWIV loads which seem to be crucial.

Finally some characteristic construction details designed at AutoCAD 2014 are presented.

Ευχαριστίες

Φτάνοντας στο τέλος της εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν στην προσπάθεια αυτή.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω πολύ τον καθηγητή μου και επιβλέποντα της εργασίας μου κ. Βάγια για την βοήθεια και την υποστήριξη που μου πρόσφερε σε όλα τα βήματα της εργασίας μου. Η εμπειρία του ήταν πολύτιμη στα προβλήματα που αντιμετώπισα και στην ολοκλήρωση αυτού του έργου.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω πολύ τους φίλους μου οι οποίοι ήταν δίπλα μου σε όλη την διάρκεια της διπλωματικής εργασίας και βοήθησαν ώστε αυτό το διάστημα να είναι ευχάριστο και δημιουργικό.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου , τον πατέρα μου για την παρότρυνση να ασχοληθώ με το επάγγελμα του Πολιτικού Μηχανικού και την μητέρα μου και την αδερφή μου Μαριάντζελα για την συνεχή υποστήριξη και βοήθεια σε όλη τη διάρκεια της εργασίας.

1 Περιγραφή του έργου

1.1 Εισαγωγή

Η υπό εξέταση γέφυρα αποτελεί μια γέφυρα πεζών και ποδηλατών στον ποταμό Τάμεση του Λονδίνου και θα ενώνει τις αστικές περιοχές Nine Elms και Pimlico του κεντρικού Λονδίνου. Η κατασκευή της πεζογέφυρας γίνεται στα πλαίσια του γενικότερου προγράμματος ανάπτυξης των περιοχών Nine Elms-Vauxhall-Battersea. Στο παρακάτω χάρτη φαίνεται οι δυο περιοχές.



Σχήμα 1.1: Τοποθεσία του έργου

Πρόκειται για δυο περιοχές με διαφορετικά χαρακτηριστικά. Η περιοχή του Pimlico είναι αρκετά παλιά και βρίσκεται κοντά στο κέντρο του Λονδίνου (περίπου 1.5km) . Περιλαμβάνει ιστορικά και σημαντικά κτίρια όπως το Μουσείο Τέχνης Tate Britain του Λονδίνου και τα συγκροτήματα κατοικιών Dolphin Square και Churchill's Gardens.

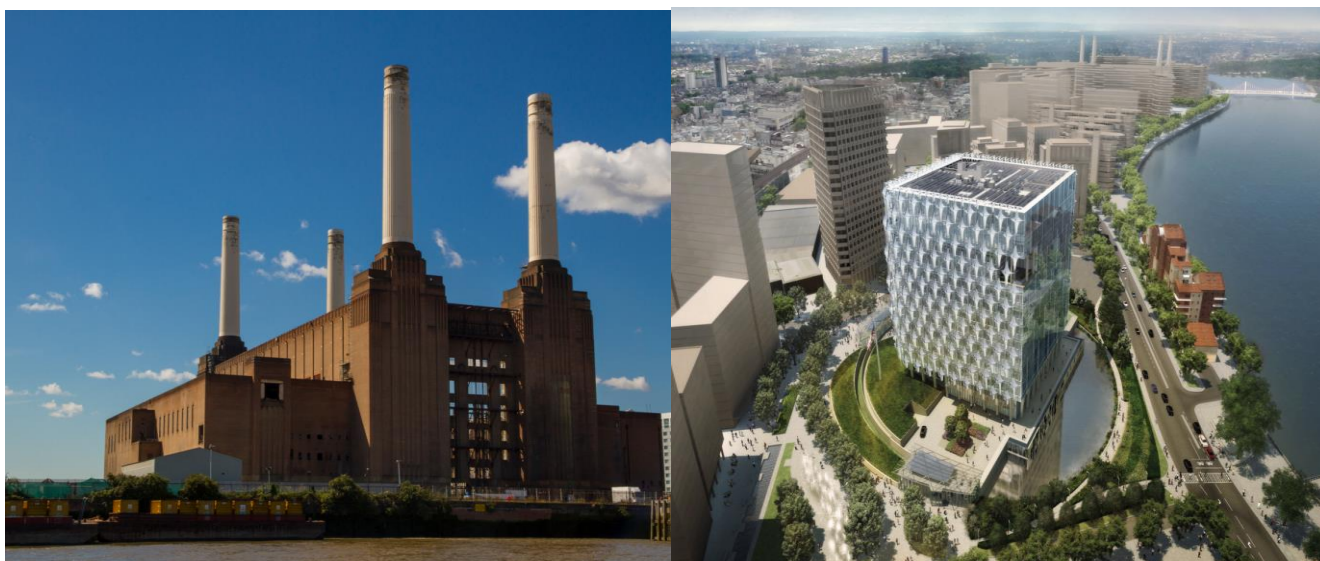
Η περιοχή του Nine Elms είναι μια παλιά βιομηχανική ζώνη του κεντρικού Λονδίνου. Εκεί βρίσκονται πολλά εγκαταλελειμμένα εργοστάσια όπως ο σταθμός παραγωγής ενέργειας του Battersea. Το πρόγραμμα ανάπτυξης αποσκοπεί στην δημιουργία της Nine Elms-Vauxhall-Battersea Opportunity Area και προβλέπει την ανάπτυξη και εκμετάλλευση του σταθμού του Battersea, την κατασκευή γραφείων, κατοικιών και εμπορικού κέντρου και την μετεγκατάσταση σημαντικών κτιρίων όπως η πρεσβεία των Η.Π.Α στο Λονδίνο.



Σχήμα 1.2: Η περιοχή του Nine Elms όπως είναι τώρα. Στα αριστερά φαίνεται ο πρώην σταθμός παραγωγής ενέργειας του Battersea.



Σχήμα 1.3: Η περιοχή του Nine Elms όπως προβλέπεται να είναι μετά την ολοκλήρωση της ανάπλασης



Σχήμα 1.4: Αριστερά: Battersea Power Station, δεξιά: Νέα πρεσβεία των Η.Π.Α



Σχήμα 1.5: Αριστερά: Συγκρότημα γραφείων (Nine Elms), δεξιά: Dolphin Square



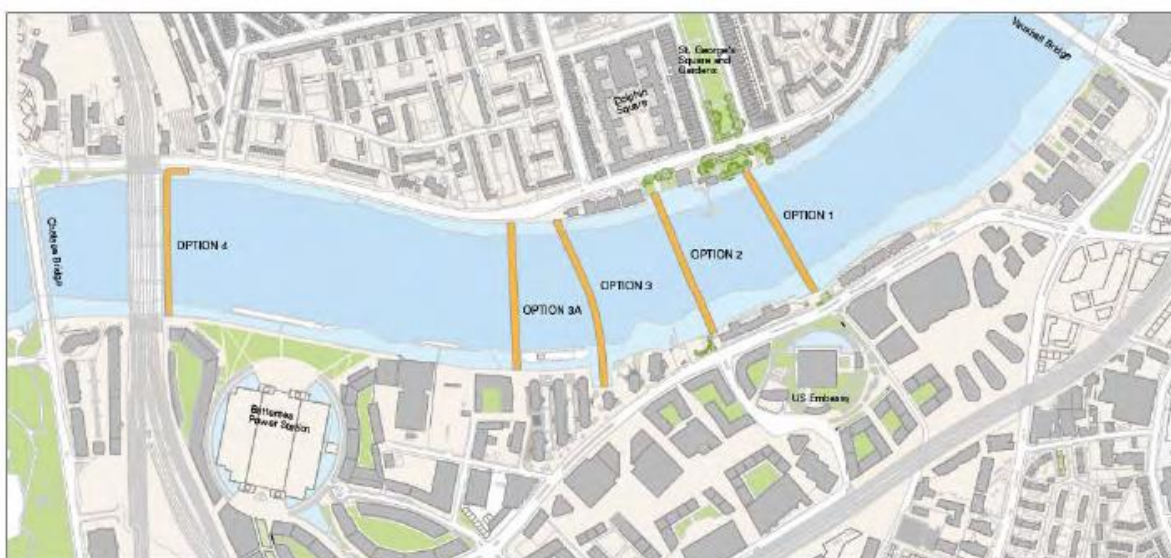
Σχήμα 1.6: Προτεινόμενη τοποθεσία του έργου (άποψη από την όχθη στο Nine Elms)

1.2 Κριτήρια και απαιτήσεις του έργου

Για τον σχεδιασμό του έργου ακολουθήθηκαν τα βασικά κριτήρια και οι απαιτήσεις που θέτει η μελέτη χρησιμότητας (feasibility study) που εκπονήθηκε από την Transport for London (TfL) .

Η μελέτη αυτή προβλέπει την δημιουργία μιας ζώνης μεικτής χρήσης με 16000 νέες οικίες και 25000 νέες θέσεις εργασίας μέχρι το 2030. Η κατασκευή της νέας πεζογέφυρας αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα συγκοινωνιακά έργα για την υποστήριξη του υψηλού επιπέδου ανάπτυξης της περιοχής. Μαζί με την επέκταση της βόρειας γραμμής του μετρό στο Battersea, την βελτίωση των αστικών συγκοινωνιών και άλλα έργα αναμένεται να συμβάλλουν στην αναβάθμιση της περιοχής ,την αύξηση της εργασίας και την βελτίωση των συγκοινωνιακών υποδομών.

Η πεζογέφυρα προβλέπεται να κατασκευαστεί μεταξύ των υπαρχουσών γεφυρών του Chelsea και του Vauxhall καθώς κρίθηκε ότι η απόστασή τους είναι μεγάλη (1.6km) για να εξυπηρετήσει την μεταφορική ζήτηση. Η αρχική μελέτη προβλέπει πέντε πιθανές θέσεις για την κατασκευή της πεζογέφυρας όπως φαίνεται στο σχήμα :



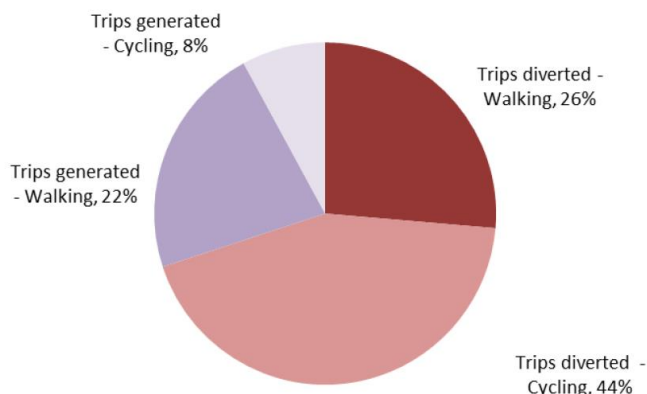
Σχήμα 1.7: Πιθανές θέσεις κατασκευής της πεζογέφυρας με βάση την αρχική μελέτη.

Στην παρούσα μελέτη προτιμήθηκε η περιοχή 1, καθώς παρουσιάζει τα περισσότερα πλεονεκτήματα με βάση την ανάλυση της μελέτης:

- Υπάρχει επαρκής χώρος και στις δύο πλευρές του ποταμού για την κατασκευή των σημείων πρόσβασης της πεζογέφυρας.
- Μεγιστοποιεί την συνδεσιμότητα των δύο πλευρών καθώς βρίσκεται στο κέντρο σχεδόν της απόστασης μεταξύ των υπαρχουσών γεφυρών.

Με βάση την συγκοινωνιακή μελέτη, η νέα πεζογέφυρα προβλέπεται θεωρητικά να εξυπηρετεί ημερησίως 9000 πεζούς και 9000 ποδηλάτες συνολικά και προς τις δύο διευθύνσεις ως το 2031. Οι μετακινήσεις αυτές θα οφείλονται στην δημιουργία νέων διαδρομών για την εργασία, τα σπίτια και τις ψυχαγωγικές δραστηριότητες στην

περιοχής ανάπλασης καθώς και την εκτροπή κυκλοφορίας από τις γύρω υπάρχουσες γέφυρες.



Σχήμα 1.8: Εκτιμώμενη σύνθεση της μεταφορικής ζήτησης.

Η συγκοινωνιακή μελέτη προβλέπει τρεις πιθανές περιπτώσεις για το πλάτος του καταστρώματος της πεζογέφυρας με βάση την άνεση της κυκλοφορίας των πεζών και των ποδηλατών:

Total width	Walkway	Cycle path	Level of Service	Description
5-7 m	2-4 m	3 m	C+	Environment becoming increasingly uncomfortable, with the majority of people experiencing conflict or closeness with others and bi-directional movement becoming difficult.
7-8 m	3-4 m	4 m	B	Good level of service. Enough space for normal speed with some conflicts.
9 m	4 m	5 m	A-	Environment is very comfortable with plenty of space for people to move at their chosen speed.

Πίνακας 1.1: Πλάτος καταστρώματος με βάση την κυκλοφοριακή άνεση

Στην υπάρχουσα μελέτη επιλέχθηκε επίπεδο εξυπηρέτησης B, το οποίο θεωρείται ως καλό επίπεδο εξυπηρέτησης. Επομένως το κατάστρωμα θα έχει συνολικό πλάτος 8 μέτρα και θα αποτελείται από έναν διάδρομο για τους πεζούς πλάτους 4 μέτρων και ένα ποδηλατόδρομο πλάτους επίσης τεσσάρων μέτρων.

Τελικά επιλέχθηκε η κατασκευή μιας καλωδιωτής πεζογέφυρας η οποία αποτελεί μια τεχνικά και οικονομικά συμφέρουσα λύση για το μήκος γεφυρώσεως της τοποθεσίας που προτιμήθηκε (223m). Επίσης αποτελεί μια αισθητικά όμορφη και κομψή προσθήκη στο τοπίο του Λονδίνου κάτι το οποίο τονίζεται ιδιαίτερα στην μελέτη, η οποία καλεί για την κατασκευή μιας νέας γέφυρας που θα αποτελέσει ένα μνημειώδες έργο στον Τάμεση.

Για την πρόσβαση στην πεζογέφυρα θα κατασκευαστούν και στα δύο άκρα της πεζογέφυρας:

- Για τους πεζούς, μία σκάλα πλάτους τεσσάρων μέτρων και ένας ανελκυστήρας ο οποίος μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για ποδήλατα
- Για τους ποδηλάτες, μια ράμπα με μέγιστη κλίση ανόδου 4.5%.

1.3 Μόρφωση της πεζογέφυρας

Η γεωμετρία της πεζογέφυρας καθορίστηκε από τους εξής περιορισμούς και απαιτήσεις που θέτει η μελέτη χρηστότητας του έργου:

1. Απαίτηση για την εξασφάλιση ελάχιστου δίαυλου ναυσιπλοΐας στο μέσον του ποταμού με ύψος τουλάχιστον 12.4m από την μέση στάθμη της θάλασσας και πλάτος τουλάχιστον 150m . Προτίμηση να μην τοποθετηθούν πυλώνες στη ζώνη αυτή.
2. Μέγιστη επιτρεπόμενη κλίση καταστρώματος και ράμπας 5%.
3. Όσο το δυνατόν μικρότερη παρέμβαση στις δύο όχθες του ποταμού στα σημεία πρόσβασης της πεζογέφυρας.

Τα υψομετρικά δεδομένα για την περιοχή φαίνονται στον παρακάτω Πίνακα 1.2. Περαιτέρω γεωμετρικά δεδομένα λήφθηκαν από το Google Earth.

Location Option 1	Average Height Above Ordnance Datum (m)
Top of the river wall on the north bank	5.82m to 5.83m
Top of the river wall on the south bank	5.88m
River bed level adjacent to the north river wall	0.00m
River bed level adjacent to the south river	1.00m
Ground level on the north bank	4.43m
Ground level on the south	4.70m

Πίνακας 1.2: Υψομετρικά δεδομένα του έργου (feasibility study)

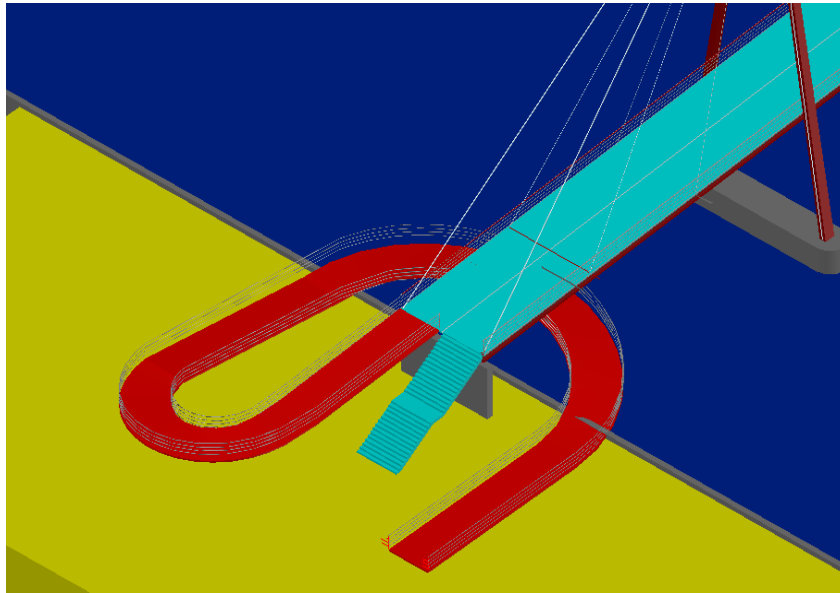
Η επιλογή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της γέφυρας έγινε με βάση τα παραπάνω στοιχεία.

- Το συνολικό μήκος της πεζογέφυρας είναι 223m. Αποτελείται από τρία ανοίγματα: το κεντρικό μήκους 150m και δύο ακραία πλάτους 36.5m λόγω του περιορισμού 1.
- Λόγω του υψομετρικού περιορισμού 1 και του πίνακα 1.2 και με τον περιορισμό της κλίσης 5% το κατάστρωμα θα έχει κλίση 3.4%<5%. Τα άκρα της πεζογέφυρας βρίσκονται σε υψόμετρο +11.7m και το μέσο σε ύψος +15.65m.

Οι ράμπες για τους ποδηλάτες κατασκευάστηκαν με βάση τα εξής κριτήρια:

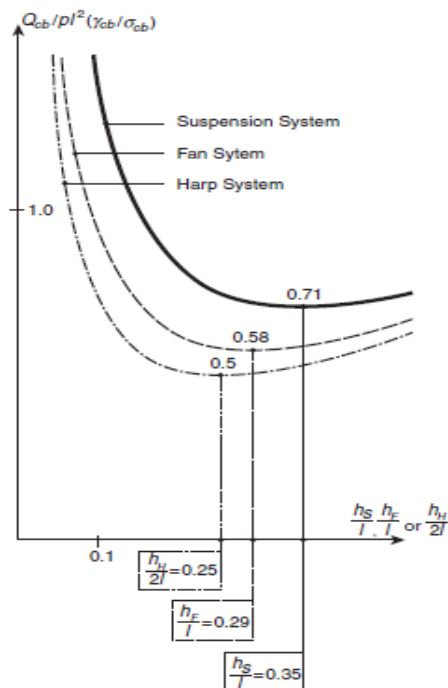
- Η διαφορά ύψους από το σημείο εισόδου ως το κατάστρωμα της πεζογέφυρας φτάνει τα 7 μέτρα (+4.7m το επίπεδο της επιφάνειας και +11.7m το ύψος του καταστρώματος). Κλίση ράμπας 4.5%<5%.
- Υπάρχει περιορισμένος χώρος και στις δύο πλευρές του ποταμού λόγω της ύπαρξης ιδιοκτησιών.

Οι ράμπες θα έχουν μήκος 155m και η μορφή τους φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 1.9: Σκάλα και ράμπα πρόσβασης ποδηλατών στο AutoCAD 2014.

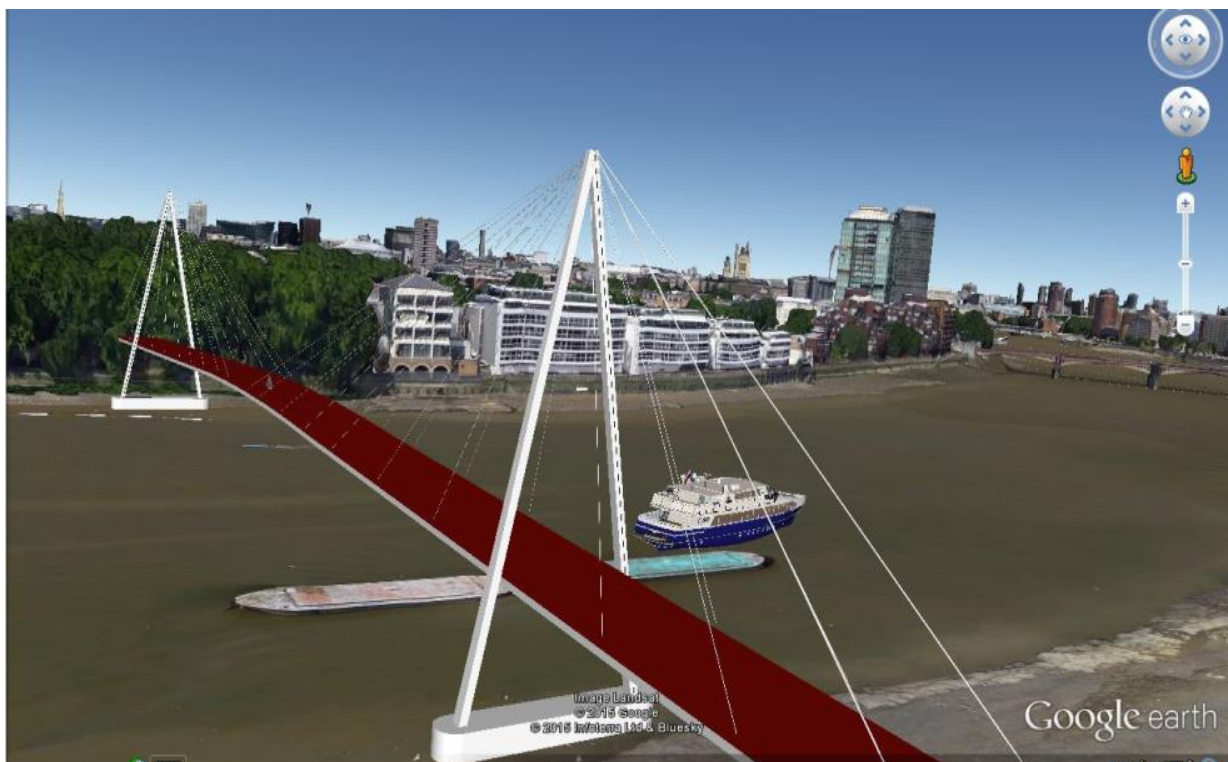
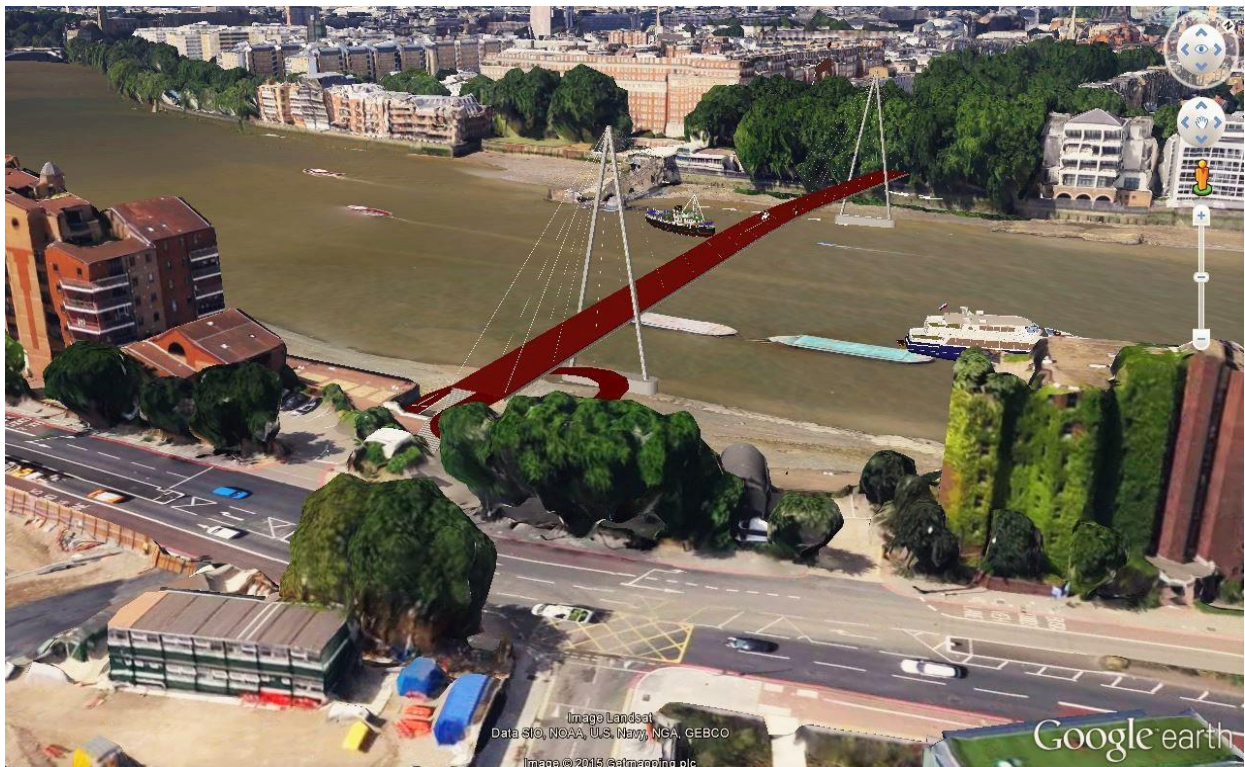
Το ύψος των πυλώνων είναι 37m. Η αναλογία ύψος πυλώνα/μήκος ανοίγματος είναι στο 0.25. Με βάση το διάγραμμα του σχήματος 1.10, η αναλογία αυτή είναι πολύ κοντά στην βέλτιστη αναλογία για το ακτινικό σύστημα, για την οποία χρησιμοποιείται η ελάχιστη ποσότητα χάλυβα για τα καλώδια.



Σχήμα 1.10: Μεταβολή της ποσότητας χάλυβα καλωδίωσης ανάλογα με το ύψος του πυλώνα.
 Πηγή: 'Cable Supported Bridges-Concept and Design', Niels J.Gimsing.

Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζεται μια φωτορεαλιστική απεικόνιση της πεζογέφυρας. Η σχεδίαση της πεζογέφυρας έγινε στην εκπαιδευτική έκδοση του σχεδιαστικού προγράμματος AutoCAD 2014 της Autodesk. Στην συνέχεια το μοντέλο

περάστηκε στο σχεδιαστικό πρόγραμμα SketchUp Pro της Trimble, το οποίο υποστηρίζει την τρισδιάστατη απεικόνιση του μοντέλου στο Google Earth.



Σχήματα 1.11 και 1.12: Τρισδιάστατη απεικόνιση της πεζογέφυρας στην επιλεγείσα τοποθεσία μέσω του SketchUp στο Google Earth.

2 Παρουσίαση προσομοιώματος

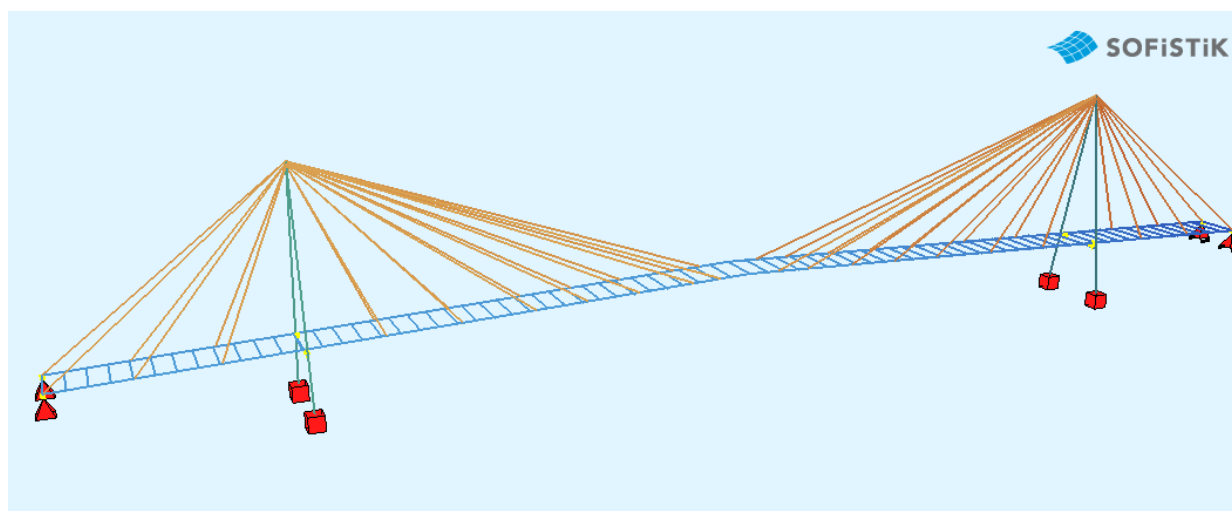
2.1 Στατικό σύστημα

Επιλέχθηκε ο τύπος της αυτό-αγκυρώμενης καλωδιωτής πεζογέφυρας καθώς κρίθηκε η καταλληλότερη για την γεφύρωση ανοίγματος των 230 μέτρων. Η διάταξη των καλωδίων είναι αυτή του ακτινικού τύπου.

Η καλωδιωτή πεζογέφυρα που θα μελετήσουμε είναι συμμετρική και περιλαμβάνει τα εξής στοιχεία:

1. Σύμμικτο κατάστρωμα δύο δοκών και πλάκας σκυροδέματος με διαδοκίδες
2. Δύο μεταλλικούς πυλώνες μορφής A
3. Τριάντα έξι κεκλιμένα καλώδια ανάρτησης του καταστρώματος
4. Τέσσερα καλώδια αγκύρωσης (back stays)
5. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Το στατικό σύστημα της πεζογέφυρας φαίνεται στο επόμενο σχήμα:

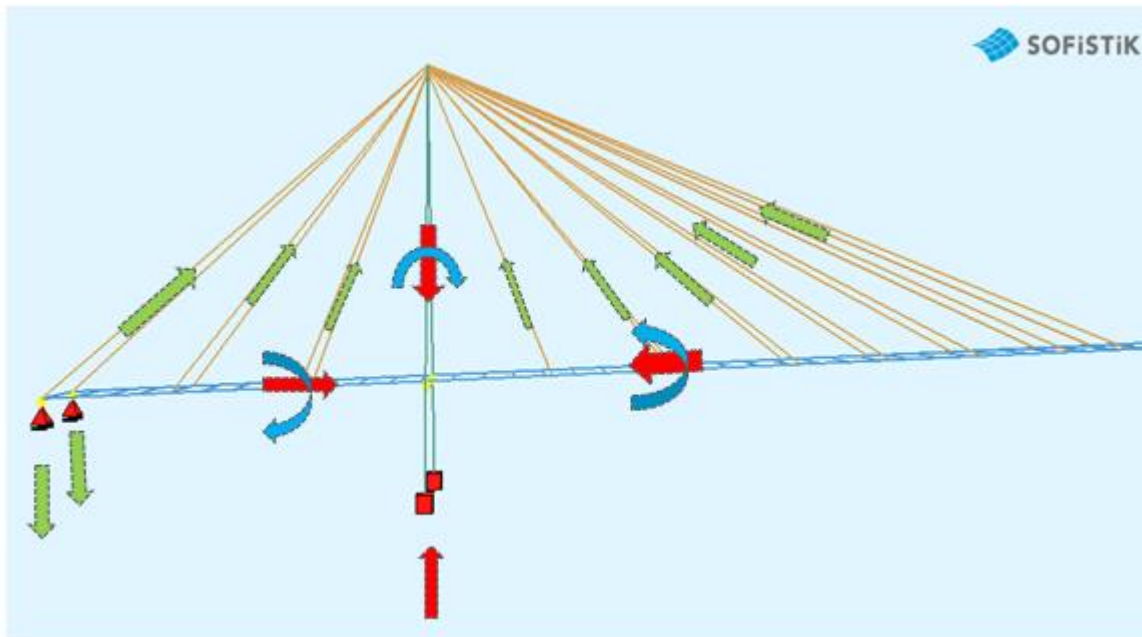


Σχήμα 2.1: Στατικό σύστημα στο SOFiSTiK

Η επεξήγηση του στατικού μοντέλου και η πορεία μεταφοράς των φορτίων στο έδαφος μπορεί να συνοψιστεί ως εξής:

- Το κατάστρωμα μεταβιβάζει τα φορτία απευθείας στις δύο κύριες δοκούς, οι οποίες διατρέχουν την γέφυρα σε όλο το μήκος τους.
- Το ίδιο βάρος των διαδοκίδων μεταβιβάζεται απευθείας στις κύριες δοκούς.
- Τα φορτία αναλαμβάνονται από τις κύριες δοκούς μέσω κάμψης και διάτμησης.
- Τα φορτία στην συνέχεια μεταφέρονται αξονικά με εφελκυστικές δυνάμεις από τα καλώδια στις κορυφές των πυλώνων. Οι οριζόντιες συνιστώσες της δύναμης των καλωδίων εισάγουν επίσης μια θλιπτική δύναμη στις κύριες δοκούς.
- Οι δυνάμεις των καλωδίων παραλαμβάνονται από τους πυλώνες και από τα καλώδια αγκύρωσης. Οι πυλώνες παραλαμβάνουν αξονικά κυρίως την κατακόρυφη συνιστώσα της δύναμης των καλωδίων αλλά και ένα ποσοστό της οριζόντιας μέσω κάμψης. Αυτό είναι αναπόφευκτο λόγω της έκκεντρης-για κατασκευαστικούς λόγους- αγκύρωσης των καλωδίων στον πυλώνα.

- Τέλος τα καλώδια αγκύρωσης καλούνται να παραλάβουν την οριζόντια συνιστώσα και να μεταφέρουν τα φορτία μέσω αξονικής καταπόνησης στις στηρίξεις.



Σχήμα 2.2: Μεταφορά της έντασης από τα διάφορα μέλη της πεζογέφυρας. Με κόκκινα βέλη δίνονται οι θλιπτικές δυνάμεις ενώ με πράσινα οι εφελκυστικές.

2.2 Παρουσίαση του προγράμματος προσομοίωσης SOFiSTiK

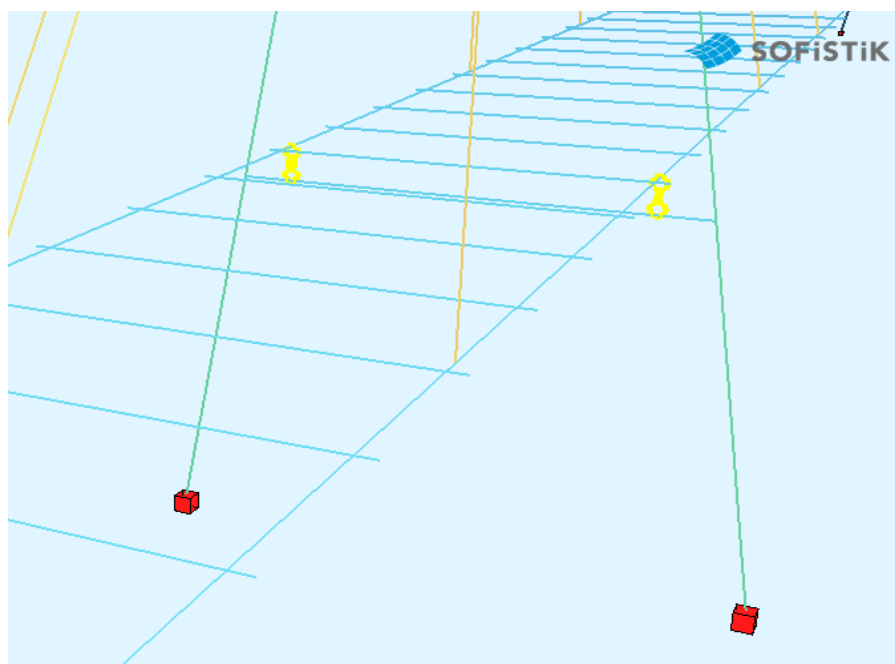
Η σειρά προγραμμάτων SOFiSTiK είναι ένα δυναμικό και αξιόπιστο πακέτο ανάλυσης και διαστασιολόγησης, γερμανικής προέλευσης, στηρίζεται στην μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και διατίθεται στην ελληνική αγορά από το 1990. Λόγω της αξιοπιστίας του και των δυνατοτήτων του είναι πλέον ευρέως γνωστό στους Έλληνες μηχανικούς. Σήμερα μεγάλο μέρος των μελετών εφαρμογής προεντεταμένων γεφυρών στην Ελλάδα έχει γίνει με το πρόγραμμα SOFiSTiK. Παρέχονται απεριόριστες δυνατότητες για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που συναντά ο μελετητής στο μεγαλύτερο φάσμα εφαρμογών και ειδικά στην γεφυροποιία. Πρόκειται για μια σειρά προγραμμάτων που συνεργάζονται όλα μεταξύ τους κάτω από μια κοινή βάση δεδομένων.

Υπάρχουν προγράμματα γραφικής επεξεργασίας και εισαγωγής δεδομένων (pre-processing), προγράμματα γραφικής αξιολόγησης αποτελεσμάτων και διαχείρισης εκτυπώσεων (post-processing) και προγράμματα σχεδίασης κατασκευαστικών σχεδίων (εφαρμογές σε περιβάλλον AutoCAD). Στης περίπτωσης μας η εισαγωγή του φορέα έγινε μέσω του AutoCAD.

2.3 Προσομοίωμα πεζογέφυρας

Η πεζογέφυρα στηρίζεται στο ένα άκρο σε άρθρωση και στο άλλο σε κύλιση οι οποίες επιτρέπουν την μετακίνηση κατά τη διαμήκη έννοια και την εμποδίζουν κατά την εγκάρσια. Στην θέση της κύλισης προβλέπεται και η κατασκευή αρμού συστολής-διαστολής με κατάλληλη διαμόρφωση για τις θερμοκρασιακές μεταβολές.

Στις θέσεις των πυλώνων, το κατάστρωμα στηρίζεται πάνω στην συνδετήρια δοκό μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Η προσομοίωση της σύνδεσης αυτής έγινε απλοποιητικά με δύσκαμπτα στοιχεία (rigid elements) τα οποία συνδέουν πλήρως τις κύριες δοκούς και την συνδετήρια δοκό αφήνοντας ελεύθερη την διαμήκη κίνηση.



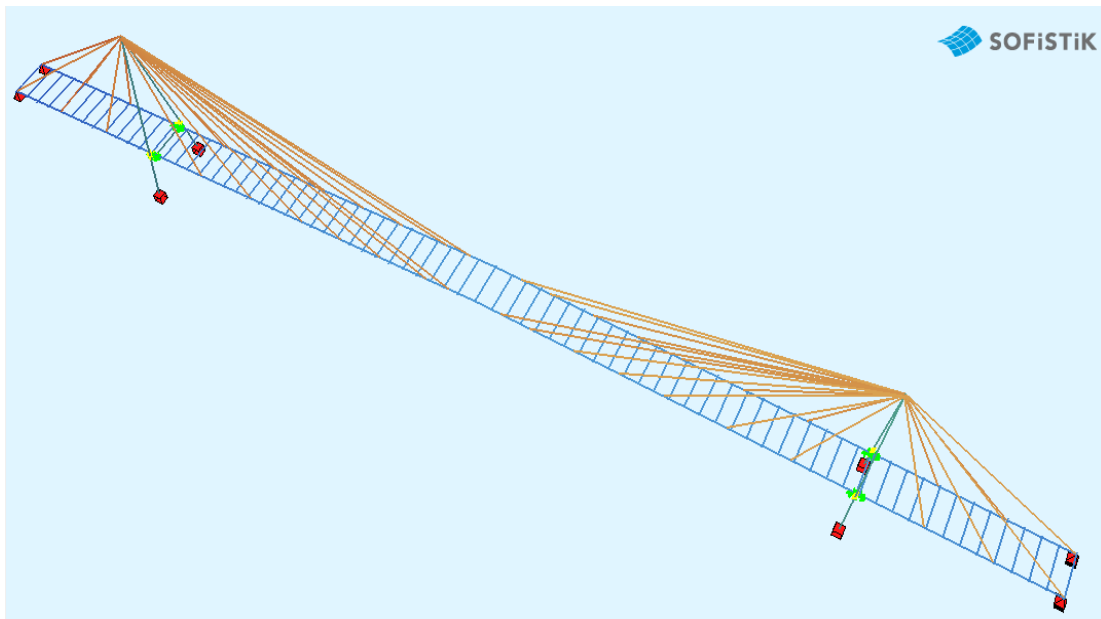
Σχήμα 2.3: Προσομοίωση σύνδεσης κύριων δοκών-συνδετήριας δοκού πυλώνα

Το κατάστρωμα αποτελείται από διαδοκίδες ανά 3m οι οποίες είναι διατμητικά συνδεδεμένες με την πλάκα του καταστρώματος. Τα καλώδια τοποθετούνται σε μεταβλητές αποστάσεις των 6,9,12 μέτρων στις οποίες τοποθετούνται διαδοκίδες και αγκυρώνονται στο κατάστρωμα και στην κορυφή των πυλώνων. Για την θεμελίωση των πυλώνων αναμένεται να χρησιμοποιηθούν πάσσαλοι καθώς το έδαφος του ποταμού αποτελείται από πολύ μαλακές αποθέσεις. Απλοποιητικά για τους σκοπούς τις παρούσας διπλωματικής θα θεωρήσουμε ότι δύο πυλώνες ότι είναι πακτωμένοι στο έδαφος.

Για την ανάλυση του καταστρώματος χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της εσχάρας δοκών (grillage method). Η μέθοδος αυτή είναι από τις πιο διαδεδομένες τα τελευταία χρόνια στους σύμμικτους φορείς γεφυρών. Οι λόγοι που οδήγησαν στην υιοθέτησή της είναι, μεταξύ άλλων, το γεγονός ότι η διαδικασία προσομοίωσης που ακολουθείται είναι απλή και κατανοητή, σχετικά οικονομική και έχει αποδειχθεί ότι οδηγεί σε αξιόπιστα αποτελέσματα για μια μεγάλη ποικιλία φορέων γεφυρών.

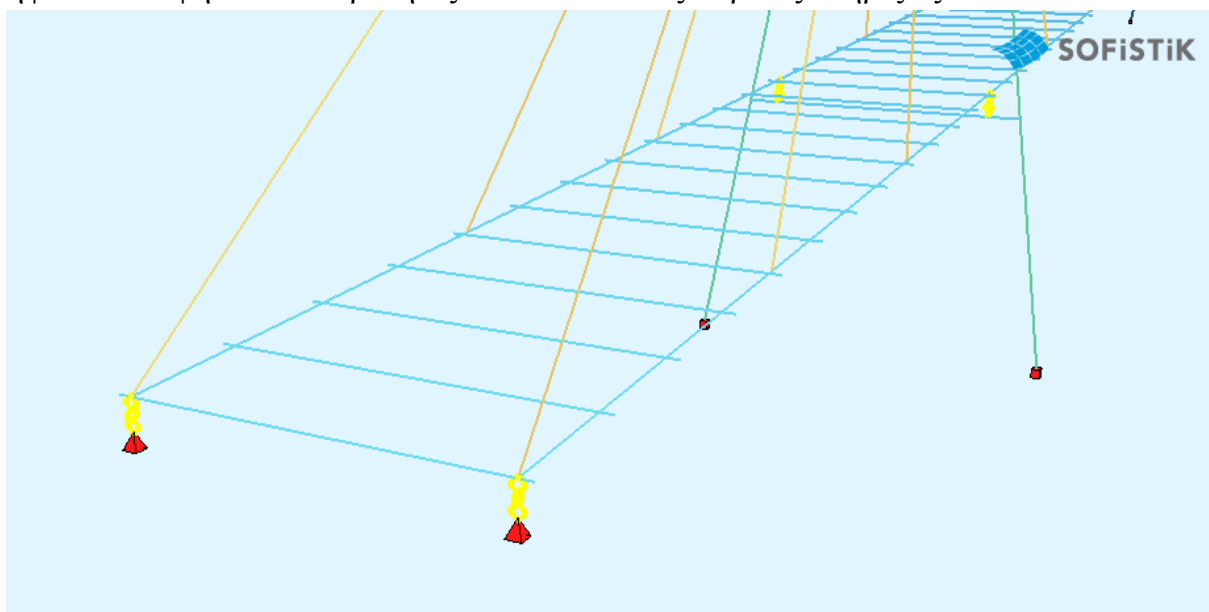
Το προσομοίωμα αποτελείται από ένα δίκτυο εγκάρσιων και διαμήκων ραβδόμορφων στοιχείων, στα οποία θεωρούνται συγκεντρωμένες οι ιδιότητες του καταστρώματος του

φορέα (καμπτική και στρεπτική αδράνεια). Από την ανάλυση του προσομοιώματος που δημιουργείται, προκύπτουν εύκολα η εντατική κατάσταση και οι παραμορφώσεις του φορέα. Στην ανάλυσή μας χρησιμοποιήσαμε γραμμικά στοιχεία δοκού (beam elements) για τα διαμήκη και εγκάρσια ραβδόμορφα στοιχεία. Η πυκνότητα των στοιχείων (mesh density) σε όλες τις αναλύσεις ορίστηκε στο ένα μέτρο.

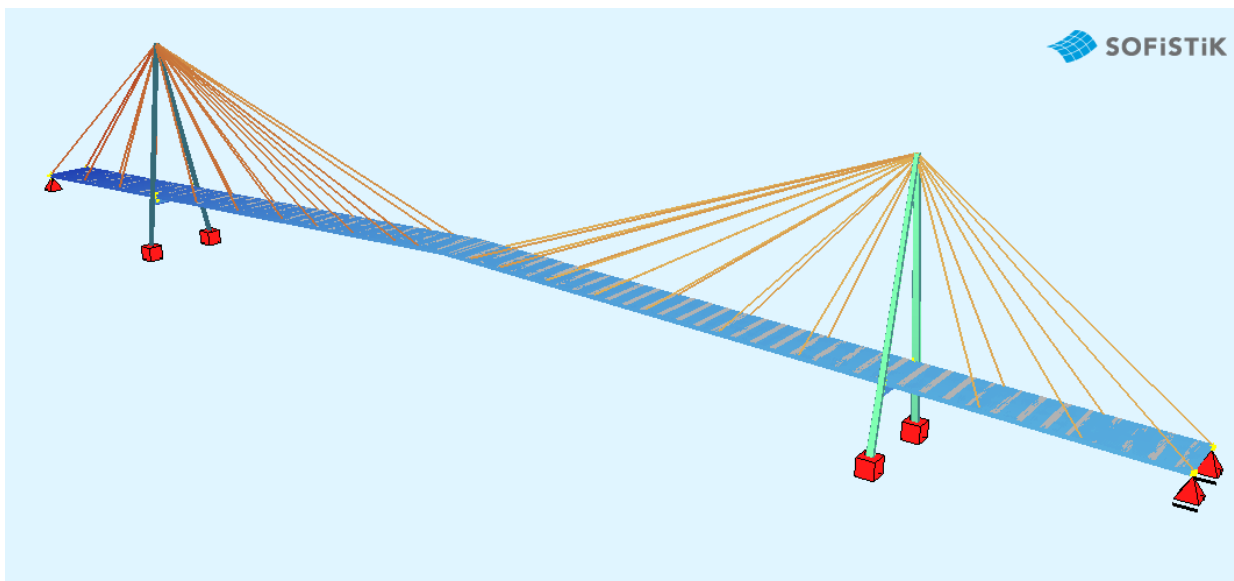


Σχήμα 2.4: Προσομοίωμα εσχάρας δοκών.

Επίσης χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία πολύ υψηλής δυσκαμψίας (rigid elements) για να ληφθούν υπόψη οι εκκεντρότητες συνδέσεων στις ακραίες στηρίξεις.



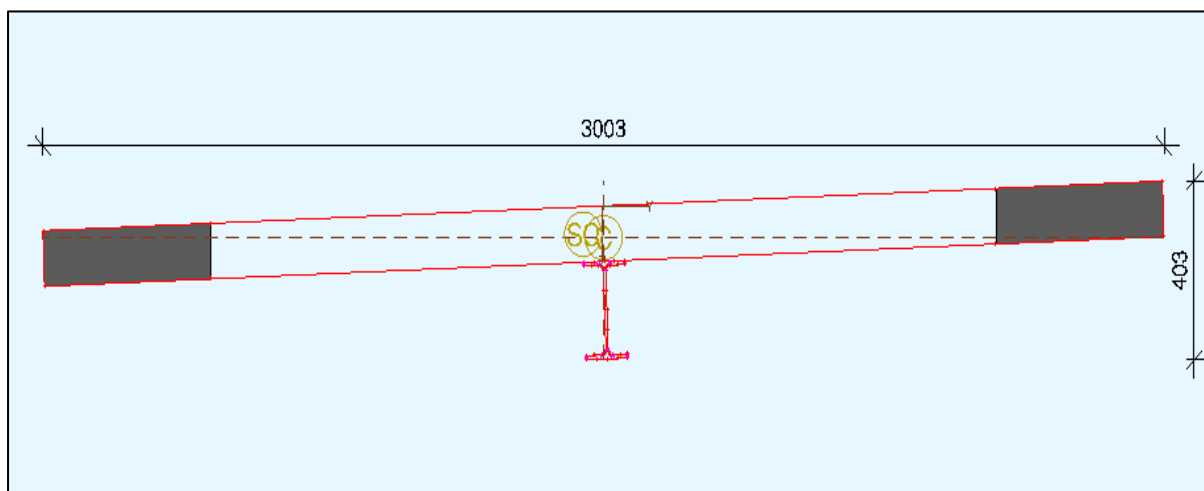
Σχήμα 2.5: Προσομοίωμα ακραίας άρθρωσης



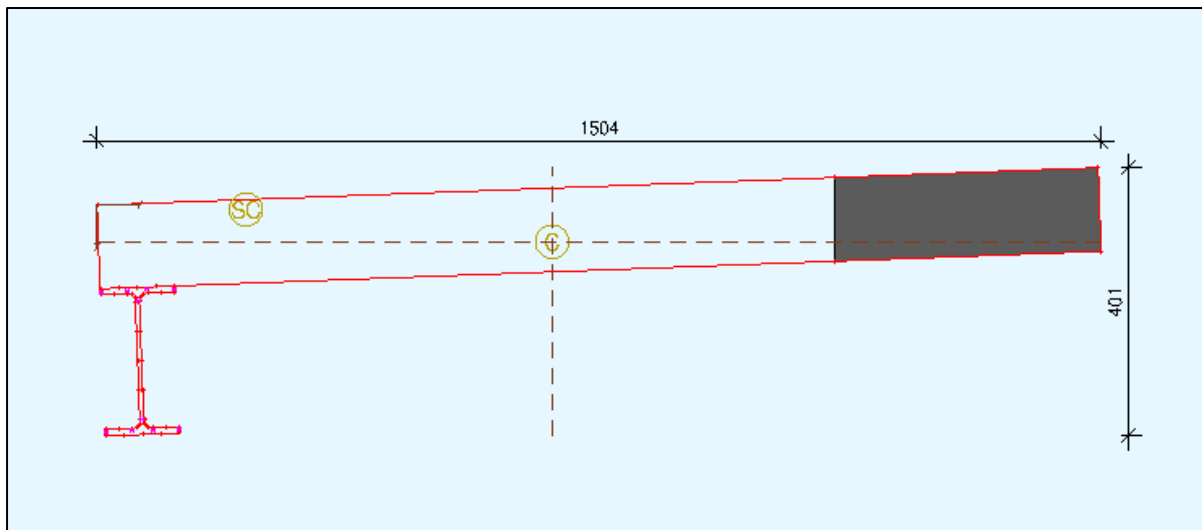
Σχήμα 2.6: Προσομοίωμα πεζογέφυρας όπως φαίνεται στον Animator του SOFiSTiK

2.3.1 Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες αποτελούν τα εγκάρσια ραβδόμορφα στοιχεία της εσχάρας. Προσομοιώνονται ως σύμμικτες δοκοί με πλάκα σκυροδέματος πλάτους 3m και πάχους 12.5cm και σιδηροδοκό διατομής IPE180. Εξαιρέση αποτελούν οι δύο ακραίες διαδοκίδες στην αρχή και στο τέλος της πεζογέφυρας, με πλάτος πλάκας 1.5m. Για τις διαδοκίδες ελήφθη συνεργαζόμενο πλάτος για την πλάκα $b_{eff}=2.1m$ (1.1m για τις ακραίες). Οι διατομές φαίνονται στα σχήματα 4.2 και 4.3:



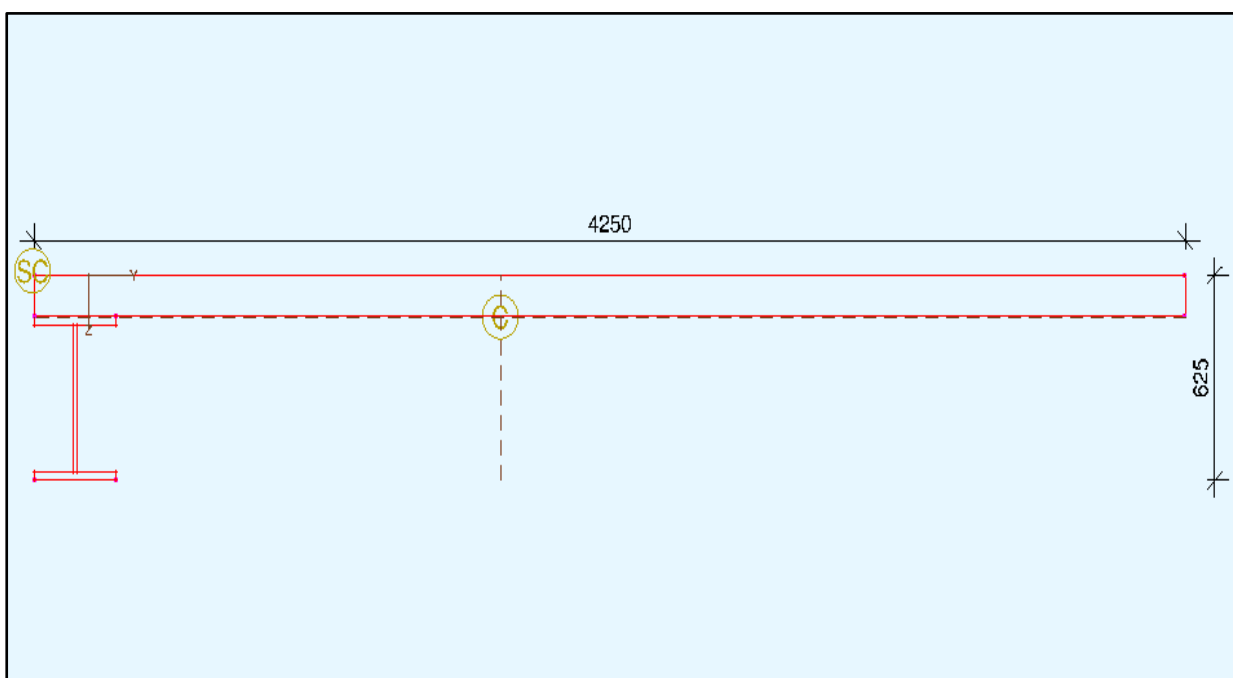
Σχήμα 2.7: Διαστάσεις σύμμικτης διατομής διαδοκίδων. Με σκούρο γκρι χρώμα απεικονίζεται η μη ενεργός διατομή.



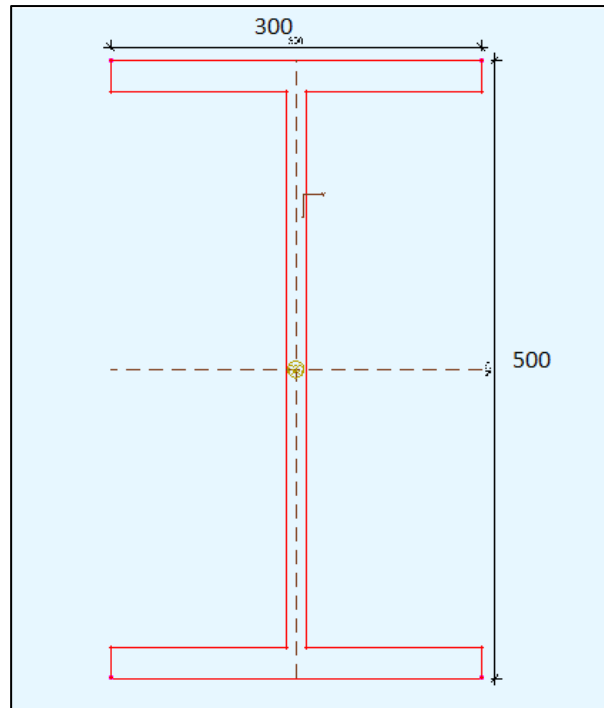
Σχήμα 2.8: Διαστάσεις σύμμικτης διατομής ακραίων διαδοκίδων. Με σκούρο γκρι χρώμα απεικονίζεται η μη ενεργός διατομή.

2.3.2 Κύριες δοκοί καταστρώματος

Οι κύριες δοκοί αποτελούν τα διαμήκη ραβδόμορφα στοιχεία του προσομοιώματος της εσχάρας. Είναι σύμμικτης διατομής με πλάκα σκυροδέματος πλάτους 4.25m και πάχους 12.5cm και σιδηροδοκό συγκολλητής διατομής μορφής διπλού ταυ. Κύριος ρόλος τους είναι η παραλαβή των φορτίων του καταστρώματος μέσω της καμπτοδιατμητικής λειτουργίας τους. Η διατμητική σύνδεση πλάκας-σιδηροδοκού γίνεται με τη χρήση ήλων.



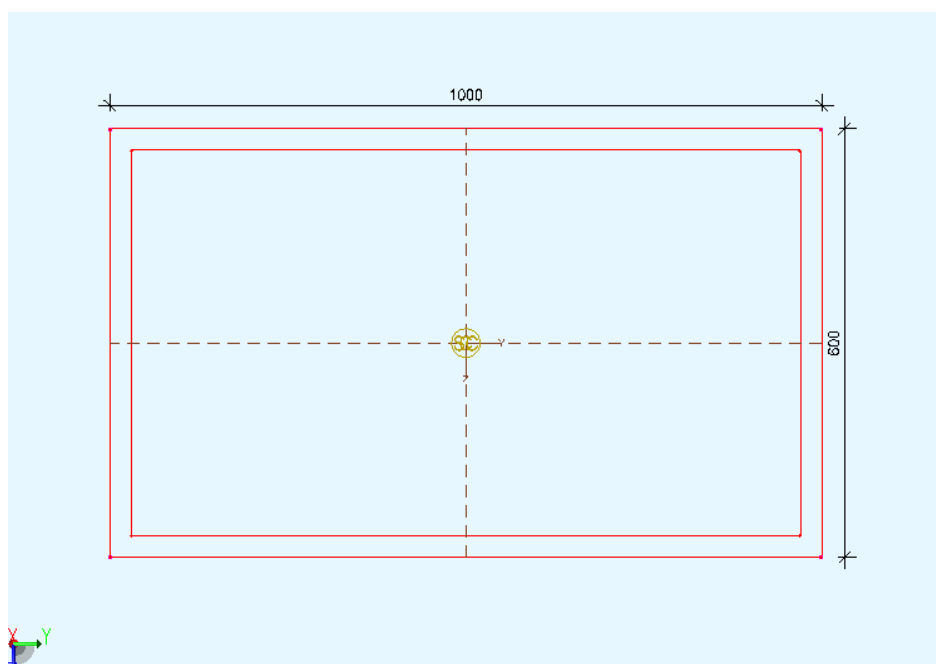
Σχήμα 2.9: Διαστάσεις σύμμικτης διατομής κύριας δοκού



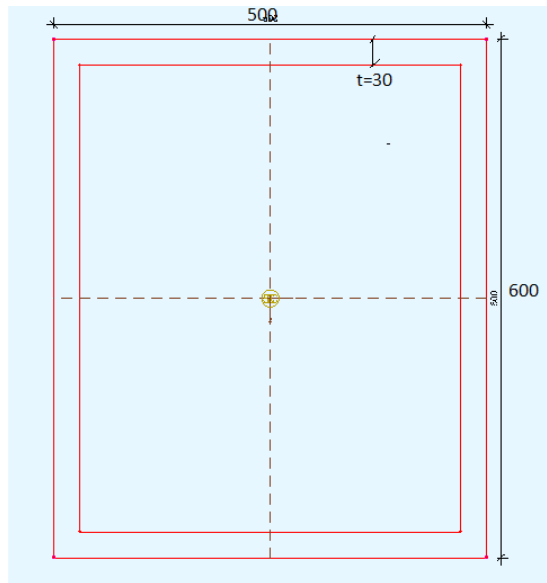
Σχήμα 2.10: Διαστάσεις συγκολλητής σιδηροδοκού

2.3.3 Πυλώνες

Κάθε σκέλος των δύο πυλώνων μορφής Α αποτελείται από χαλύβδινη συγκολλητή κοίλη ορθογωνική διατομή. Οι διαστάσεις της διατομής μεταβάλλονται καθ' ύψος: στην βάση είναι 1000x600 και στην κορυφή 500x600 όπως φαίνεται στα σχήματα 2.7 και 2.8. Το πάχος των τοιχωμάτων είναι σταθερό στα 3cm. Στη βάση ο πυλώνας είναι μονολιθικά συνδεδεμένος με τα βάθρα (πάκτωση) και στην κορυφή αγκυρώνονται τα καλώδια σε συγκεκριμένες θέσεις.



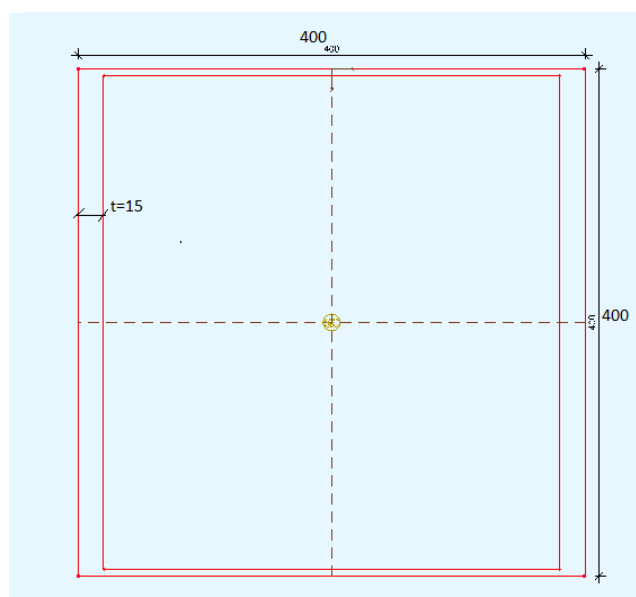
Σχήμα 2.11: Διαστάσεις διατομής πυλώνα στην βάση



Σχήμα 2.12: Διαστάσεις διατομής πυλώνα στην κορυφή

2.3.4 Συνδετήρια δοκός πυλώνα

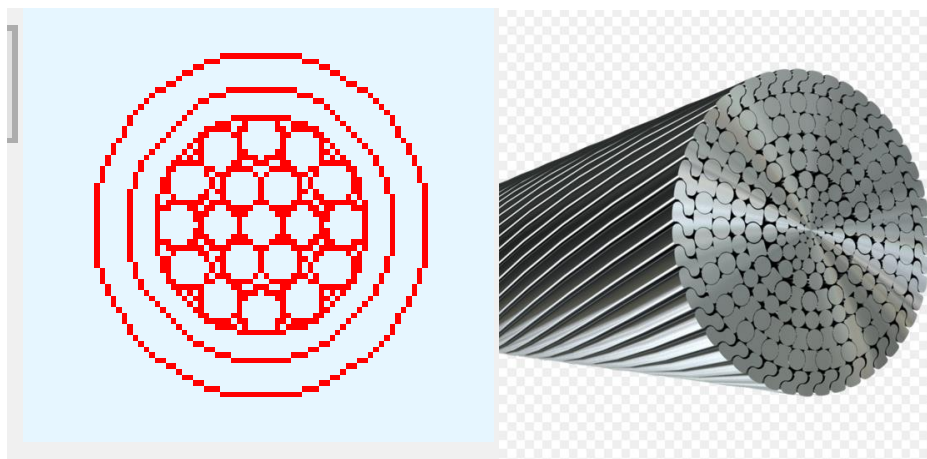
Η δοκός στην οποία εδράζεται το κατάστρωμα στις θέσεις των πυλώνων είναι χαλύβδινη κιβωτοειδής μεταβλητού ύψους και πάχους τοιχωμάτων. Στις στηρίξεις το ύψος της διατομής είναι 500mm για την παραλαβή της ροπής, ενώ στο άνοιγμα μειώνεται στα 300mm, όπου οι απαιτήσεις είναι πολύ μικρότερες. Επίσης, τα ελάσματα των κορμών σχεδιάστηκαν πιο ενισχυμένα: έχουν πάχος 20mm έναντι 10mm των πελμάτων ώστε να παραλάβουν την μεγάλη τέμνουσα που ασκείται από τα σημειακά φορτία του καταστρώματος μέσω των εφεδράνων κοντά στις στηρίξεις της δοκού.



Σχήμα 2.13: Διαστάσεις διατομής συνδετήριας δοκού. Βλέπουμε τα ενισχυμένα ελάσματα των κορμών για την παραλαβή της τέμνουσας.

2.3.5 Καλώδια

Τα καλώδια είναι προφανώς αμφιαρθρωτά και υποβάλλονται μόνο σε εφελκυστικές εντάσεις. Η διατομή των καλωδίων ανάρτησης και αγκύρωσης είναι τύπου full-locked wire rope. Στην ανάλυση προσομοιώνονται με cable elements διατομής PV της εταιρείας Pfeifer.



Σχήμα 2.14: Τυπική διατομή τύπου PV των καλωδίων

Vollverschlossenes Seil – GALFAN Full Locked Cable – GALFAN

Zulassungsnummer
Approval-Number
Z-14.7-413

PV

VVS-1



VVS-2



VVS-3



Technische Daten

Material:
unlegierter Qualitätsstahl

Elastizitätsmodul:
 $160 \pm 10 \text{ kN/mm}^2$

Toleranz d_s :
+ 3%

Korrosionsschutz:
innere Lagen: feuerverzinkt
mit Innenverfüllung
äußere Lagen: GALFAN verzinkt
ohne Innenverfüllung

Technical Data

Material:
unalloyed quality steel

Modulus of Elasticity:
 $160 \pm 10 \text{ kN/mm}^2$

Tolerance d_s :
+ 3%

Corrosion Protection:
inner layers: hot dip galvanized
with inner filling
outer layers: GALFAN coated
without inner filling



Σχήμα 2.15: Καλώδια τύπου full-locked από τον κατάλογο προϊόντων της Pfeifer

2.4 Δομικά Υλικά

Τα υλικά βάσει των οποίων διαστασιολογείται η πεζογέφυρα είναι τα εξής:

- Σκυρόδεμα C30/37:

Μέτρο ελαστικότητας: $E=33$ GPa

Σταθερά Poisson: $\nu=0.2$

Ειδικό βάρος: $\gamma=25$ kN/m³

Αντοχή: $f_{ck}=30$ MPa

- Δομικός χάλυβας S460:

Μέτρο ελαστικότητας: $E=210$ GPa

Σταθερά Poisson: $\nu=0.3$

Ειδικό βάρος: $\gamma=78.5$ kN/m³

Όριο διαρροής: $f_y=460$ MPa

Εφελκυστική αντοχή: $f_u=550$ MPa

- Δομικός χάλυβας S235:

Μέτρο ελαστικότητας: $E=210$ GPa

Σταθερά Poisson: $\nu=0.3$

Ειδικό βάρος: $\gamma=78.5$ kN/m³

Όριο διαρροής: $f_y=235$ MPa

Εφελκυστική αντοχή: $f_u=360$ MPa

- Χάλυβας προέντασης Y1570C:

Μέτρο ελαστικότητας: $E=160$ GPa

Σταθερά Poisson: $\nu=0.3$

Ειδικό βάρος: $\gamma=78,5$ kN/m³

Όριο διαρροής: $f_y=1300$ MPa

Εφελκυστική αντοχή: $f_u=1570$ MPa

3 Δράσεις

3.1 Εισαγωγή

Ένας φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις (φορτία) και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται σε όλη τη διάρκεια αυτή.

Ανάλογα με τη χρήση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

3.2 Μόνιμες δράσεις

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται όλες οι κατακόρυφες δράσεις των οποίων η διαφοροποίηση στο χρόνο είναι αμελητέα. Σε αυτές περιλαμβάνονται τα ίδια βάρη της κατασκευής, των στηθαίων ασφαλείας κλπ.

Για τα λοιπά ίδια βάρη (στηθαία ασφαλείας, κιγκλιδώματα, φωτισμοί κλπ) λαμβάνεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο $0,50 \text{ kN/m}^2$. Η χαρακτηριστική τιμή του ιδίου βάρους των σιδηροδοκών τελικά προσαυξάνεται κατά 10% προκειμένου να ληφθεί υπόψη και το βάρος των διαφόρων ελασμάτων (κομβοελάσματα κλπ) και μέσων σύνδεσης στους κόμβους, σύμφωνα με τον EC1.

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $g_a=25.0 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος σιδηροδοκών: $g_c=78.5 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιον βάρος καλωδίων: $g_a=78.5 \text{ kN/m}^3$

3.3 Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις

Εντάσσονται γενικώς στην κατηγορία των μεταβλητών ελεύθερων δράσεων (variable-free) εκτός αν ορίζεται κάτι διαφορετικό στον κανονισμό. Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση της κατασκευής και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων κλπ.

3.3.1 Κατακόρυφα φορτία σε πεζογέφυρες

Ο κανονισμός ορίζει τρία μοντέλα φόρτισης για ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας, με τις ακόλουθες χαρακτηριστικές τιμές:

a. Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο ανθρωποσυνωστισμού:

$$q_{fk}= 5\text{kN/m}^2$$

Για μεμονωμένο άνοιγμα γέφυρας $10\text{m} < L_{sj} < 210\text{m}$, ισχύει:

- Ακραία ανοίγματα:

$$2.5 \text{ kN/m}^2 < q_{fk} = 2.0 + 120 / (L_{sj} + 30) < 5.0 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{fk} = 3.8 \text{ kN/m}^2$$

- Μεσαίο άνοιγμα:

$$2.5 \text{ kN/m}^2 < q_{fk} = 2.0 + 120 / (L_{sj} + 30) < 5.0 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{fk} = 2.67 \text{ kN/m}^2$$

b. Συγκεντρωμένο φορτίο

- Ένα συγκεντρωμένο φορτίο $Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$ που ενεργεί σε μία επιφάνεια $0.10 \times 0.10 \text{m}^2$, τοποθετείται για γενικές και τοπικές επιδράσεις.

c. Οχημα συντήρησης

- Στην συγκεκριμένη πεζογέφυρα δεν λαμβάνεται υπόψη αυτό το μοντέλο φόρτισης

3.3.2 Οριζόντια φορτία σε πεζογέφυρες

Η χαρακτηριστική τιμή της οριζόντιας δύναμης Q_{flk} που δρα κατά μήκος του άξονα της γέφυρας στο επίπεδο του οδοστρώματος, είναι μεγαλύτερη από τις ακόλουθες τιμές:

- 10% του συνολικού ομοιόμορφα διανεμημένου φορτίου, ή
- 60% του συνολικού βάρους του οχήματος συντήρησης.

Η δύναμη αυτή θεωρείται ότι ενεργεί ταυτόχρονα με την αντίστοιχη κατακόρυφη δύναμη.

Επομένως έχουμε: $Q_{flk} = 10\% \times 3.8 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_{flk} = 0.38 \text{ kN/m}^2$

3.4 Χιόνι

Σε κλειστές (με οροφή) γέφυρες, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη συνύπαρξη χιονιού και μεταβλητών δράσεων. Σε ανοιχτές γέφυρες, όπως η συγκεκριμένη, ο συνδυασμός αυτός μπορεί να παραλείπεται.

3.5 Δυνάμεις ανέμου

Το μέρος 1-4 του EC1 περιγράφει αναλυτικά τις μεθόδους και τους κανόνες υπολογισμού των φορτίων ανέμου για γέφυρες και τα επιμέρους στοιχεία τους, για ανοίγματα έως 200 m. Για την περίπτωση καλωδιωτών γεφυρών απαιτείται ο αναλυτικός υπολογισμός των φορτίων των επιμέρους στοιχείων ξεχωριστά και στη συνέχεια η επαλληλία τους, για κάθε διεύθυνση. Τα στοιχεία αυτά, στην περίπτωση μας, χωρίζονται σε τρεις κύριες κατηγορίες:

- Κατάστρομα γέφυρας
- Κυκλικά κυλινδρικά μέρη (καλώδια)
- Στοιχεία ορθογωνικής διατομής (πυλώνες)

Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις. Η συνολική απόκριση των κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων τους στη δράση του ανέμου, μπορεί να θεωρηθεί ως επαλληλία μιας «βασικής» και μίας «συντονιστικής» συνιστώσας, όπου η βασική συνιστώσα ενεργεί ως οιονεί στατική, ενώ η συντονιστική ως δυναμική. Για το μεγαλύτερο μέρος των κατασκευών αυτή η δεύτερη είναι συνήθως μικρή και μπορεί να αγνοηθεί, οπότε ο υπολογισμός γίνεται μόνο βάσει της πρώτης, μέσω της απλοποιημένης μεθόδου που προτείνεται στο μέρος 1-4 του EC1.

Για την χαρακτηριστική ταχύτητα ανέμου θα χρησιμοποιηθεί το Βρετανικό Εθνικό Παράρτημα του EN1991-1.4 (U.K National Annex to Eurocode 1)

3.5.1 Δεδομένα για τον άνεμο

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z από την επιφάνεια του εδάφους, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία, καθώς και από την βασική ταχύτητα του ανέμου v_b . Προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$v_m = c_r(z) \cdot c_o \cdot v_b \quad (3.1)$$

Όπου:

$c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

v_b η βασική ταχύτητα του ανέμου

Όταν, για τη βασική ταχύτητα του ανέμου, λαμβάνεται υπόψη το ανάγλυφο του εδάφους, η προτεινόμενη τιμή για το c_o είναι 1.0.

$$v_m = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,o} \quad (3.2)$$

Όπου:

$v_{b,o}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

c_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης

c_{season} ο εποχικός συντελεστής

Οι προτεινόμενες τιμές για τα c_{dir} και c_{season} είναι 1 και $v_{b,o}=23\text{m/s}^2$

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω:

- του ύψους πάνω από το έδαφος
- της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου

Η προτεινόμενη διαδικασία για τον προσδιορισμό του συντελεστή τραχύτητας $c_r(z)$ σε ύψος z δίνεται από την ακόλουθη εξίσωση και βασίζεται σε μια λογαριθμική κατανομή της ταχύτητας.

$$c_r(z) = k_r(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (3.4)$$

Όπου:

z_0 το μήκος τραχύτητας

k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση

$$k_r = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (3.5)$$

Όπου:

$z_{0,II} = 0,001$ m (κατηγορία εδάφους I, βλέπε πίνακα 3.3)

z_{min} το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον πίνακα 3.3

z_{max} πρέπει να λαμβάνεται 200 m, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα

z_0, z_{min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους.

Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον πίνακα 3.1 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θαλάσσια ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,3	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m.	1,0	10

Πίνακας 3.1: Κατηγορία εδάφους και παράμετροι

3.5.2 Κυκλικοί κύλινδροι (Καλώδια)

Οι συντελεστές δύναμης των διατομών εξαρτώνται από τον αριθμό Reynolds, Re , ο οποίος ορίζεται από την εξίσωση:

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \quad (3.6)$$

Όπου:

b η διάμετρος

ν το κινηματικό ιξώδες του αέρα ($\nu=15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

$v(z_e)$ η ταχύτητα αιχμής του ανέμου

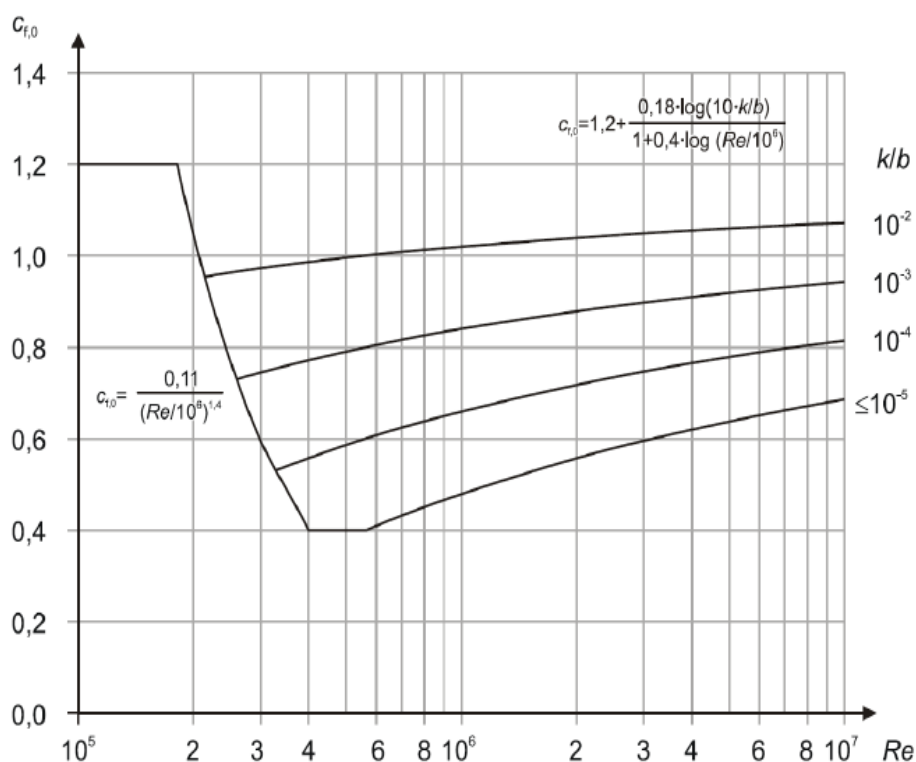
Ο συντελεστής δύναμης c_f για ένα κυκλικό κύλινδρο πεπερασμένου μήκους θα προσδιορίζεται από την εξίσωση

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (3.7)$$

Όπου:

$c_{f,0}$ συντελεστής δύναμης κυλίνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων (βλέπε σχήμα 3.1)

ψ_λ ο συντελεστής επίδρασης άκρων



Σχήμα 3.1: Συντελεστής δύναμης $c_{f,0}$ για κυκλικούς κυλίνδρους χωρίς ροή ελευθέρων άκρων και για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες k/b

Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k (mm)	Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k (mm)
Γυαλί	0,0015	Λείο σκυρόδεμα	0,2
Στιλβωμένο μέταλλο	0,002	Πλανισμένο ξύλο	0,5
Λεπτή βαφή	0,006	Τραχύ σκυρόδεμα	1,0
Βαφή με ψεκασμό	0,02	Τραχύ προιονισμένο ξύλο	2,0
Στιλπνός χάλυβας	0,05	Σκουριά	2,0
Χυτοσίδηρος	0,2	Τούβλα	3,0
Γαλβανισμένος χάλυβας	0,2		

Πίνακας 3.2: Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας k

3.5.3 Στοιχεία ορθογωνικής διατομής-Πυλώνες

Για τον υπολογισμό του συντελεστή δύναμης για δομικά στοιχεία με ορθογωνική διατομή και θεωρώντας ότι ο άνεμος δρα κάθετα σε μία από τις όψεις τους, χρησιμοποιείται η σχέση:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot \psi_r \quad (3.8)$$

όπου:

$c_{f,0}$ = συντελεστής δύναμης ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές γωνίες και χωρίς ροή ελεύθερων άκρων.

ψ_r = μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες

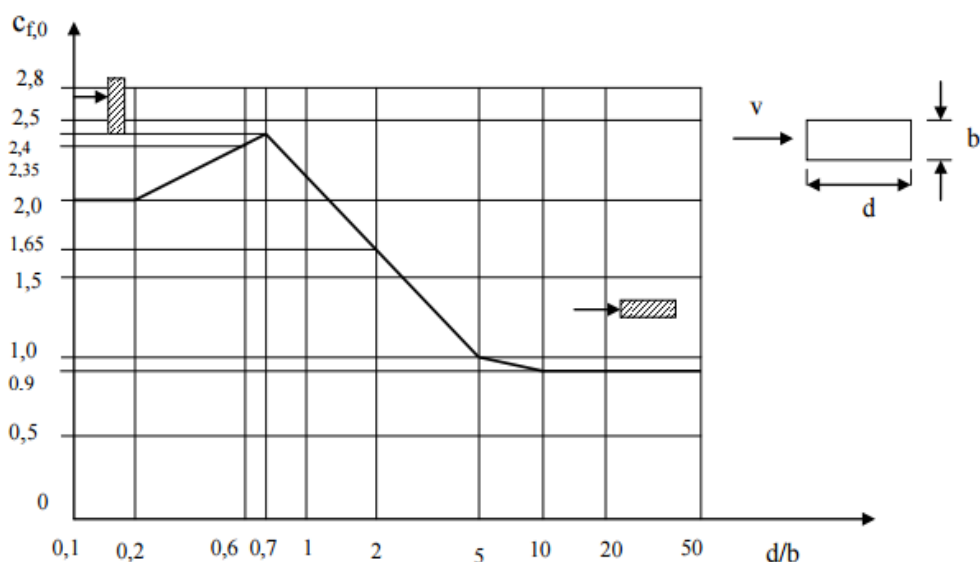
ψ_λ = μειωτικός συντελεστής για στοιχεία με πεπερασμένο λόγο λυγηρότητας λ .

Το ύψος αναφοράς z_e ισούται με το μέγιστο ύψος της διατομής πάνω από το έδαφος και η επιφάνεια αναφοράς ισούται με:

$$A_{ref} = l \cdot b \quad (3.9)$$

όπου: l = μήκος του στοιχείου

b = πλάτος του στοιχείου



Σχήμα 3.2: Συντελεστές δύναμης c ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές άκρες και χωρίς ροή ελευθέρων άκρων.

3.5.4 Κατάστρωμα

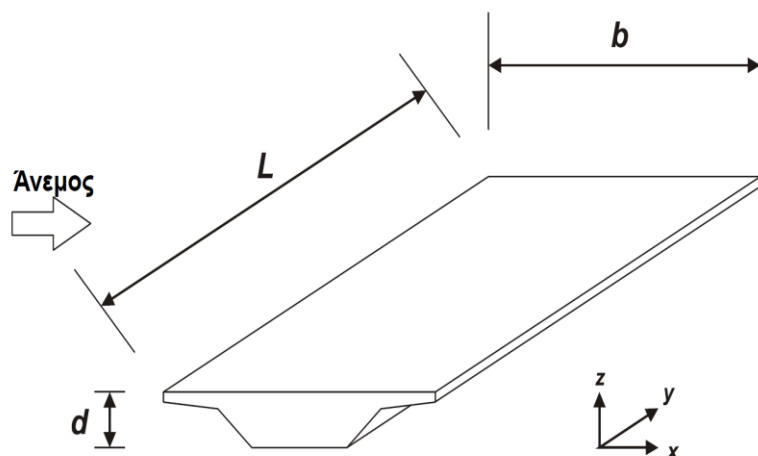
Οι δράσεις ανέμου σε γέφυρες δημιουργούν δυνάμεις στις διευθύνσεις x , y και z όπως φαίνεται στο σχήμα 3.3 όπου:

x -διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος, κάθετα προς το άνοιγμα

y -διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το άνοιγμα

z -διεύθυνση είναι η διεύθυνση κάθετα προς το κατάστρωμα

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



Σχήμα 3.3: Διευθύνσεις των δράσεων του ανέμου σε γέφυρες

Θα πρέπει να επιβεβαιώνεται εάν απαιτείται μια διαδικασία δυναμικής απόκρισης για γέφυρες. Εάν δεν απαιτείται διαδικασία δυναμικής απόκρισης, το $c_s c_d$ μπορεί να λαμβάνεται ίσο με 1,0.

Συντελεστές δύναμης στη διεύθυνση x (γενική μέθοδος)

Οι συντελεστές δύναμης για τις δράσεις του ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση x δίνονται από:

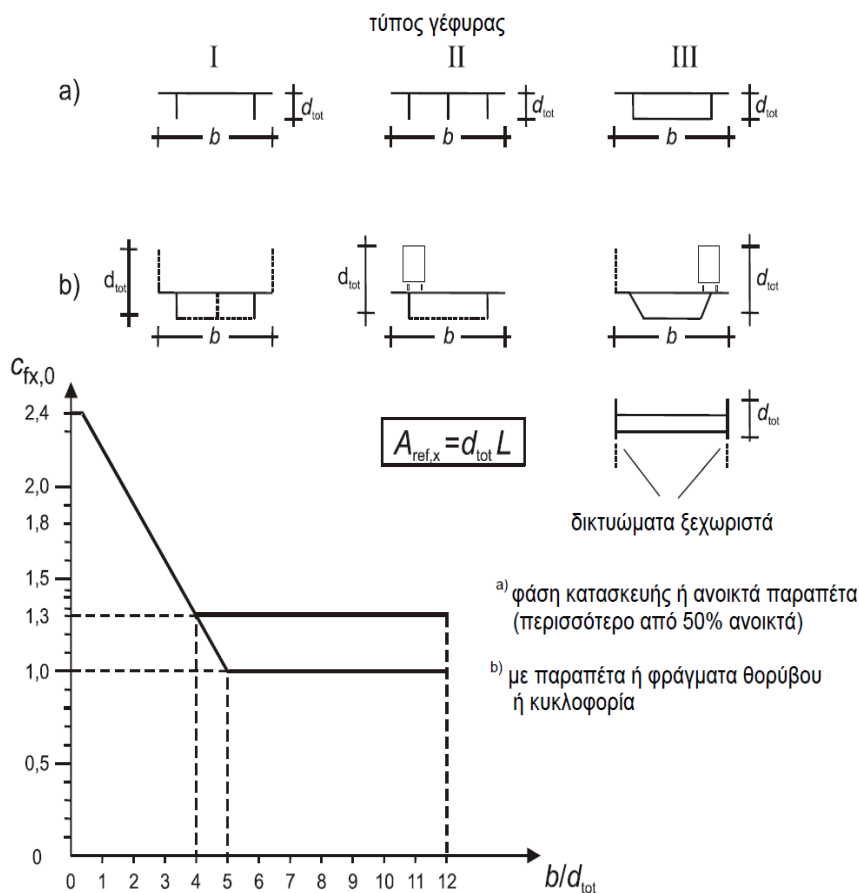
$$c_{f,x} = c_{f,x0} \cdot \psi_\lambda \quad (3.10)$$

Όπου:

$c_{f,x0}$ ο συντελεστής δύναμης (χωρίς ροή ελευθέρων άκρων)

ψ_λ ο συντελεστής επίδρασης άκρων

Για συνήθεις γέφυρες το $c_{f,x0}$ μπορεί να λαμβάνεται ίσο με 1.3. Εναλλακτικά, το $c_{f,x0}$ μπορεί να λαμβάνεται από το Σχήμα 3.4. Όπου η γωνία κλίσης του ανέμου υπερβαίνει τις 10° , ο συντελεστής δύναμης μπορεί να εξάγεται από ειδική μελέτη. Αυτή η γωνία κλίσης μπορεί να οφείλεται στην κλίση του εδάφους ως προς τη διεύθυνση του ανέμου



Σχήμα 3.4: Συντελεστής δύναμης για γέφυρες, $c_{f,x,0}$.

Μια γέφυρα συνήθως δεν έχει ροή ελευθέρων άκρων επειδή η ροή παρεκκλίνει μόνο κατά μήκος δύο πλευρών (πάνω και κάτω από το κατάστρωμα της γέφυρας).

Οι συντελεστές δύναμης, $c_{fx,0}$ βασίζονται σε μετρήσεις επί κατασκευών χωρίς ροή ελευθέρων άκρων μακριά από το έδαφος. Ο συντελεστής επίδρασης άκρων λαμβάνει υπόψη τη μειωμένη αντίσταση της κατασκευής λόγω της ροής του αέρα γύρω από τα άκρα (επίδραση άκρων). Η ενεργός λυγηρότητα λ θα ορίζεται ανάλογα με τις διαστάσεις της κατασκευής και τη θέση της. Προτεινόμενες τιμές για το λ δίνονται στον Πίνακα 3.3 και ενδεικτικές τιμές για το ψ_l δίνονται στο Σχήμα 3.5 για διάφορους συντελεστές πληρότητας. Το Σχήμα 3.5 και ο Πίνακας 3.3 βασίζονται σε μετρήσεις σε υπό στροβιλώδη ροή.

№.	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός λυγηρότητα λ
1		<p>Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με αιχμηρές γωνίες: για $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο για $\ell < 15$ m, $\lambda = 2\ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο Για κυκλικούς κυλίνδρους: για $\ell \geq 50$, $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο για $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο</p> <p>Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>
2		
3		
4		

Πίνακας 3.3: Προτεινόμενες τιμές του λ για κυλίνδρους, πολυγωνικές διατομές, ορθογωνικές διατομές, διατομές με αιχμηρές γωνίες και δικτυωτές κατασκευές.

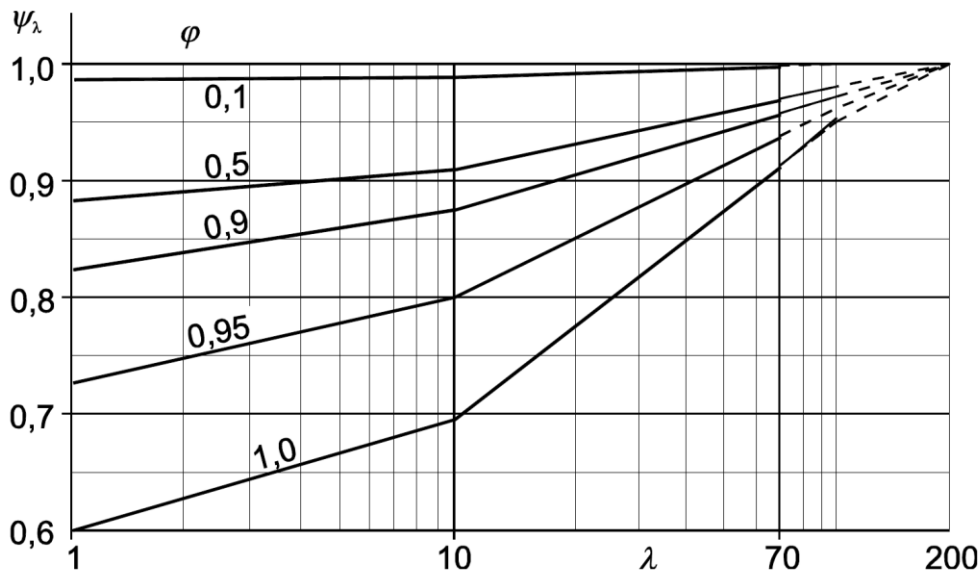
Ο συντελεστής πληρότητας ϕ δίνεται (βλέπε σχήμα 3.6) από την εξίσωση:

$$\phi = \frac{A}{A_c} \quad (3.11)$$

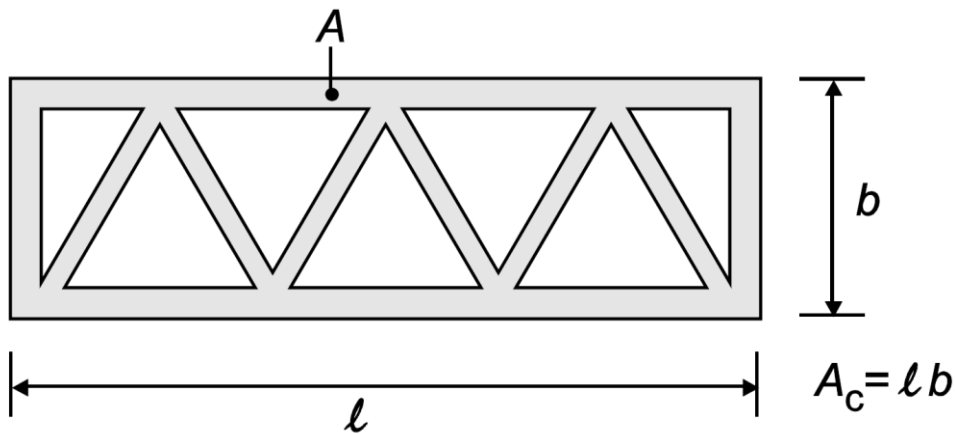
Όπου:

A το άθροισμα των προβαλλομένων επιφανειών των μελών

A_c η συνολική επιφάνεια του περιγράμματος $A_c = l \cdot b$



Σχήμα 3.5: Ενδεικτικές τιμές του συντελεστή επίδρασης άκρων ψ_λ ως συνάρτηση του συντελεστή πληρότητας φ και της λυγηρότητας λ .

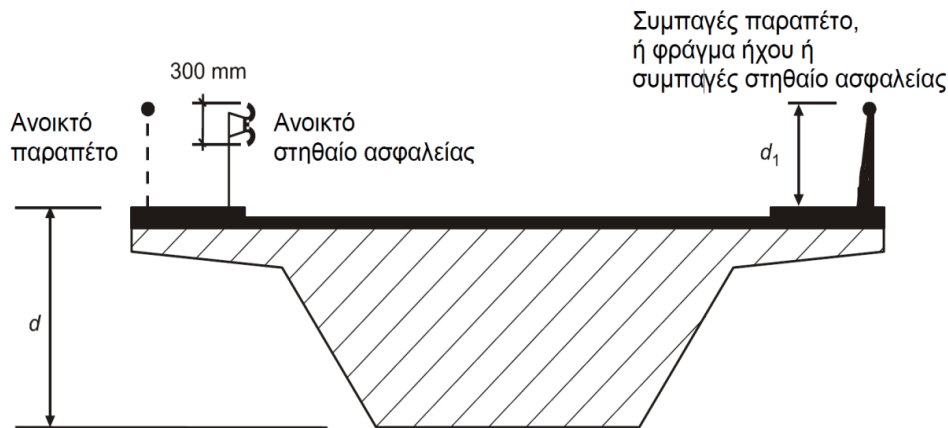


Σχήμα 3.6: Ορισμός του συντελεστή πληρότητας φ .

Οι επιφάνειες αναφοράς $A_{ref,x}$ για συνδυασμούς φορτίων χωρίς φορτίο κυκλοφορίας θα ορίζονται για καταστρώματα με ολόσωμες δοκούς ως το άθροισμα των (βλέπε Σχήμα 3.7 και Πίνακα 3.4):

- 1) της επιφάνειας της εμπρόσθιας κύριας δοκού
- 2) της επιφάνειας των τμημάτων των άλλων κυρίων δοκών που προεξέχουν κάτω από την πρώτη
- 3) της επιφάνειας του τμήματος του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού που προεξέχει πάνω από την εμπρόσθια κύρια δοκό
- 4) της επιφάνειας των συμπαγών στηθαιών ή φραγμάτων ήχου, όπου υπάρχουν, πάνω από την επιφάνεια που περιγράφεται στο 3) ή, στην περίπτωση απουσίας τέτοιου εξοπλισμού, 0.3 m για κάθε ανοικτό παραπέτο ή κιγκλίδωμα.

Εντούτοις, η συνολική επιφάνεια αναφοράς δεν θα υπερβαίνει αυτή που προκύπτει από τη θεώρηση μιας ισοδύναμης ολόσωμης δοκού του ίδιου συνολικού ύψους, συμπεριλαμβανομένων και όλων των προεξεχόντων τμημάτων.



Σχήμα 3.7: Ύψος που χρησιμοποιείται για το $A_{ref,x}$.

Σύστημα στηθαίων ασφαλείας	Σε μια πλευρά	Και στις δύο πλευρές
Ανοικτό παραπέτο ή ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Συμπαγές παραπέτο ή συμπαγές στηθαίο ασφαλείας	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Ανοικτό παραπέτο και ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Πίνακας 3.4: Ύψος που χρησιμοποιείται για το $A_{ref,x}$.

Το ύψος αναφοράς, z_e , μπορεί να λαμβάνεται ως η απόσταση από το χαμηλότερο επίπεδο εδάφους μέχρι το κέντρο του καταστρώματος της γέφυρας, αγνοώντας άλλα τμήματα (π.χ. στηθαία) της επιφάνειας αναφοράς. Οι επιδράσεις των διερχομένων οχημάτων στην πίεση του ανέμου είναι έξω από το σκοπό αυτού του Μέρους.

Δυνάμεις ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση x – Απλοποιητική μέθοδος

Όπου επιβεβαιώνεται ότι η διαδικασία δυναμικής απόκρισης δεν είναι απαραίτητη, η δύναμη του ανέμου στη διεύθυνση x μπορεί να υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (3.12)$$

Όπου:

v_b η βασική ταχύτητα του ανέμου

C ο συντελεστής φορτίου ανέμου

$A_{ref,x}$ η επιφάνεια αναφοράς
 ρ η πυκνότητα του αέρα

$$v_m = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.13)$$

Όπου:

$v_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

c_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης

c_{season} ο εποχικός συντελεστής

Οι προτεινόμενες τιμές για τα c_{dir} και c_{season} είναι 1 και $v_{b,0}=23 \text{ m/s}^2$

$$C = c_e(z_e) \cdot c_{f,x} \quad (3.14)$$

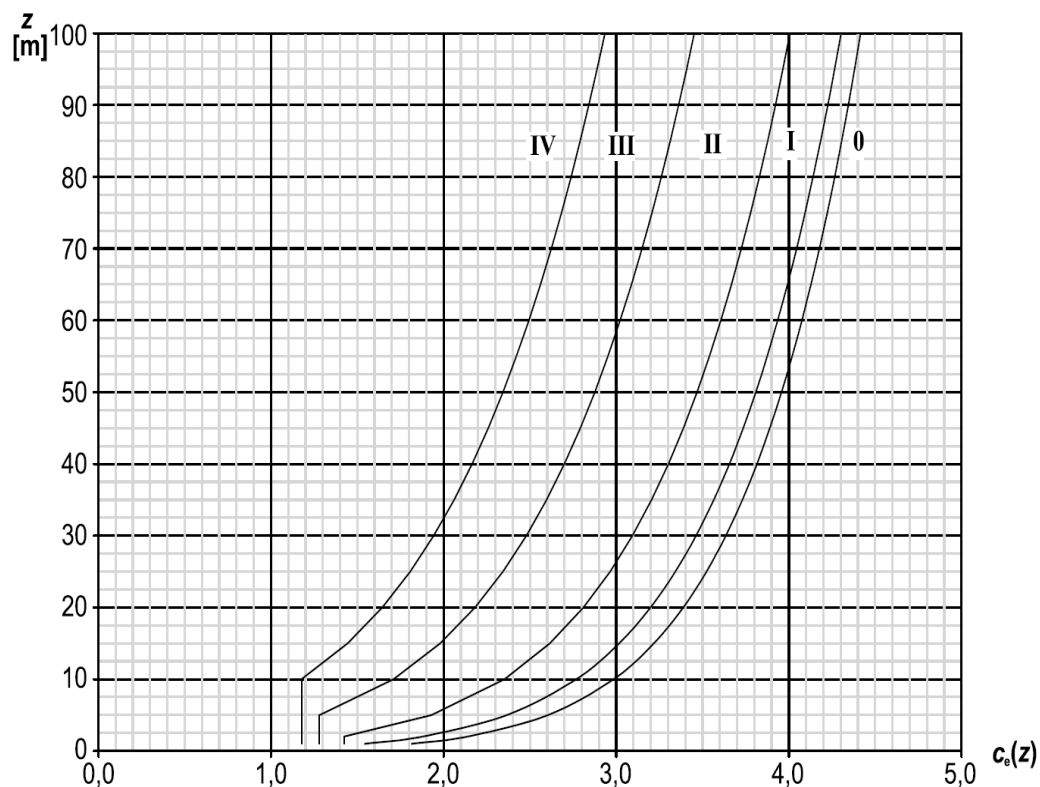
όπου

$c_e(z_e)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης.

Η προτεινόμενη τιμή για το ρ είναι $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Οι προτεινόμενες τιμές του C δίνονται στον πίνακα 3.4.

Ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ δίνεται σε διάγραμμα στο σχήμα 3.8 ως συνάρτηση του ύψους πάνω από το έδαφος και τις κατηγορίες εδάφους.



Σχήμα 3.8: Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$

b/d_{tot}	$z_e \leq 20$ m	$z_e = 50$ m
$\leq 0,5$	6,7	8,3
$\geq 4,0$	3,6	4,5

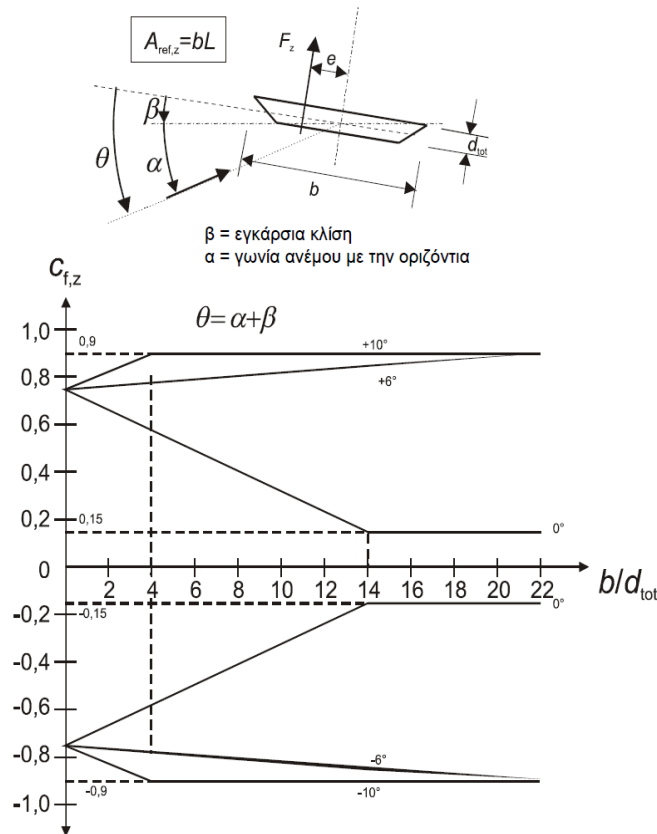
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Αυτός ο πίνακας βασίζεται στις παρακάτω παραδοχές:
-κατηγορία εδάφους II
-συντελεστής δύναμης $c_{f,x}$ σύμφωνα με το 8.3.1 (1) του EC1 μέρος 1-4
- $c_o = 1,0$
- $k_1 = 1,0$
Για ενδιάμεσες τιμές του b/d_{tot} , και του z_e μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 3.5: Προτεινόμενες τιμές του συντελεστή δύναμης C για γέφυρες

Δυνάμεις ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση z

Οι συντελεστές δύναμης $c_{f,z}$ θα καθορίζονται για τη δράση του ανέμου στα καταστρώματα των γεφυρών κατά τη διεύθυνση z, τόσο προς τα άνω όσο και προς τα κάτω (συντελεστής δύναμης ανύψωσης). Το $c_{f,z}$ δεν θα πρέπει να χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό κατακόρυφων ταλαντώσεων του καταστρώματος της γέφυρας.

Στην περίπτωση απουσίας δοκιμών σε αεροδυναμική σήραγγα, η προτεινόμενη τιμή για το $c_{f,z}$ μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0.9. Αυτή η τιμή λαμβάνει συνολικά υπόψη την επιρροή μιας πιθανής εγκάρσιας κλίσης του καταστρώματος, της κλίσης του εδάφους και των διακυμάνσεων της γωνίας διεύθυνσης του ανέμου με το κατάστρωμα λόγω στροβιλισμού. Εναλλακτικά, το $c_{f,z}$ μπορεί να λαμβάνεται από το Σχήμα 3.9. Στην περίπτωση αυτή, το ύψος d_{tot} θα περιορίζεται στο ύψος του καταστρώματος, αγνοώντας την κυκλοφορία και κάθε εξοπλισμό της γέφυρας και για επίπεδο οριζόντιο έδαφος, η γωνία α του ανέμου με την οριζόντια μπορεί να λαμβάνεται ως 5° λόγω στροβιλισμού. Αυτό ισχύει επίσης για έδαφος με λόφους όταν το κατάστρωμα της γέφυρας βρίσκεται τουλάχιστον 30 m πάνω από το έδαφος. Αυτή η δύναμη μπορεί να έχει σημαντικές επιδράσεις μόνο εάν η δύναμη είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με το νεκρό φορτίο.



Σχήμα 3.9: Συντελεστής δύναμης $c_{f,z}$ για γέφυρες με εγκάρσια κλίση και άνεμο υπό κλίση.

Η επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,z}$ είναι ίση με την επιφάνεια κάτοψης (βλέπε σχήμα 3.7):

$$A_{ref,z} = b \cdot l \quad (3.15)$$

Δεν θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη συντελεστής επίδρασης άκρων. Το ύψος αναφοράς είναι το ίδιο όπως για το $c_{f,x}$. Εάν προδιαγραφεται διαφορετικά, η εκκεντρότητα της δύναμης στη διεύθυνση x μπορεί να λαμβάνεται $e = b/4$.

Δυνάμεις ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση y

Εάν είναι απαραίτητο, οι διαμήκεις δυνάμεις του ανέμου στη διεύθυνση y θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Οι προτεινόμενες τιμές για γέφυρες με ολόσωμες δοκούς είναι: 25 % των δυνάμεων του ανέμου στη x διεύθυνση.

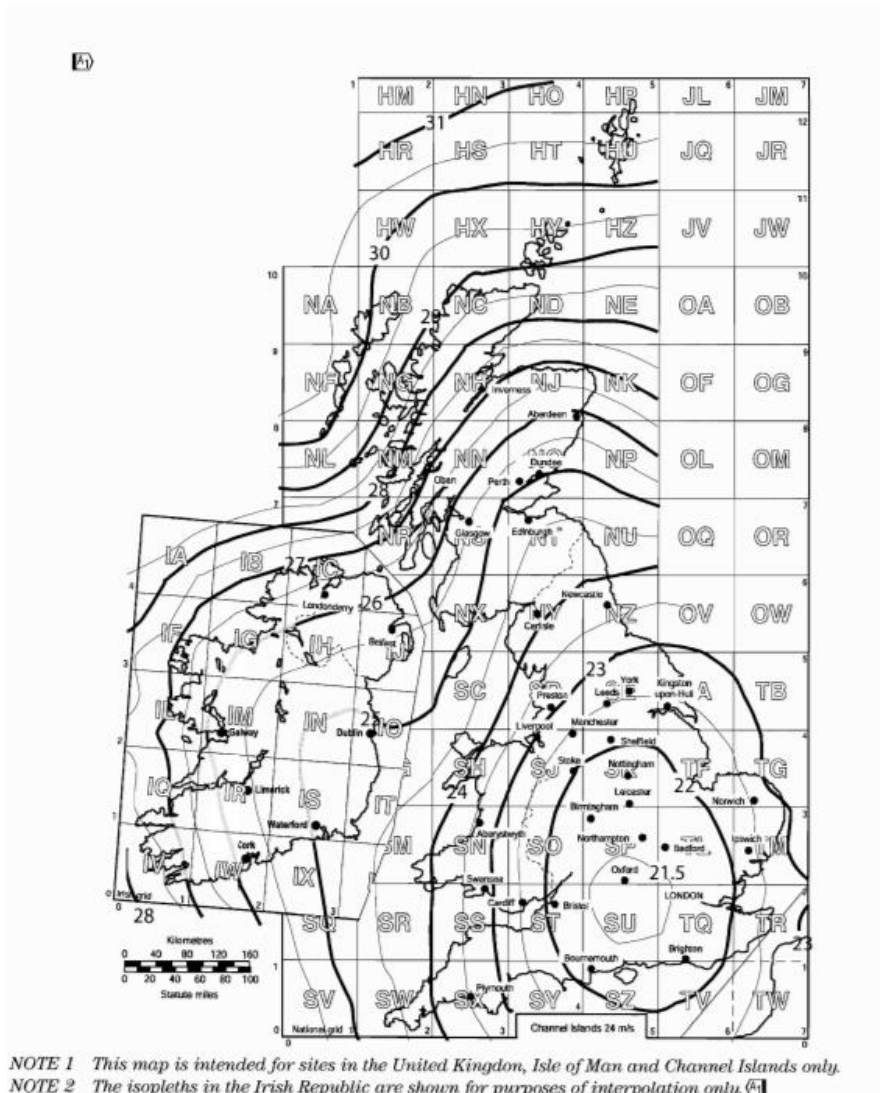
3.6 Υπολογισμός φορτίων ανέμου

Με δεδομένες τις διατομές και τις διαστάσεις των μελών, αλλά και το σχήμα τους, ακολουθώντας τη διαδικασία που περιγράφεται στην ενότητα 3.5 του παρόντος, προκύπτουν τα φορτία ανέμου, τα οποία τελικά εντάσσονται σε συνδυασμό με τις υπόλοιπες δράσεις στο προσομοίωμα.

Αρχικά έχουμε:

- Πίεση αναφοράς: $q_{ref} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{ref}^2$

Η ταχύτητα αναφοράς λαμβάνεται με βάση το Σχήμα 3.10 για την περιοχή του Λονδίνου (TQ στον χάρτη) ίση με $v_{ref}=23\text{m/s}^2$ και η πυκνότητα του αέρα ίση με $\rho=1.25\text{ kg/m}^3$.



Σχήμα 3.10: Τιμές της ταχύτητας αναφοράς του ανέμου για το Ηνωμένο Βασίλειο. Πηγή: UK National Annex to Eurocode 1 - Actions on structures Part 1-4: General actions - Wind actions

Άρα έχουμε: $q_{ref}=0.330\text{ kN/m}^2$

Επίσης:

- Κατηγορία εδάφους: I
- Συντελεστής έκθεσης: $c_e(37\text{m})=3.6$
- Δυναμικός συντελεστής: $c_d=0.87 < 1.2$
- Συντελεστής τραχύτητας: $c_r(37\text{m}) = K_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.17 \cdot \ln\left(\frac{37}{0.01}\right) = 1.397$

Όπου έχουμε: $K_r = 0.19 \cdot \left(\frac{0.01}{0.05}\right) = 0.17$

- Μέση ταχύτητα ανέμου: $v_m = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,o} = 32.2 \text{ m/s}$

3.6.1 Καλώδια

- Αριθμός Reynolds: $Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu}$
- Συντελεστής δύναμης: $c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda$

Όπου ο συντελεστής $c_{f,0}$ προκύπτει από τη σχέση $c_{f,0} = \frac{0.11}{(Re/10^6)^{1.4}}$ του πίνακα 3.1

και ο συντελεστής ψ_λ από το σχήμα 3.5 θεωρώντας $\phi=1$ και $\lambda=70$.

Η κατανομημένη δύναμη σε κάθε καλώδιο υπολογίζεται από τη σχέση:

$$w = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot b \quad (3.16)$$

Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για κάθε καλώδιο φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Καλώδια	Διάμετρος b (mm)	Re	$c_{f,0}$	λ	c_f	w
Αγκύρωσης	85	182467	1.19	0.92	1.10	0.16
1	40	85867	1.20	0.92	1.10	0.08
2	35	75133	1.20	0.92	1.10	0.07
3	31	66547	1.20	0.92	1.10	0.06
4	35	85867	1.20	0.92	1.10	0.08
5	40	85867	1.20	0.92	1.10	0.08
6	40	85867	1.20	0.92	1.10	0.08
7	45	96600	1.20	0.92	1.10	0.09
8	45	96600	1.20	0.92	1.10	0.09
9	45	96600	1.20	0.92	1.10	0.09

Πίνακας 3.6: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα φορτίου ανέμου καλωδ

3.6.2 Πυλώνες

a) Διεύθυνση x

- Συντελεστής δύναμης: $c_{f,x} = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot \psi_r = 1.8 \cdot 0.92 \cdot 1 = 1.66$

Όπου για $d/b=1.67$ από το σχήμα 3.2 έχουμε $c_{f,0}=1.8$ και $\psi_r=1.0$ γιατί έχουμε αιχμηρές γωνίες. Για λυγηρότητα $\lambda=70$ έχουμε: $\psi_\lambda=0.92$

- Συντελεστής έκθεσης: $c_e(z)=3.6$ για $z=37\text{m}$ και κατηγορία εδάφους I από το διάγραμμα του σχήματος 3.8.
- Δυναμικός συντελεστής: $c_d=1.00$

Το πλάτος του πυλώνα είναι μεταβλητό καθ' ύψος. Άρα θα υπολογίσουμε τις τιμές των κατανεμημένων φορτίων στην βάση και στην κορυφή του πυλώνα και θα θεωρήσουμε ότι μεταβάλλονται γραμμικά μεταξύ των δύο:

- Στην βάση:

$$w_x = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot d = 0.330 \cdot 3.6 \cdot 1.0 \cdot 1.66 \cdot 1 = 1.98 \text{ kN/m}$$

- Στην κορυφή:

$$w_x = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot d = 0.330 \cdot 3.6 \cdot 1.0 \cdot 1.66 \cdot 0.5 = 0.98 \text{ kN/m}$$

b) Διεύθυνση y

- Ομοίως για $d/b=0.6$ έχουμε $c_{f,0}=2.4$, οπότε ο συντελεστής δύναμης ισούται με:

$$c_{f,x} = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot \psi_r = 2.4 \cdot 0.92 \cdot 1 = 2.21$$

- Συντελεστής έκθεσης: $c_e(z)=2.2$ για $z=37\text{m}$ και κατηγορία εδάφους IV από το διάγραμμα του σχήματος 3.8.

Άρα η κατανεμημένη δύναμη που ασκείται καθ' ύψος του πυλώνα είναι:

$$w_y = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot d = 0.330 \cdot 2.2 \cdot 1 \cdot 2.2 \cdot 1 = 1.60 \text{ kN/m}$$

3.6.3 Κατάστρωμα

a) Κατά x

Επειδή ισχύει $c_d=0.87 < 1.2$, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η απλοποιημένη μέθοδος.

- Συντελεστής δύναμης: $c_{f,x} = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 1.2 \cdot 1 = 1.2$

Όπου $c_{f,0}=1.2$ από το Σχήμα 3.4 για $b/d=4.66$ και $\psi=1.0$ για $\lambda=360$ από το σχήμα 3.5.

- Επιφάνεια αναφοράς: $A_{res,x} = l \cdot d = 223 \cdot 1.825 = 406.98 \text{ m}^2$

Όπου $d=0.625+1.2=1.825\text{m}$ προκύπτει από τον πίνακα 3.3 για ανοικτό παραπέτο και ανοικτό στηθαίο ασφαλείας και στις δύο πλευρές.

- Συντελεστής έκθεσης: $c_e(z)=3$ για $z=15\text{m}$ και κατηγορία εδάφους I από το διάγραμμα του σχήματος 3.8.
- Συντελεστής C: $C = c_{f,x} \cdot c_e(z_e) = 1.2 \cdot 3 = 3.6$

Επομένως έχουμε:

$$F_w = q_{ref} \cdot C \cdot A_{ref,x} = 0.330 \cdot 3.6 \cdot 407 = 483.5 \text{ kN}$$

Αναλύουμε τη δύναμη σε κατανεμημένο φορτίο:

$$w_x = \frac{F_w}{l} = \frac{483.5}{223} = \pm 2.17 \text{ kN/m}$$

b) Κατά z

- Απλοποιητικά θεωρούμε ότι : $c_{f,z} = 0.9$
- Επιφάνεια αναφοράς: $A_{ref,x} = l \cdot b = 223 \cdot 8.5 = 1895.5 \text{ m}^2$

Οπότε η δύναμη είναι:

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 23^2 \cdot 4.0 \cdot 1895.5 = 2502.06 \text{ kN/m}^2$$

Σε κατανεμημένο φορτίο ανά διαδοκίδα:

$$w_z = \frac{F_w}{n \cdot l} = \pm \frac{2502.06}{8.1 \cdot 75} = \pm 4.12 \text{ kN/m}$$

c) Κατά y

Για την διαμήκη διεύθυνση, δηλαδή κατά y, λαμβάνεται το 25% της δύναμης κατά x:

$$w_y = 0.25 \cdot w_x = 0.54 \text{ kN/m}$$

3.7 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1.5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες (indirect) και κατατάσσονται στις μεταβλητές (variable), ελεύθερες (free) δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον EC1. Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα σε μία διατομή ενός στοιχείου οδηγεί στην παραμόρφωση του στοιχείου και η παρεμπόδιση της παραμόρφωσης αυτής (με οποιοδήποτε τρόπο) οδηγεί στην ανάπτυξη τάσεων που πρέπει να ληφθούν υπόψη για καταστάσεις διάρκειας (persistent) και παροδικές (transient) (π.χ. φάση ανέγερσης).

Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών των θερμοκρασιακών μεταβολών, τα καταστρώματα των γεφυρών κατατάσσονται σε τρεις ομάδες:

-Ομάδα 1: Χαλύβδινο δάπεδο επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα

-Ομάδα 2: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα

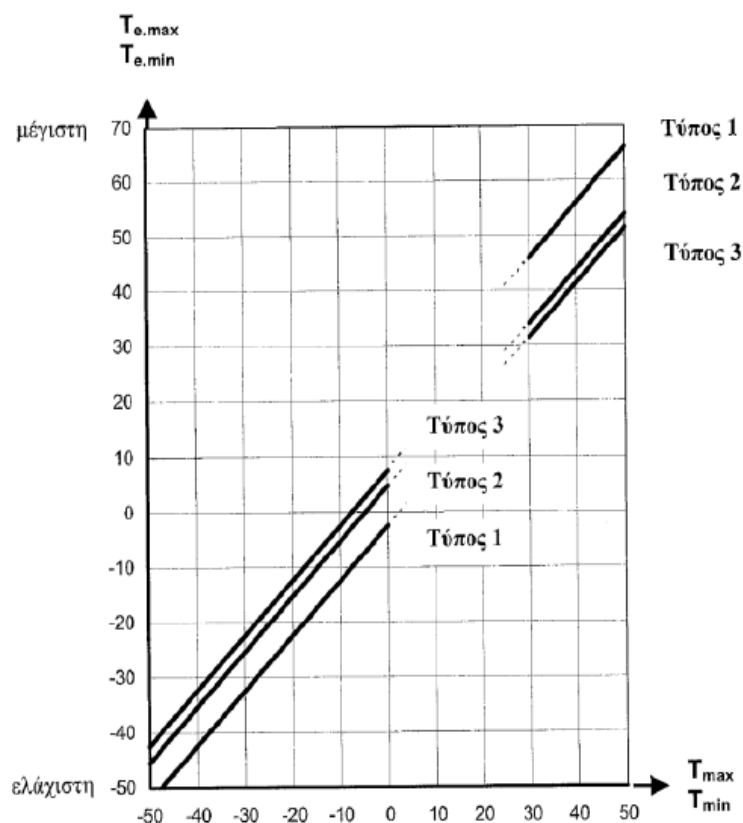
-Ομάδα 3: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί ανοικτών ή κιβωτοειδών δοκών από σκυρόδεμα

Οι συνιστώσες της θερμοκρασιακής κατανομής σε μια διατομή μπορεί να είναι : α) ομοιόμορφη, β) γραμμική περί τον z-z, γ) γραμμική περί τον y-y, δ) μη γραμμική

Ο έλεγχος γίνεται για την ομοιόμορφη και τη γραμμική κατανομή της θερμοκρασίας και η συγκεκριμένη γέφυρα κατατάσσεται στην ομάδα 2.

3.7.1 Ομοιόμορφη συνιστώσα της θερμοκρασίας

Στην ομοιόμορφη συνιστώσα προσδιορίζονται από εθνικούς ισοθερμικούς χάρτες η ελάχιστη (T_{min}) και η μέγιστη (T_{max}) θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά. Στη συνέχεια, προσδιορίζονται η ελάχιστη ($T_{e,min}$) και η μέγιστη ($T_{e,max}$) ενεργός θερμοκρασία της γέφυρας ανάλογα με την ομάδα στην οποία ανήκει το κατάστρωμα.



Σχήμα 3.11: Σχέση μεταξύ $T_{e,min}$, $T_{e,max}$ και T_{min} , T_{max}

Οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της αρνητικής ($\Delta T_{N,neg}$) και της θετικής ($\Delta T_{N,pos}$) ενεργού θερμοκρασίας της γέφυρας δίνονται από τις σχέσεις:

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

$$\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0$$

όπου $T_0 = 10^\circ\text{C}$ η θερμοκρασία συναρμολόγησης της γέφυρας

Για τις ανάγκες της παρούσης εργασίας λήφθηκε προσεγγιστικά

$$\Delta T_{N,neg} = -20^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,pos} = +20^\circ\text{C}$$

3.7.2 Γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας

Η γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας είναι αποτέλεσμα θέρμανσης και ψύξης του καταστρώματος μέσα σε μία ορισμένη χρονική περίοδο, κατά την οποία εμφανίζεται μία μέγιστη θετική (άνω επιφάνεια θερμότερη) και μία μέγιστη αρνητική (κάτω επιφάνεια

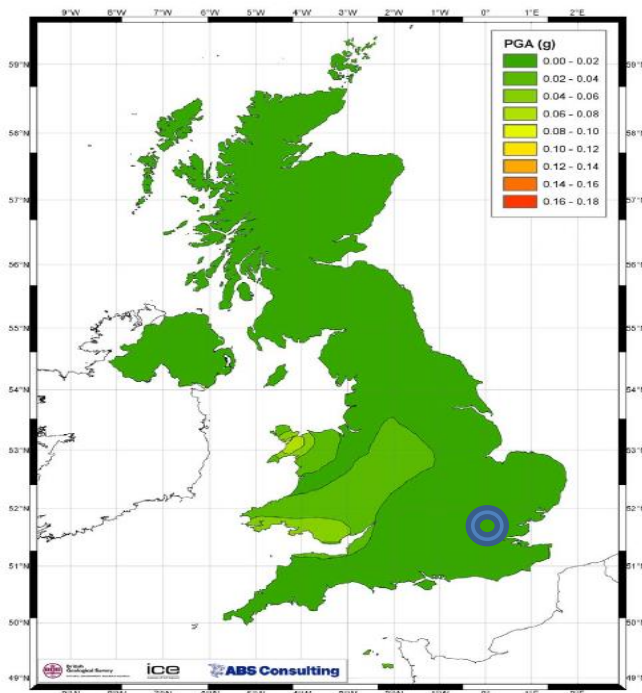
θερμότερη) μεταβολή θερμοκρασίας. Οι χαρακτηριστικές τιμές της γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Τύπος καταστροφάτος	Άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω	Κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρομα	18	13
Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρομα	15	18
Τύπος 3: Κατάστρομα από Ω.Σ.: -κιβωτοειδής διατομή -δοκός -πλάκα	10 15 15	5 8 8

Πίνακας 3.7: Συνιστώμενες τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς

3.8 Σεισμός

Η περιοχή στην οποία θα κατασκευαστεί η πεζογέφυρα (Nine Elms-Pimlico, London, U.K) δεν παρουσιάζει σημαντική σεισμική δραστηριότητα. Πράγματι, όπως φαίνεται από τον χάρτη του σχήματος 3.11, η προβλεπόμενη επιτάχυνση σχεδιασμού για την περιοχή του Λονδίνου, είναι στα 0.02g. Οπότε, μπορούμε να αμελήσουμε τον σεισμικό έλεγχο.



Σχήμα 3.12: Επιτάχυνση σχεδιασμού PSA(g) για διάφορες περιοχές του Ηνωμένου Βασιλείου για περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια.

4 Προένταση καλωδίων

4.1 Εισαγωγή

Τα καλώδια ανάρτησης και αγκύρωσης σε μία καλωδιωτή πεζογέφυρα είναι το πιο βασικό στοιχείο. Πρόκειται για καλώδια υψηλής αντοχής που μεταφέρουν τα φορτία του καταστρώματος στον πυλώνα μέσω αξονικού εφελκυσμού. Ο αριθμός και η διατομή των καλωδίων είναι αποτέλεσμα πολλών παραμέτρων.

Τα καλώδια καταπονούνται μόνο με εφελκυστικά αξονικά φορτία καθότι έχουν μηδενική δυσμησία. Λόγω της μηδενικής τους δυσμησίας, αλλά και των διακένων που υπάρχουν μεταξύ των δεσμών των επιμέρους μικρότερων κλώνων από τα οποία αποτελείται ένα καλώδιο, το μέτρο ελαστικότητάς του είναι μεταβλητό. Όταν εφαρμοστεί η πρώτη φόρτιση σε ένα ελικοειδές συρματόσχοινο, η επιμήκυνση θα οφείλεται αφενός στην ελαστική παραμόρφωση των συρμάτων και αφετέρου στη σύμπτυξη του συρματόσχοινου. Θα πρέπει επίσης, να σημειωθεί ότι η αξονική στιβαρότητα ενός ευθύγραμμου καλωδίου επηρεάζεται σημαντικά από το βέλος που παρουσιάζει το καλώδιο λόγω ίδιου βάρους.

Επομένως η εισαγωγή προέντασης κρίνεται γενικά απαραίτητη καθώς:

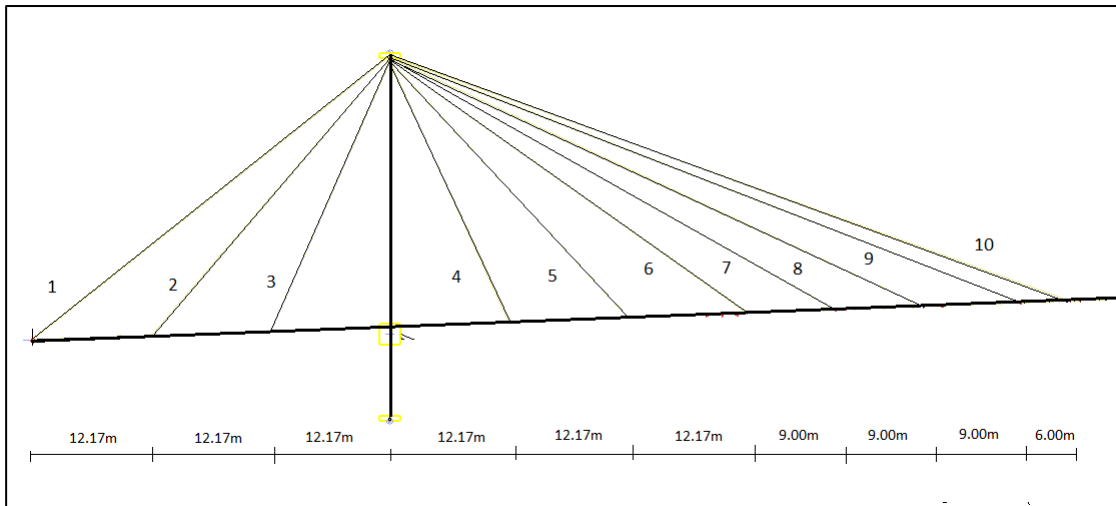
- Εξασφαλίζει τη γραμμική ελαστική συμπεριφορά τους.
- Καθιστά αξιόπιστο τον σχεδιασμό του φορέα από δυναμικά φορτία, αφού τα καλώδια συμβάλλουν πάντα στο μητρώο ακαμψίας αυτού.
- Διευκολύνει την εισαγωγή αντιβέλους στο φορέα.
- Εξασφαλίζει την ικανοποίηση των κριτηρίων λειτουργικότητας της πεζογέφυρας και τον περιορισμό των βελών κάμψης.

4.2 Υπολογισμός προεντάσεως καλωδίων ανάρτησης

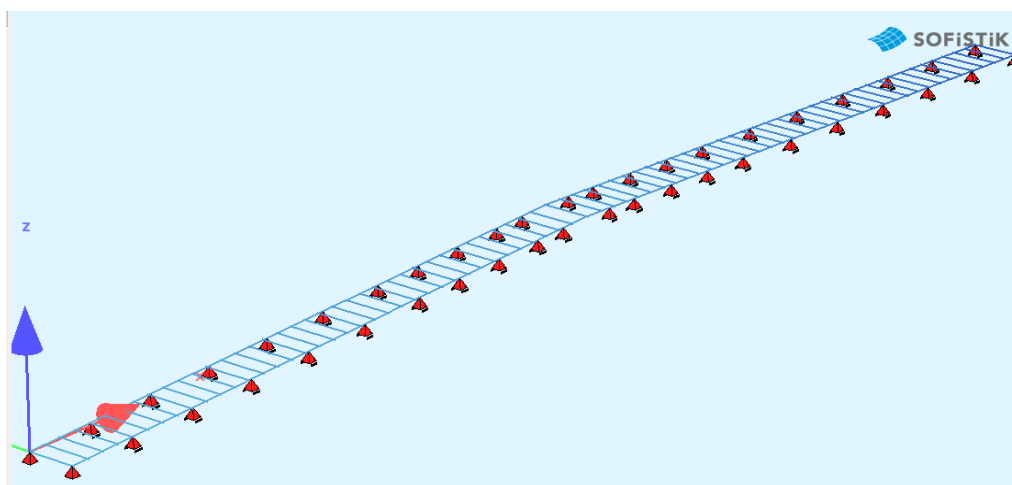
Η επιβολή προεντάσεως στα καλώδια είναι πολύ σημαντική καθώς επιτρέπει την εύκολη επιβολή αντιβέλους στο κατάστρωμα. Με την προέντασή τους, τα καλώδια τραβούν προς τα πάνω το κατάστρωμα, έτσι ώστε με την επιβολή των κινητών φορτίων κυκλοφορίας τα βέλη να είναι πιο μικρά.

Κριτήριο για την εύρεση των δυνάμεων προέντασης είναι το αντιβέλος που εισάγεται να είναι ίσο περίπου με το βέλος των μόνιμων φορτίων. Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε ονομάζεται μέθοδος της συνεχούς δοκού. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τον αρχικό προσδιορισμό των δυνάμεων προέντασης των καλωδίων ανάρτησης 2-10 είναι η εξής:

- Αρχικά απομονώθηκε το κατάστρωμα και στις θέσεις αγκύρωσης των καλωδίων 2-10 τοποθετούνται απλές κυλίσσεις. Το στατικό σύστημα που προκύπτει είναι αυτό της συνεχούς δοκού πολλαπλών ανοιγμάτων:

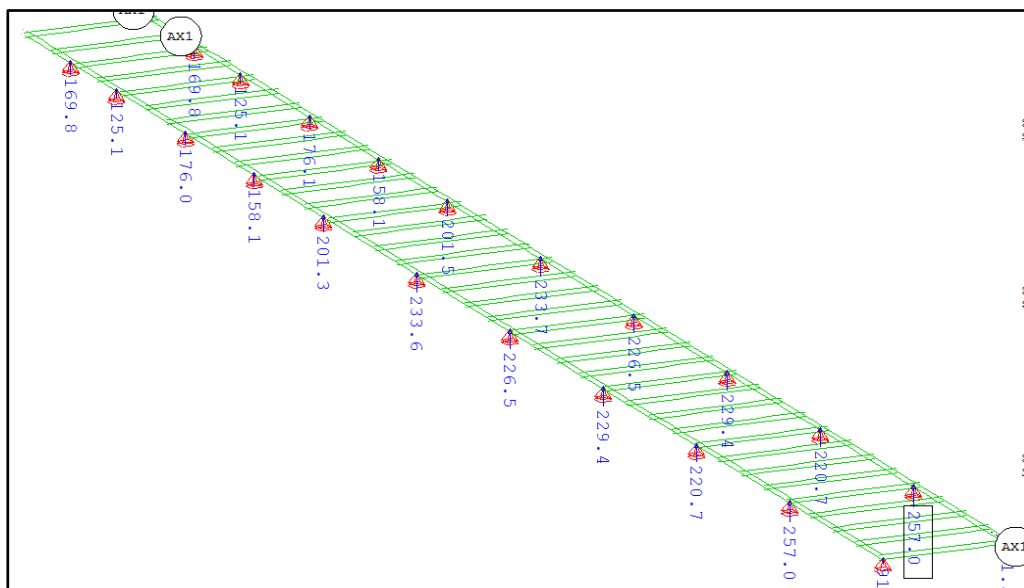


Σχήμα 4.1: Αρίθμηση και αποστάσεις καλωδίων 1-10.



Σχήμα 4.2: Στατικό προσομοίωμα για τον υπολογισμό των προεντάσεων των καλωδίων 2-10

Στην συνέχεια για την φόρτιση 1.0G υπολογίζουμε τις αντιδράσεις στήριξης:



Σχήμα 4.3: Αντιδράσεις στήριξεων για φόρτιση 1.0G

Τα καλώδια ανάρτησης αναπτύσσονται σε δύο επίπεδα καλωδίωσης, το x-z και το x-y. Επομένως τις κατακόρυφες αντιδράσεις που βρήκαμε πρέπει να τις αναλύσουμε στα δύο αυτά επίπεδα για να υπολογίσουμε την συνισταμένη δύναμη των καλωδίων. Η μετατροπή των δυνάμεων γίνεται με την εξής σχέση:

$$P = \frac{V_p}{\sin \theta_{xz} \times \cos \theta_{xy}} \quad (4.1)$$

Όπου:

V_p η κατακόρυφη αντίδραση της στήριξης

θ_{xy} η γωνία μετασχηματισμό στο επίπεδο x-y

θ_{xz} η γωνία μετασχηματισμού στο επίπεδο x-z

Παρακάτω παρατίθεται συγκεντρωτικός πίνακας με τα δεδομένα υπολογισμού και τις δυνάμεις προέντασης που υπολογίστηκαν για τα καλώδια 1-9:

	Κατακόρυφη αντίδραση V_p	Γωνία θ_{xz}	Γωνία θ_{xy}	Δύναμη προέντασης P	Τελικές δυνάμεις προέντασης
2	421.2	49.55	9.45	342.4	350
3	376.7	66.57	18.41	252.7	260
4	327.5	65.87	18.41	261.6	270
5	340.2	47.87	9.45	319.3	320
6	289.3	35.74	6.33	346.7	350
7	229.3	29.21	4.98	325.2	330
8	268.5	24.33	4.1	428.3	430
9	175.1	21.36	3.6	344.1	350
10	250	19.24	3.24	516.1	520

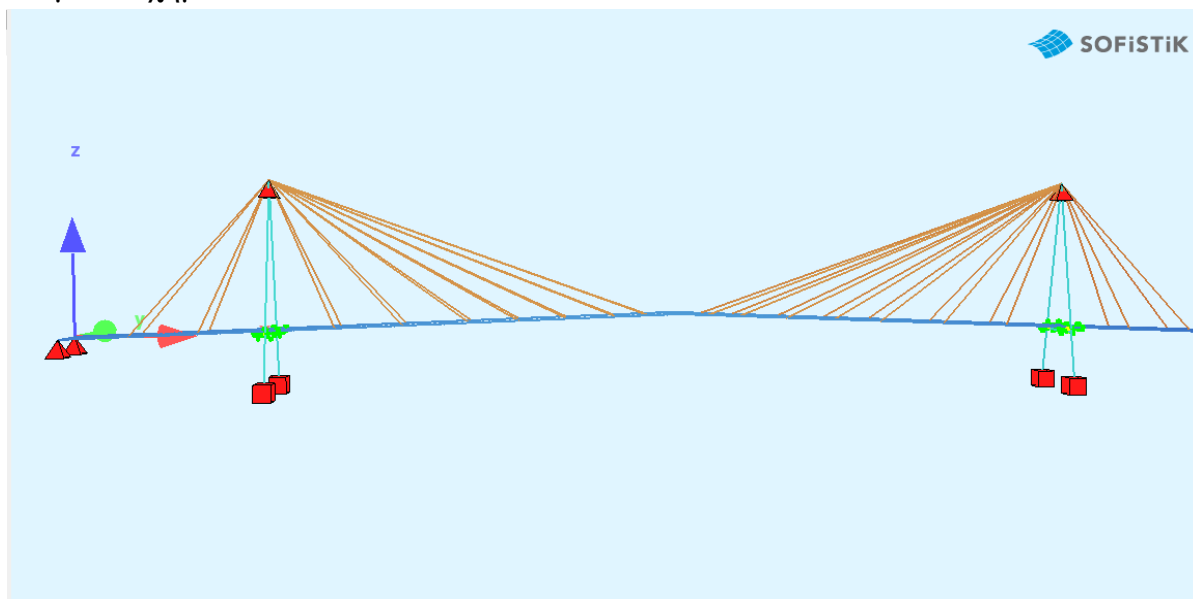
Πίνακας 4.1: Υπολογισμός δυνάμεων προέντασης από τις κατακόρυφες στηρίξεις

4.3 Υπολογισμός προέντασης καλωδίων αγκύρωσης

Στην συνέχεια, έγινε αντικατάσταση των στηρίξεων με τα αντίστοιχα καλώδια ανάρτησης και επιβλήθηκαν οι δυνάμεις προεντάσεως. Για να βρεθούν οι δυνάμεις προέντασης των καλωδίων αγκύρωσης ακολουθήσαμε την εξής διαδικασία :

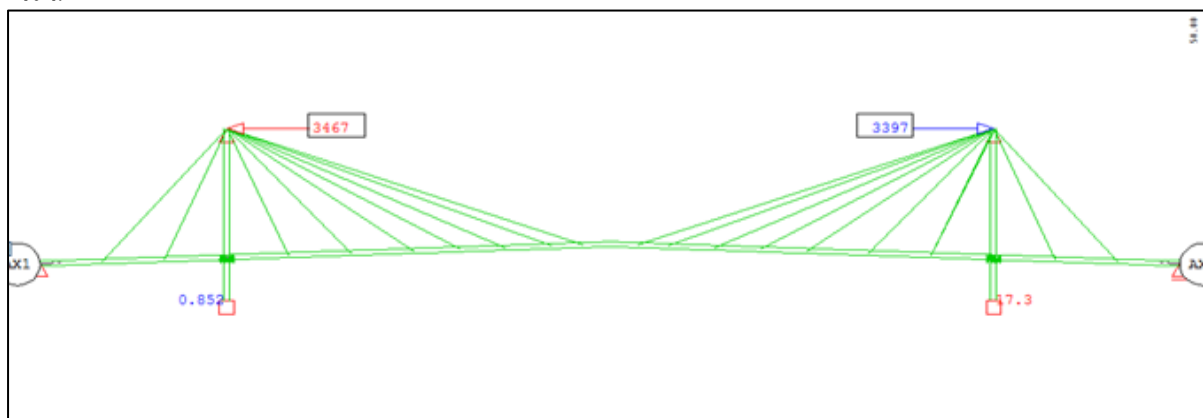
Στις θέσεις αγκύρωσης των καλωδίων ανάρτησης στους πυλώνες, τοποθετήσαμε αρθρώσεις για να υπολογίσουμε τις αντίστοιχες δυνάμεις των καλωδίων αγκύρωσης. Στόχος μας είναι οι δυνάμεις προέντασης των καλωδίων αγκύρωσης που θα προκύψουν, να είναι τέτοιες ώστε να υπάρχει ισορροπία με τις δυνάμεις προέντασης των καλωδίων ανάρτησης. Έτσι οι μετακινήσεις του πυλώνα στην διεύθυνση x θα είναι όσο το δυνατόν

μικρότερες και ο πυλώνας θα καταπονείται κυρίως αξονικά (θλίψη) και όχι καμπτικά. Απλοποιητικά έγινε η παραδοχή ότι όλα τα καλώδια αγκυρώνονται σε ένα σημείο, στο οποίο τοποθετήθηκε η άρθρωση. Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε φαίνεται στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 4.4 : Στατικό προσομοίωμα για τον υπολογισμό των δυνάμεων προέντασης των καλωδίων αγκύρωσης

Φορτίζουμε ξανά τον φορέα με τον συνδυασμό 1.0G+1.0P. Από την ανάλυση του προσομοιώματος, προέκυψε η οριζόντια δύναμη στήριξης που φαίνεται στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 4.5: Τιμές των οριζόντιων αντιδράσεων των αρθρώσεων

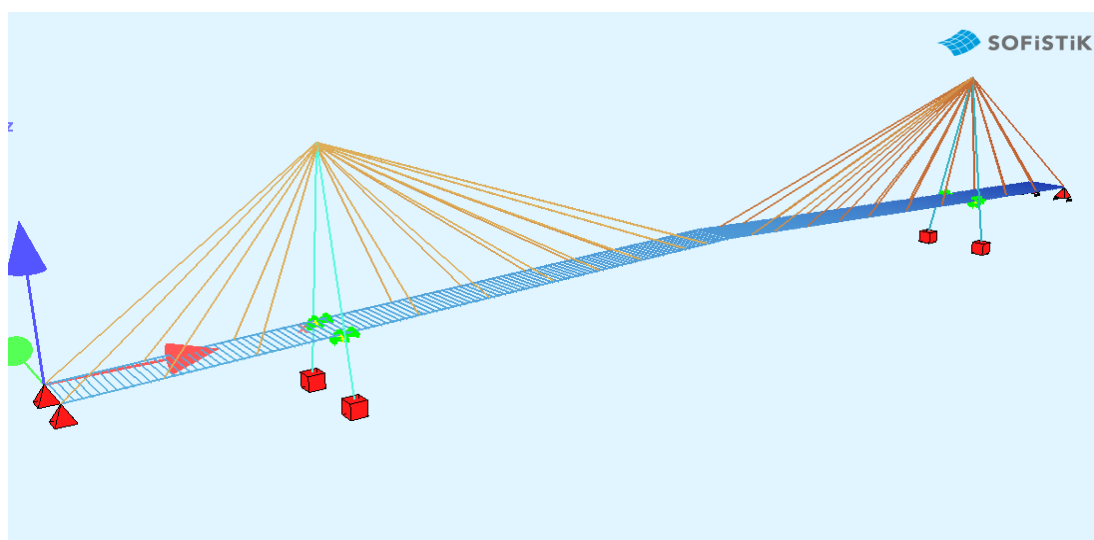
Η τιμή αυτή που προέκυψε είναι η οριζόντια συνιστώσα της δύναμης προέντασης των δύο καλωδίων αγκύρωσης, τα οποία αναπτύσσονται σε δύο επίπεδα, το x-y και x-z. Για να βρούμε την δύναμη προεντάσεως του κάθε καλωδίου, αναλύουμε την δύναμη αυτή στα δύο επίπεδα:

$$P = \frac{H}{2 \cos \theta_{xz} \cdot \cos \theta_{xy}} \quad (4.2)$$

Η δύναμη $P=2230\text{kN}$ είναι η δύναμη προέντασης καθενός από τα τέσσερα καλώδια αγκύρωσης της πεζογέφυρας. Η τελική δύναμη που προέκυψε μετά από διαδοχικές αναλύσεις στο συνολικό προσομοίωμα είναι $P=2400\text{kN}$.

4.4 Γραμμική ελαστική ανάλυση- Ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας E_{ti}

Μετά την προεκτίμηση των δυνάμεων προέντασης και των απαιτούμενων διατομών των καλωδίων, προχωρούμε σε ανάλυση του καθολικού προσομοιώματος της πεζογέφυρας για τον υπολογισμό των βελών κάμψης από τα μόνιμα και τα κινητά φορτία.



Σχήμα 4.6: Στατικό προσομοίωμα στον Animator του SOFiSTiK

Η ανάλυση θα είναι ελαστική γραμμική με την χρήση ενός κατάλληλα τροποποιημένου μέτρου ελαστικότητας. Η προσομοίωση των καλωδίων θα γίνει με truss elements (ράβδοι δικτυώματος), τα οποία δέχονται μόνο αξονικές δυνάμεις.

Γνωρίζουμε ότι η συμπεριφορά των καλωδίων υπό ένταση είναι έντονα μη γραμμική. Με την αύξηση του φορτίου και την ταυτόχρονη μείωση του βέλους λόγω του ίδιου βάρους, προκαλείται μία μη γραμμική σχέση μεταξύ του φορτίου και της μετατόπισης των άκρων του καλωδίου. Για να εξουδετερωθεί αυτή η μη γραμμικότητα, έχει προταθεί η μέθοδος του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας E_{ti} , στην οποία λαμβάνεται υπόψη η επιρροή του βέλους και της εφελκυστικής τάσης του καλωδίου, επί της μεταβλητής ακαμψίας του.

Το ισοδύναμο ή ιδεατό μέτρο ελαστικότητας του καλωδίου δίνεται από την παρακάτω έκφραση:

$$E_{ii} = \frac{E}{1 + \frac{w_i^2 \times l_i^2 \times E}{12 \times \sigma_i^3}}, \quad (4.3)$$

όπου

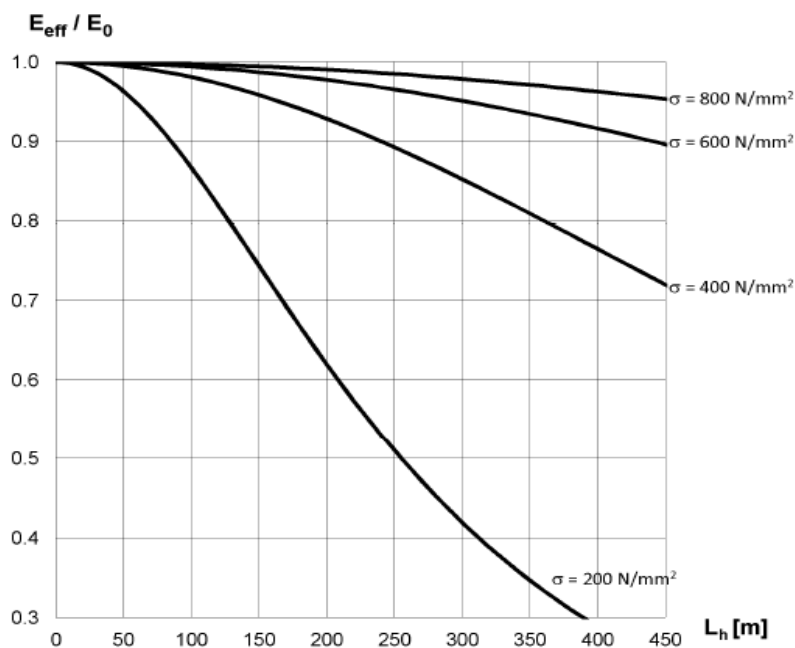
E_{ii} μειωμένο μέτρο ελαστικότητας

E το αρχικό μέτρο ελαστικότητας = 160GPa

w_i συντελεστής βάρους = $0.83 \times 10^{-4} \text{ kN/m/mm}^2$ για καλώδια τύπου full-locked

l_i η οριζόντια προβολή του μήκους των καλωδίων

σ_i η τάση που αναπτύσσεται στα καλώδια από μία φόρτιση



Σχήμα 4.7: Επίδραση της κρέμασης και της τάσης στο ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας..

Θα πρέπει να ελεγχθεί το μέτρο ελαστικότητας ώστε να διαπιστωθεί εάν θα χρειαστεί απομείωση. Αρχικά ελέγχουμε για τον ελάχιστο συνδυασμό 1.0G+1.0P. Οι υπολογισμοί γίνονται με τη σχέση 4.3 και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα:

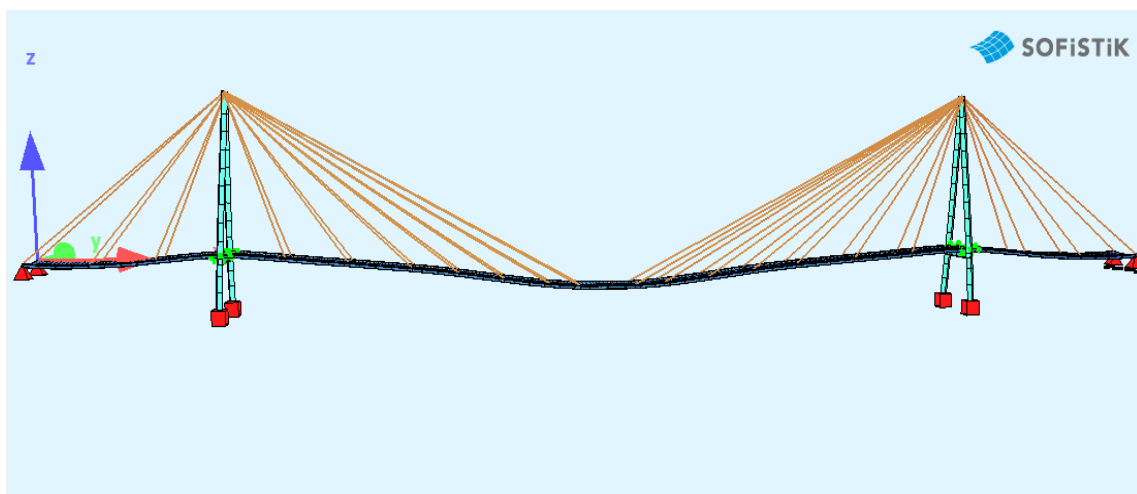
	Τελικές δυνάμεις προέντασης	Διατομή σε mm	Μήκος l σε m	Τάση σε Μpa	E_{ti}	E_{ti}
1	350	40	46.79	329.8	159999999.3	160
2	260	35	37.48	410.6	159999999.9	160
3	270	31	30.31	398.3	159999999.9	160
4	320	40	29.49	293.4	159999999.2	160
5	350	40	35.99	320.5	159999999.5	160
6	330	40	44.91	295.4	159999998.3	160
7	430	45	52.38	297.0	159999997.8	160
8	350	45	60.26	221.3	159999958.1	160
9	520	45	69.34	349.5	159999999.1	160
Αγκύρωση	2400	85	73.99	409	159999999.7	160

Πίνακας 4.2: Έλεγχος του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας για τον συνδυασμό 1.0G+1.0P

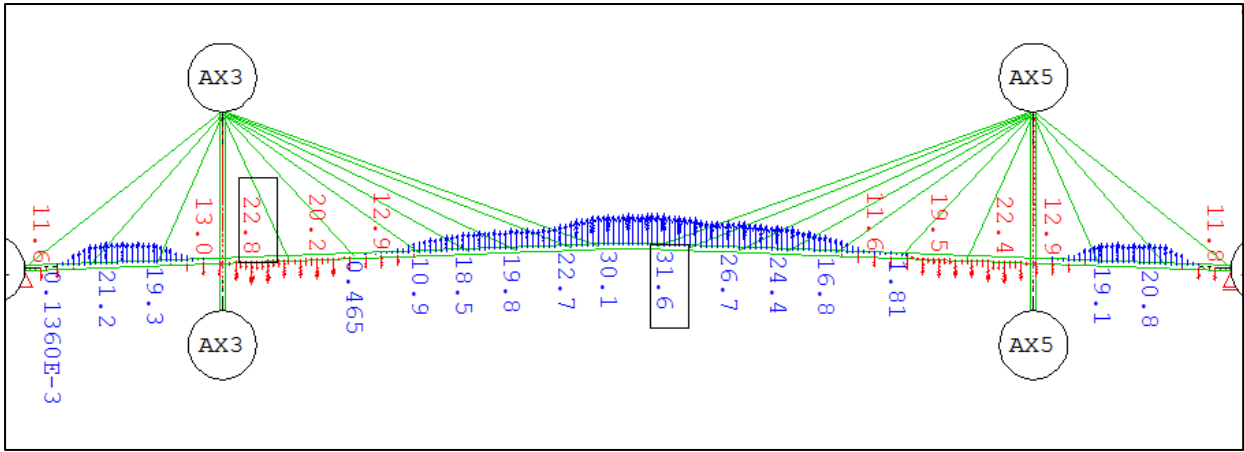
Το ελάχιστο ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας προκύπτει για το καλώδιο 8 και ισούται με $E_{ti}=159999958.1kPa$, το οποίο μπορούμε να θεωρήσουμε σχεδόν ίσο με $160GPa$, αφού η απόκλιση είναι μηδαμινή. Συμπεραίνουμε ότι το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας δεν θα χρειαστεί απομείωση για κανένα καλώδιο

4.5 Αποτελέσματα ανάλυσης- Έλεγχου

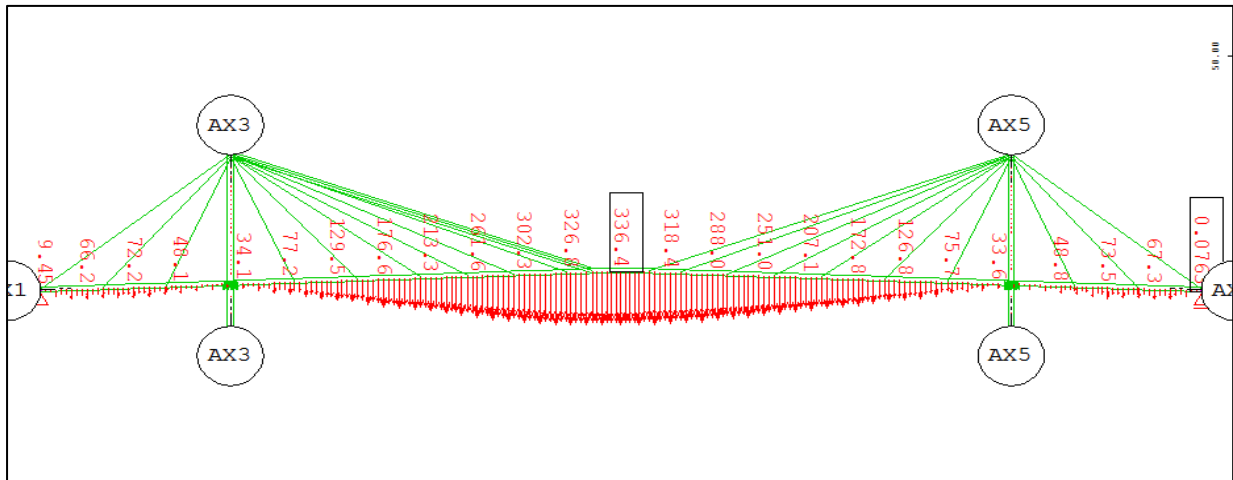
Με τη μεθοδολογία που ακολουθήσαμε για τον προσδιορισμό των προεντάσεων των καλωδίων, προσδιορίσαμε τα επιθυμητά αντιβέλη στη φάση λειτουργίας της πεζογέφυρας. Πιο συγκεκριμένα, το αντιβέλος που δίνουμε στο κατάστρωμα με την επιβολή των δυνάμεων προέντασης, είναι περίπου ίσο και αντίθετο με το βέλος που δίνουν τα μόνιμα ($G+G'$). Επομένως για την φόρτιση $G+P$, χωρίς την προσθήκη των κινητων φορτίων κυκλοφορίας, το βέλος είναι περίπου μηδενικό, προσεγγίζοντας την τελική γεωμετρία της πεζογέφυρας. Μετά από επαναλαμβανόμενες αναλύσεις καταλήξαμε στα εξής αποτελέσματα που παρουσιάζονται στα επόμενα σχήματα:



Σχήματα 4.8: Όψη της παραμορφωμένης εικόνας της πεζογέφυρας

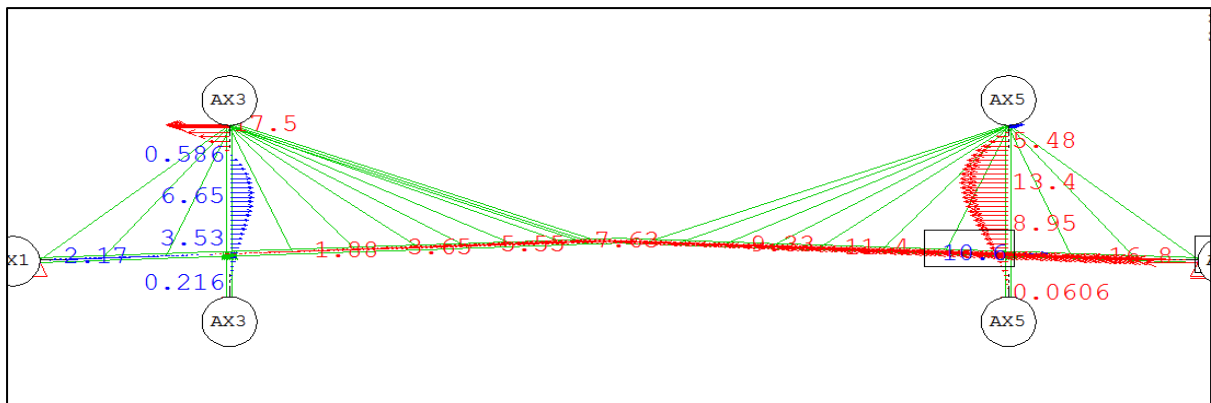


Σχήμα 4.9: Αντιβέλη λόγω μόνιμων φορτίων και προέντασης (1.0G+1.0P)

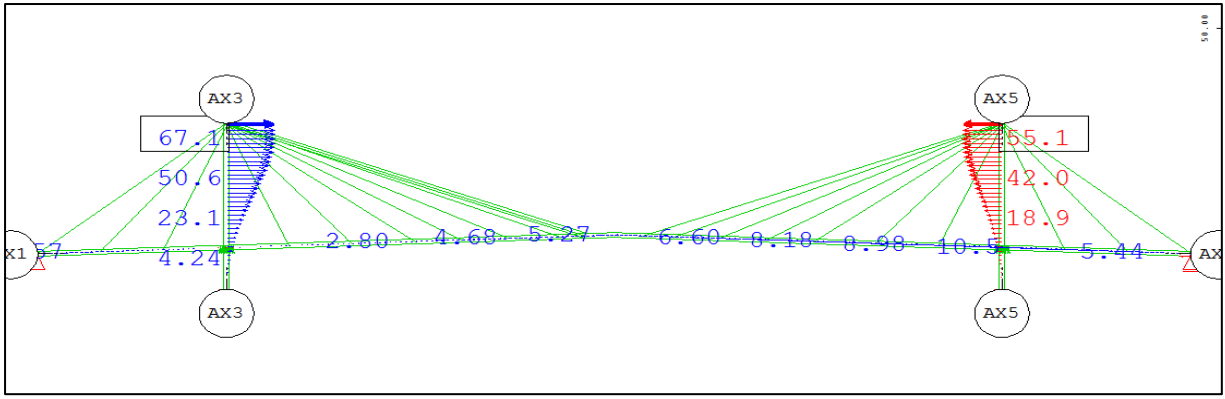


Σχήμα 4.10: Βέλη λόγω προέντασης, μόνιμων και κινητών φορτίων (1.0G+1.0Q+1.0P)

Παρατηρούμε ότι για το κεντρικό άνοιγμα των 150m το μέγιστο βέλος της πεζογέφυρας για τα κινητά φορτία κυκλοφορίας είναι 33.6cm, δηλαδή στο $1/450$, ενώ για τα ανοίγματα των 36.5 cm, το βέλος είναι 7.2cm, δηλαδή στο $1/510$. Και τα δύο βέλη βρίσκονται μέσα στα όρια λειτουργικότητας για πεζογέφυρες.

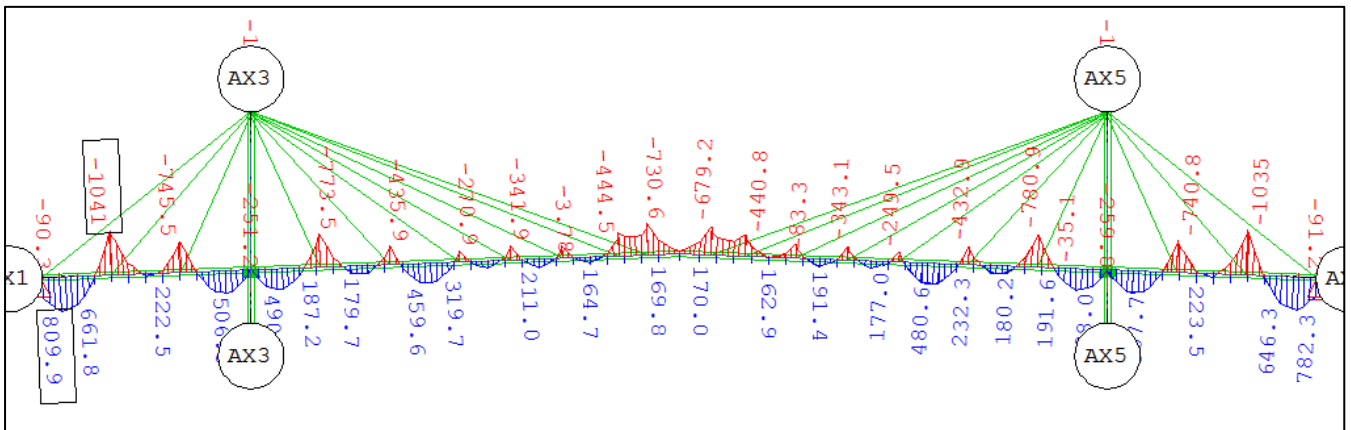


Σχήμα 4.11: Οριζόντιες μετακινήσεις πυλώνων για φόρτιση 1.0G+1.0P



Σχήμα 4.12: Οριζόντιες μετακινήσεις πυλώνων για φόρτιση 1.0G+1.0Q

Η διαφοροποίηση στις μετακινήσεις των δύο πυλώνων οφείλεται στις διαφορετικές συνθήκες στήριξης, καθώς στο ένα άκρο αγκύρωσης έχουμε άρθρωση ενώ στο άλλο κύλιση κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Οι οριζόντιες μετακινήσεις που προκύπτουν για τα κινητά φορτία κρίνονται ικανοποιητικές.



Σχήμα 4.13: Ροπές κάμψης καταστρώματος για φόρτιση 1.0G+1.0P.

Τέλος από το σχήμα 4.12 παρατηρούμε ότι το διάγραμμα ροπών κάμψης των κύριων δοκών του καταστρώματος προσομοιάζει αυτό μιας συνεχούς δοκού πολλαπλών ανοιγμάτων, το οποίο και είναι επιθυμητό.

5 Κατασκευή-Ανέγερση

5.1 Εισαγωγή

Για την μελέτη και την κατασκευή καλωδιωτών γεφυρών, θέματα που σχετίζονται με την μέθοδο κατασκευής έχουν πολύ μεγάλη σημασία, όπως και στην περίπτωση οποιασδήποτε κατασκευής αντιστοίχου μεγέθους. Συνεπώς, η επιλογή τους στατικού συστήματος και των υλικών πρέπει να γίνει σεβόμενη την κατασκευαστική διαδικασία.

Η ανάλυση που κάναμε στο προηγούμενο κεφάλαιο έγινε θεωρώντας ότι τα φορτία, είτε κινητά είτε μόνιμα, ασκούνται ταυτόχρονα στο συνολικό φορέα της πεζογέφυρας. Όμως, αυτή η θεώρηση απέχει από την πραγματικότητα, καθώς ανάλογα με την μέθοδο ανέγερσης, τα μόνιμα φορτία ασκούνται σταδιακά. Επίσης, το στατικό σύστημα της πεζογέφυρας δεν είναι σταθερό, αλλά ενδέχεται να μεταβάλλεται μέχρι την πλήρη κατασκευή του φορέα, το οποίο δεν λάβαμε υπόψη. Τέλος, ακόμη και αν οι τάσεις που υπολογίστηκαν με την προηγούμενη ανάλυση είναι μικρότερες των ορίων αστοχίας, υπάρχει περίπτωση σε κάποιο ενδιάμεσο στάδιο κατασκευής να υπερβαίνονται.

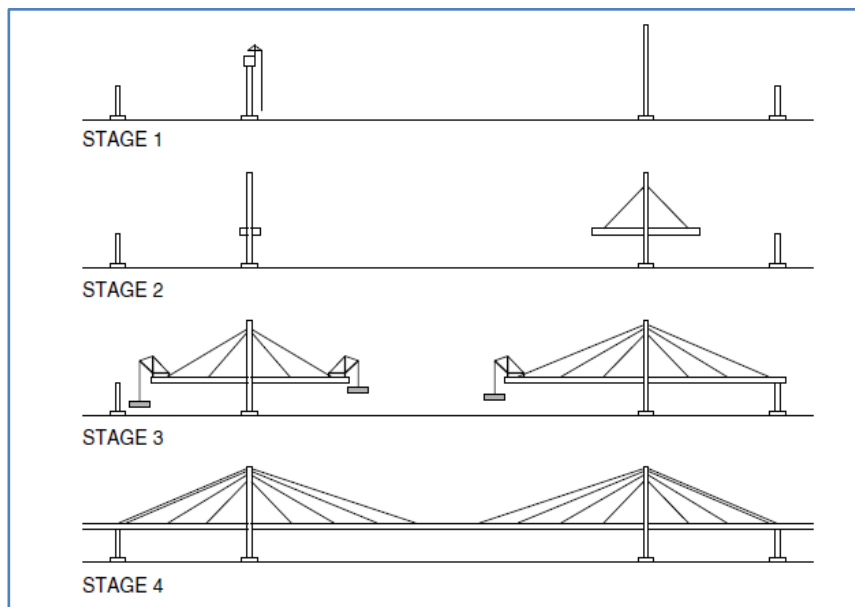
Δημιουργείται επομένως η απαίτηση για μια πιο λεπτομερή ανάλυση, η οποία θα λαμβάνει υπόψη την σταδιακή κατασκευή και φόρτιση της πεζογέφυρας. Στην ανάλυση αυτή της μεθόδου ανέγερσης, θα μπορέσουμε να παραστήσουμε λεπτομερώς την ακολουθία κατασκευής βήμα προς βήμα και την σταδιακή εφαρμογή των φορτίων. Επίσης, θα μπορέσουμε να ελέγξουμε σε κάθε στάδιο τις αναπτυσσόμενες τάσεις ώστε να είναι μικρότερες από τα επιτρεπόμενα όρια.

5.2 Μέθοδος προβολοδόμησης

Για τα ανοίγματα της τάξης μεγέθους του συγκεκριμένου έργου (150m το μέγιστο άνοιγμα), η καταλληλότερη και οικονομικότερη μέθοδος είναι της προβολοδόμησης (free-balanced cantilever method). Η μέθοδος αυτή, η οποία ενδείκνυται για την ανέγερση καλωδιωτών γεφυρών, έχει χρησιμοποιηθεί επιτυχώς σε πλήθος έργων. Η επιλογή της προβολοδόμησης σε συνδυασμό με τη χρήση προκατασκευασμένων πλακών, κρίθηκε ως η καταλληλότερη λύση καθώς επιτυγχάνεται ταχύτητα κατασκευής και αποφεύγεται η χρήση προσωρινών στηρίξεων μέσα στο πλάτος του Τάμεση, οι οποίες θα εμπόδιζαν την ομαλή ναυσιπλοΐα του ποταμού. (σημαντική απαίτηση της μελέτης χρηστότητας)



Σχήμα 5.1: Προβολοδόμηση στην Γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου «Χαρίλαος Τρικούπης».



Σχήμα 5.2: Στάδια διαδικασίας προβολοδόμησης

Η διαδικασία περιλαμβάνει τα εξής στάδια:

Στάδιο 1: Κατασκευή των πυλώνων και των τμημάτων του καταστρώματος κοντά σε αυτούς.

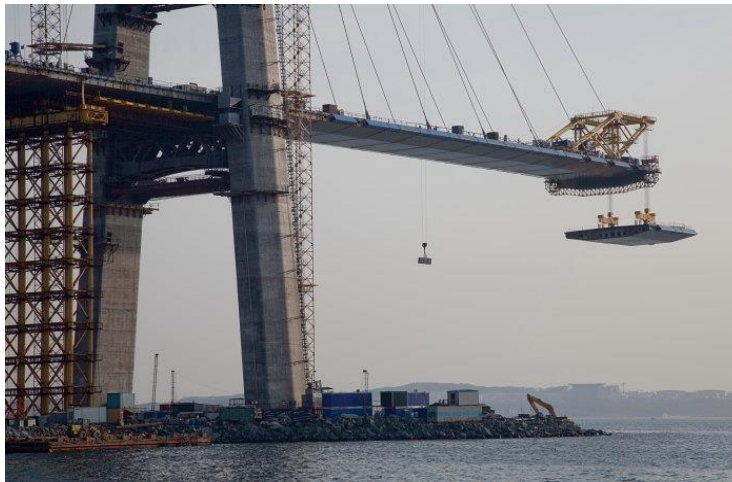
Στάδιο 2: Αρχίζει η κατασκευή των τμημάτων του καταστρώματος συμμετρικά εκατέρωθεν του πυλώνα ώστε να υπάρχει ισορροπία.

Στάδιο 3: Όσο οι πρόβολοι μεγαλώνουν σε μήκος, τα καλώδια ανάρτησης εγκαθίστανται και προεντείνονται αρχικά ώστε να ανακουφίσουν τις καμπτικές ροπές στο κατάστρωμα.

Στάδιο 4: Τα δύο τμήματα του καταστρώματος ενώνονται στη μέση του ανοίγματος και στην συνέχεια ασκούνται οι πρόσθετες μόνιμες φορτίσεις.



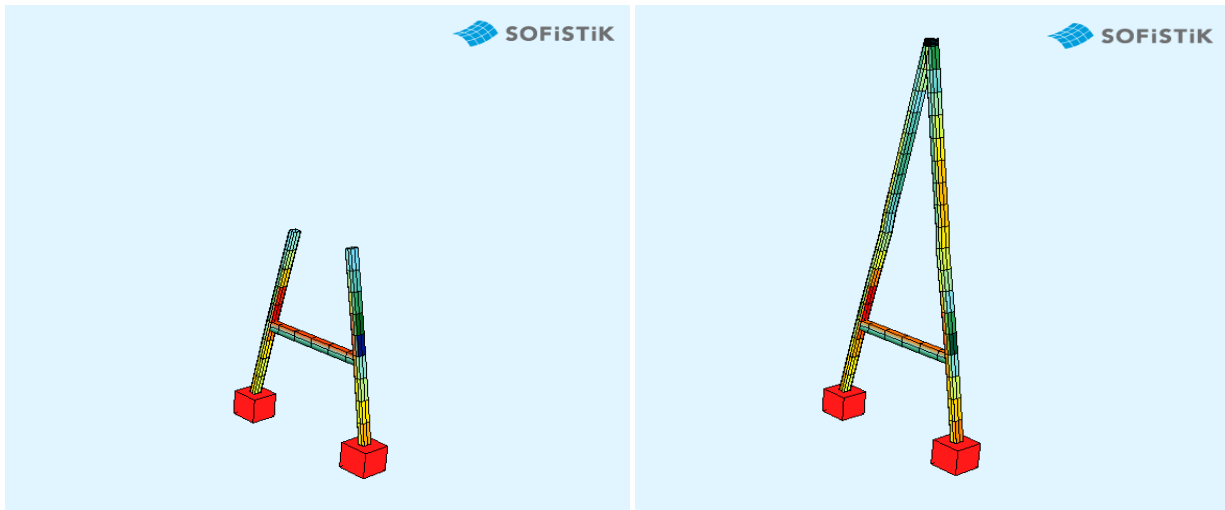
Σχήμα 5.3: Παράδειγμα φορτηγίδας μεταφοράς των διατομών.



Σχήμα 5.4: Παραδείγματα χρήσης ανυψωτικών γερανών στην προβολοδόμηση της καλωδιωτή γέφυρα Russky Bridge στην Ρωσία.

5.3 Κατασκευή των πυλώνων

Το πρώτο στάδιο της διαδικασίας ανέγερσης είναι η κατασκευή των δύο πυλώνων ύψους 37m και μορφής Α. Οι πυλώνες θα είναι από χάλυβα κατηγορίας S235 και ορθογωνικής διατομής η οποία μεταβάλλεται με το ύψος. Ο πυλώνας αποτελείται από δύο τμήματα μήκους 20m το καθένα. Κάθε τμήμα τοποθετείται στην προκαθορισμένη θέση του με τη χρήση ανυψωτικού γερανού και στην συνέχεια συγκολλείται στο προηγούμενο. Αυτή η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι την τελική καθ' ύψος κατασκευή του πυλώνα.



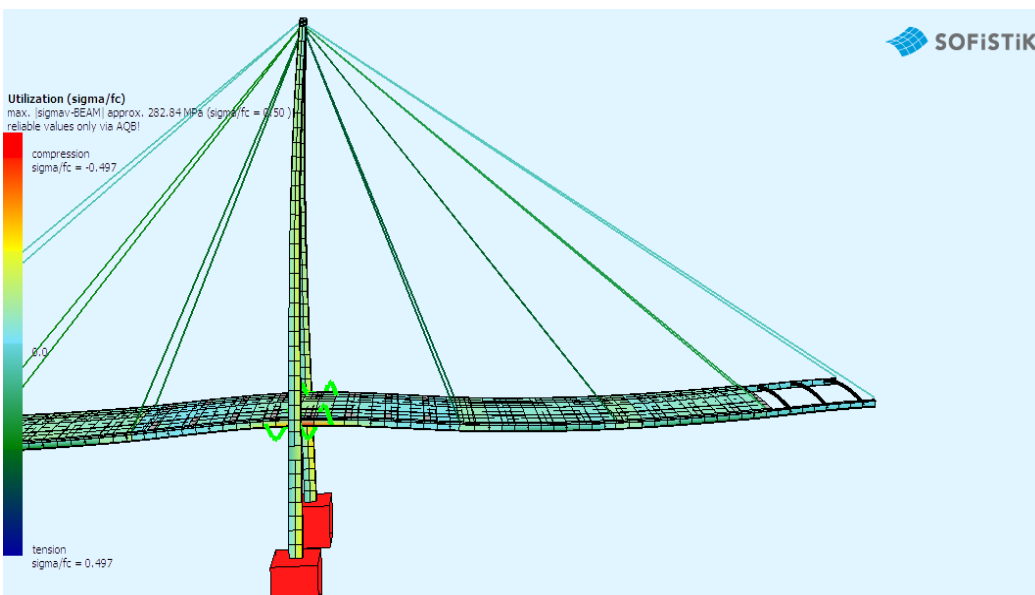
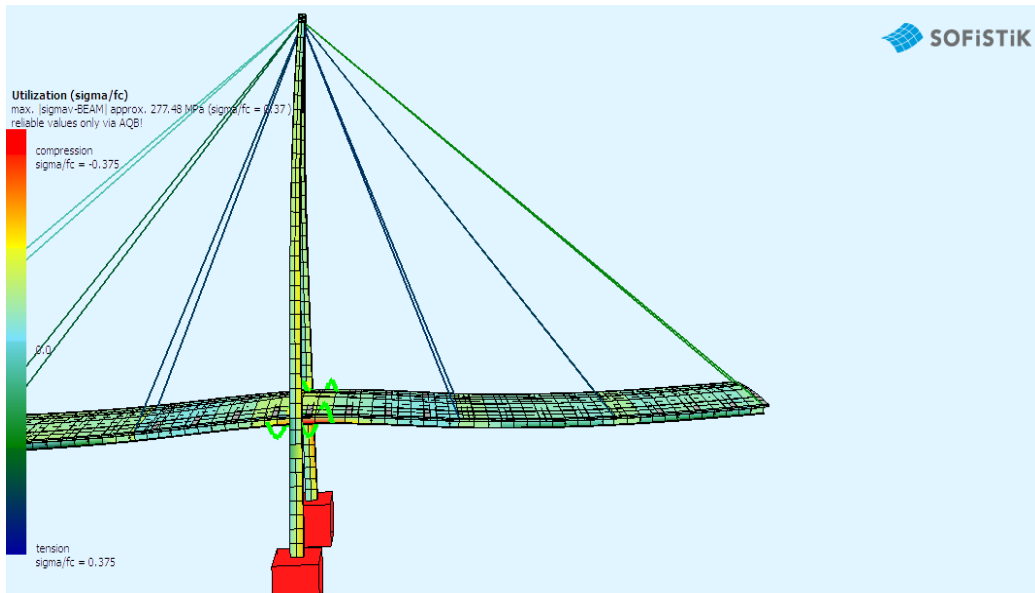
Σχήμα 5.5: Κατασκευή του πυλώνα σε δύο στάδια

5.4 Κατασκευή καταστρώματος

Το κατάστρωμα της πεζογέφυρας είναι σύμμικτο: αποτελείται από δύο μεταλλικές δοκούς συγκολλητής διατομής μορφής διπλού ταυ και μία προκατασκευασμένη πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, η οποία θα είναι διατμητικά συνδεδεμένη με τις δοκούς. Στην εγκάρσια διεύθυνση, διατάσσονται σύμμικτες διαδοκίδες ανά 3m, οι οποίες είναι επίσης μεταλλικής διατομής μορφής διπλού ταυ. Η κατασκευή του καταστρώματος θα γίνει διαδοχικά σε τμήματα μήκους 12, 9 και 6m, έτσι ώστε να συμπίπτουν με τις θέσεις αγκύρωσης των καλωδίων.

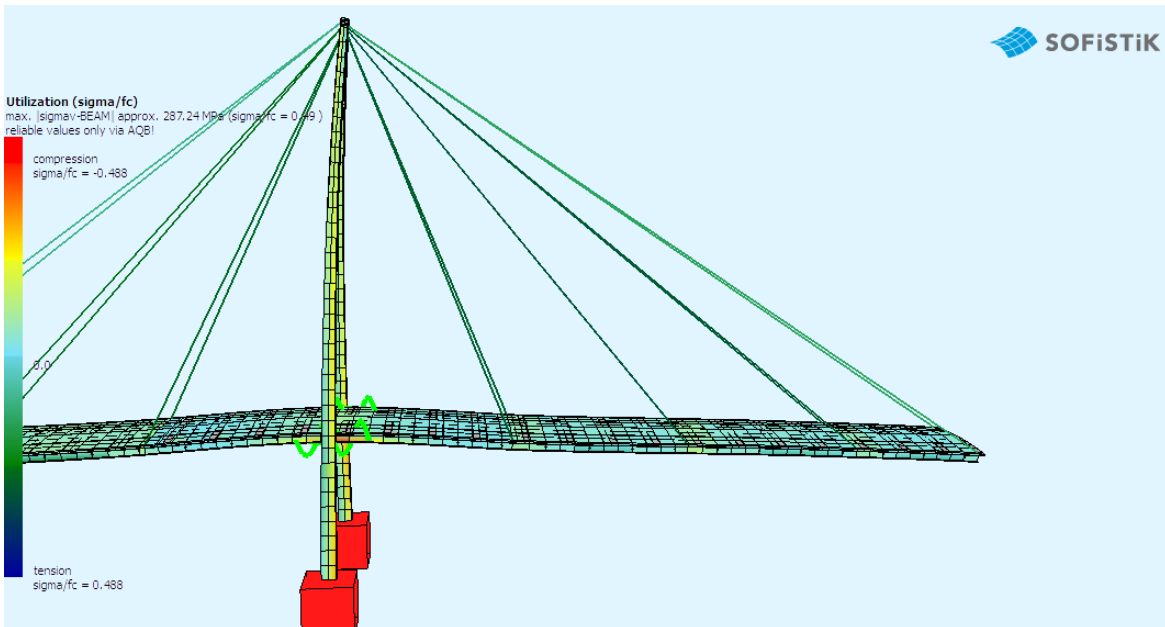
Η κατασκευή του κάθε τμήματος του καταστρώματος γίνεται σε τρία στάδια:

- Στο πρώτο στάδιο, με την χρήση ανυψωτικού γερανού γίνεται η εγκατάσταση και η σύνδεση του νέου τμήματος με το προηγούμενο. Το κάθε τμήμα αποτελείται από τις δύο κύριες μεταλλικές δοκούς και τις αντίστοιχες διαδοκίδες. Η ένωση των δύο τμημάτων των μεταλλικών δοκών γίνεται με συγκόλληση (εσωραφή πλήρους διείδυσης). Ταυτόχρονα, στο ελεύθερο άκρο κάθε τμήματος (εκτός της κλείδας) γίνεται και η αγκύρωση του αντίστοιχου καλωδίου. Καθ' όλη τη διάρκεια αυτού του σταδίου, το ίδιο βάρος καθώς και οποιοδήποτε άλλο φορτίο ασκείται στο κατάστρωμα, παραλαμβάνεται εξ' ολοκλήρου από τις δύο χαλύβδινες κύριες δοκούς.



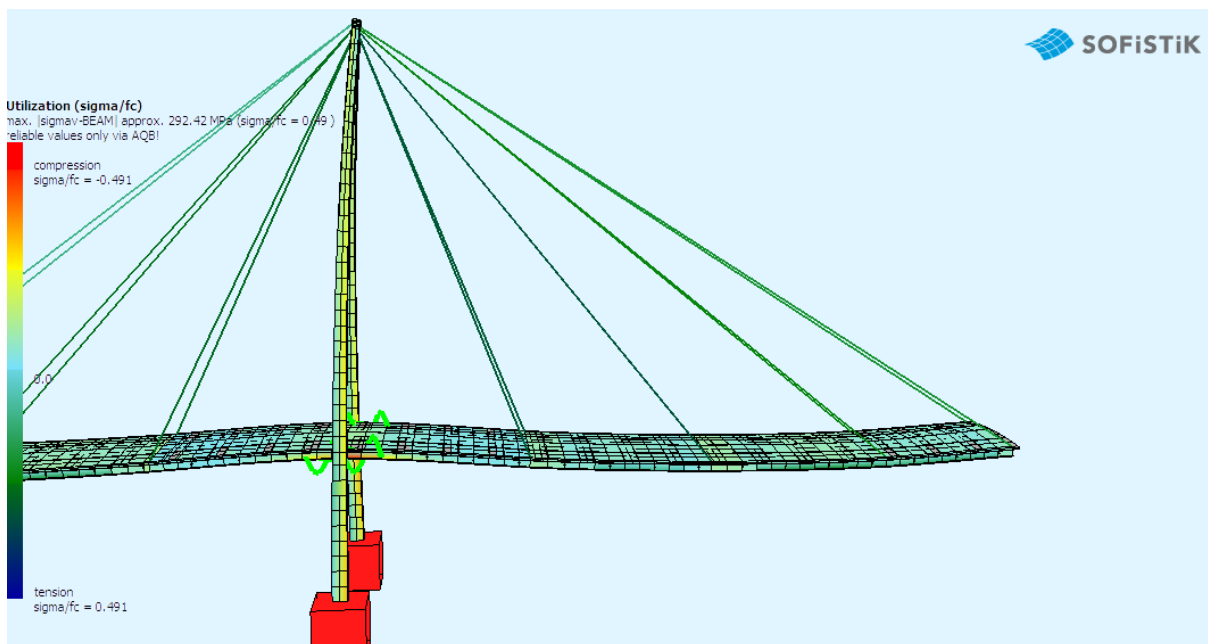
Σχήματα 5.6 και 5.7: Στάδιο 1 κατασκευής του καταστρώματος.

- Στο δεύτερο στάδιο, γίνεται η εγκατάσταση της πλακας σκυροδέματος, με την ανύψωση των προκατασκευασμένων τμημάτων με την χρήση των γερανών. Η μέγιστη ανυψωτική δύναμη που απαιτείται είναι ίση με 35 τόνους. Η πλάκα συνδέεται διατμητικά με τις μεταλλικές δοκούς με την χρήση διατμητικών ήλων. Σε όλη τη διάρκεια αυτού του σταδίου και έπειτα, το κατάστρωμα παραλαμβάνει τα διάφορα φορτία μέσω της σύμμικτης λειτουργίας.



Σχήμα 5.8: Τοποθέτηση της πλάκας σκυροδέματος και σύνδεση με τις δοκούς.
 (Στάδιο 2)

- Στο τρίτο στάδιο, πραγματοποιείται η προένταση των καλωδίων στο άκρο του νέου τμήματος. Στο στάδιο αυτό πραγματοποιείται ένα μέρος της συνολικής προέντασης των καλωδίων (30-40%), ώστε να ανακουφιστεί το κατάστρωμα από την ανάπτυξη μεγάλων καμπτικών ροών. Το υπόλοιπο μέρος γίνεται μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής όλου του καταστρώματος, πριν την επιβολή των πρόσθετων μόνιμων φορτίων. Με την εφαρμογή της προέντασης γίνεται η εισαγωγή του αντιβέλους στον φορέα.



Σχήμα 5.9: Προένταση των καλωδίων (Στάδιο 3).

5.5 Εφαρμογή της προβολοδόμησης στο συγκεκριμένο έργο

Στην ενότητα αυτή θα περιγράψουμε τη διαδικασία εφαρμογής της προβολοδόμησης στην πεζογέφυρα Nine Elms-Pimlico. Η ανάλυση της ανέγερσης της πεζογέφυρας έγινε με την χρήση του προγράμματος Construction Stage Manager (CSM) του SOFiSTiK. Με το CSM τα στάδια κατασκευής και τα προβλήματα ανάλυσης ερπυσμού και συστολής ξήρανσης, ανάλογα με την ηλικία του σκυροδέματος, μπορούν να οριστούν και να ελεγχθούν με εύκολο τρόπο. Αν οι φάσεις κατασκευής ορισθούν ξεχωριστά η μία από την άλλη και όχι μέσω του CSM, τότε αγνοούμε την αλληλουχία των φάσεων κατασκευής και την ανακατανομή των τάσεων από προϋπάρχουσες εντατικές καταστάσεις.

Η μελέτη της διαδικασίας ανέγερσης στο CSM έγινε θεωρώντας μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας (GNA-Geometrical Nonlinear Analysis) έτσι ώστε να ληφθούν υπόψη τόσο η μη γραμμική συμπεριφορά των καλωδίων όπως και τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης του καταστρώματος και του πυλώνα. Επίσης χρησιμοποιήσαμε την ρύθμιση precamber analysis με την οποία είναι δυνατός ο υπολογισμός της απαραίτητης προκύρτωσης (precamber) κάθε τμήματος του καταστρώματος ώστε με την επιβολή των μόνιμων φορτίων και της προέντασης, τα βέλη κάμψης να είναι σχεδόν μηδενικά.

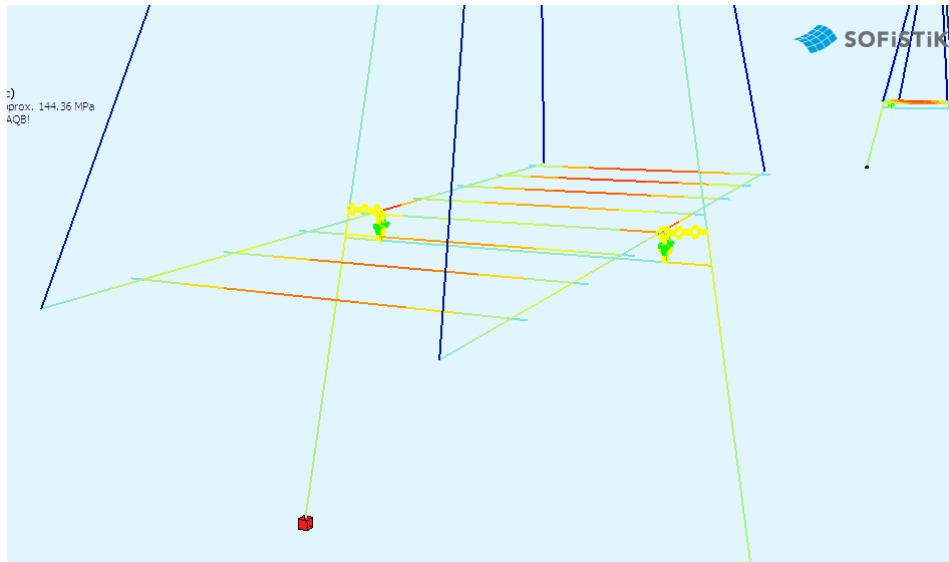
Ο υπολογισμός των αντίστοιχων συντελεστών έγινε με το υποπρόγραμμα AQB. Τα φορτία που επηρεάζονται είναι τα ίδια βάρη και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία. Ο ερπυσμός και η συστολή ξηράνσεως του σκυροδέματος υπολογίστηκαν για όλα τα στάδια κατασκευής ξεχωριστά και για την πάροδο $t=30.000$ ημερών από τα άνοιγμα της πεζογέφυρας.



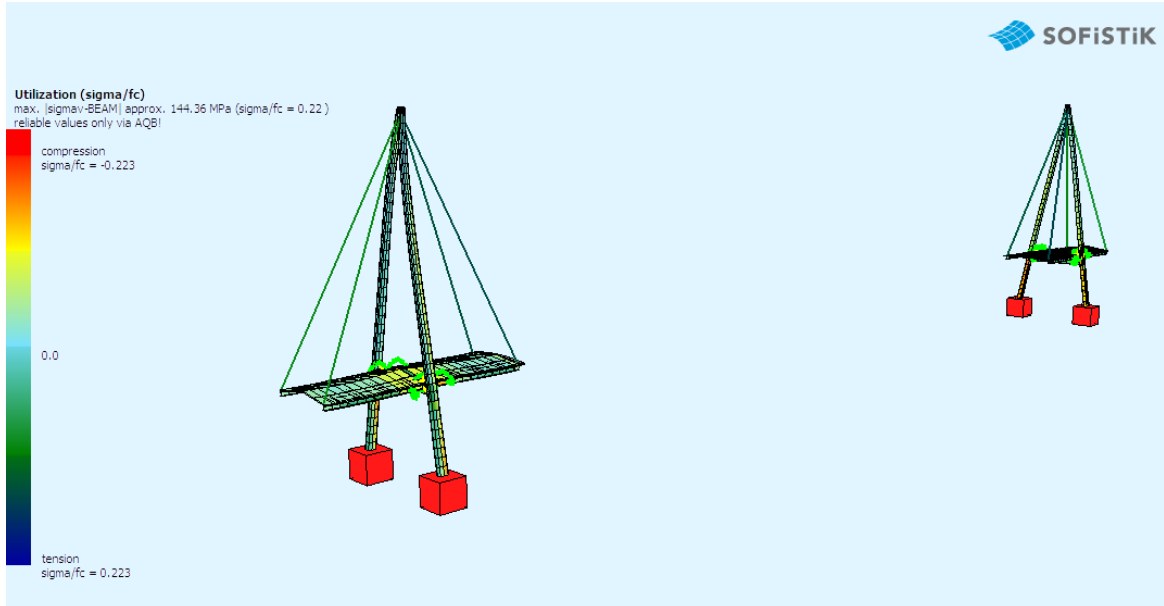
Σχήματα 5.10: Κατασκευή των δύο πυλώνων

Με την ολοκλήρωση των πυλώνων ξεκινά η κατασκευή του καταστρώματος. Κάθε τμήμα του καταστρώματος θα κατασκευαστεί και θα τοποθετηθεί με την διαδικασία που περιγράφεται στην ενότητα 5.4. Η ανέγερση θα γίνει με την συμμετρική κατασκευή του καταστρώματος εκατέωθεν των πυλώνων μέχρι να τοποθετηθεί το τμήμα που συνδέεται με τις ακραίες στηρίξεις.

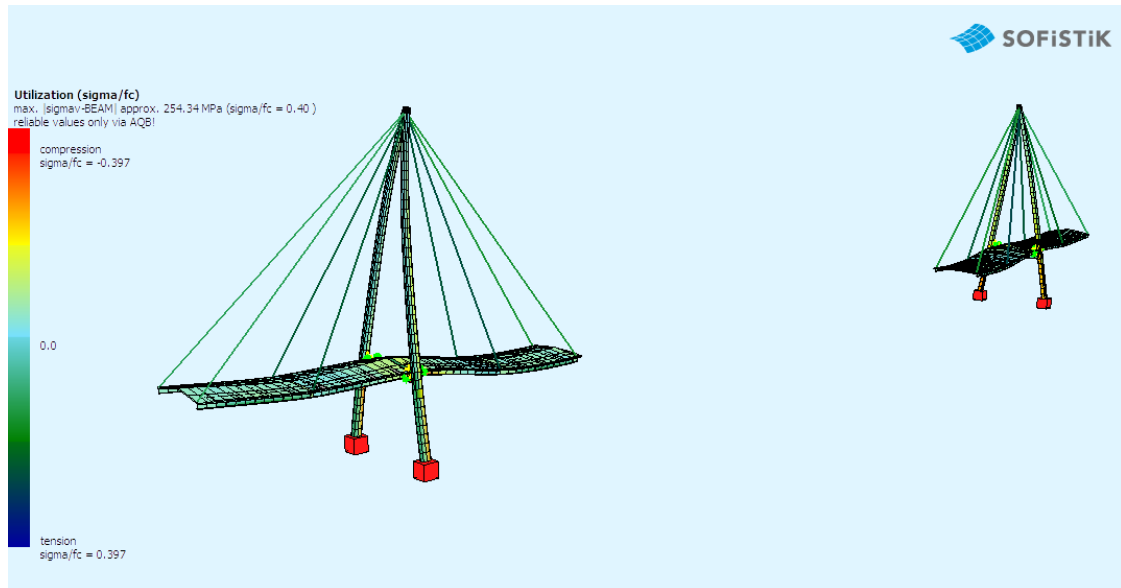
Στην φάση αυτή, μέχρι να τοποθετηθούν τα τμήματα που εδράζονται στις ακραίες στηρίξεις, είναι απαραίτητη η μονολιθική σύνδεση του καταστρώματος με τους πυλώνες για να εξασφαλιστεί η ευστάθεια κατά την προβολοδόμηση. Η μονολιθική αυτή σύνδεση καταστρώματος-δοκού έδρασης περιορίζει όλες τις μετακινήσεις και τις στροφές και αφαιρείται μετά την τοποθέτηση των τμημάτων 1,6 και την προένταση των αντίστοιχων καλωδίων.



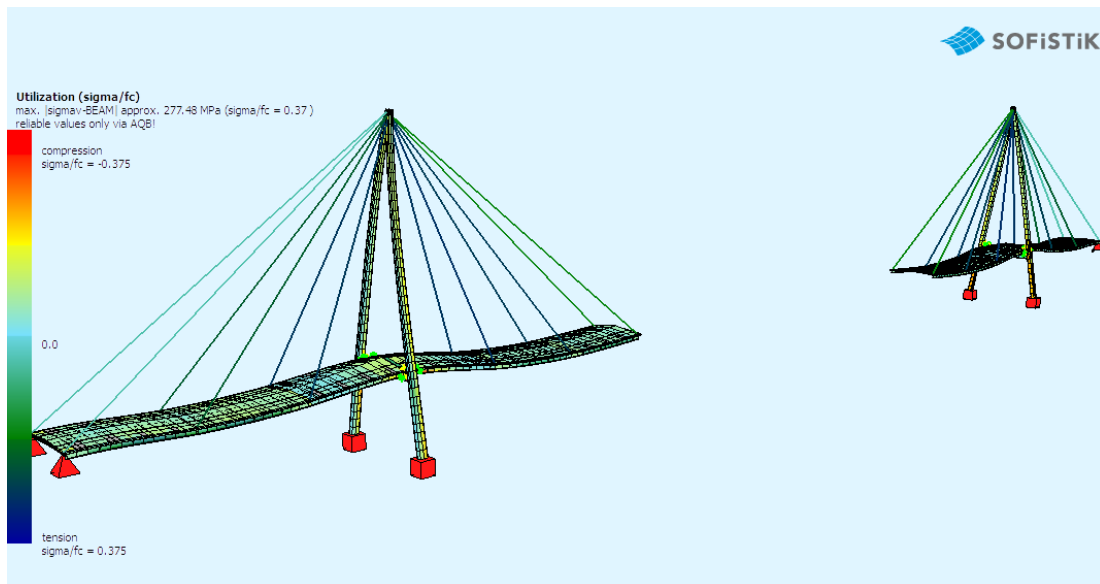
5.11: Μονολιθική σύνδεση καταστρώματος πυλώνα. Προσομοίωση με άκαμπτο στοιχείο.



Σχήμα 5.12: Τοποθέτηση των τμημάτων 3,4

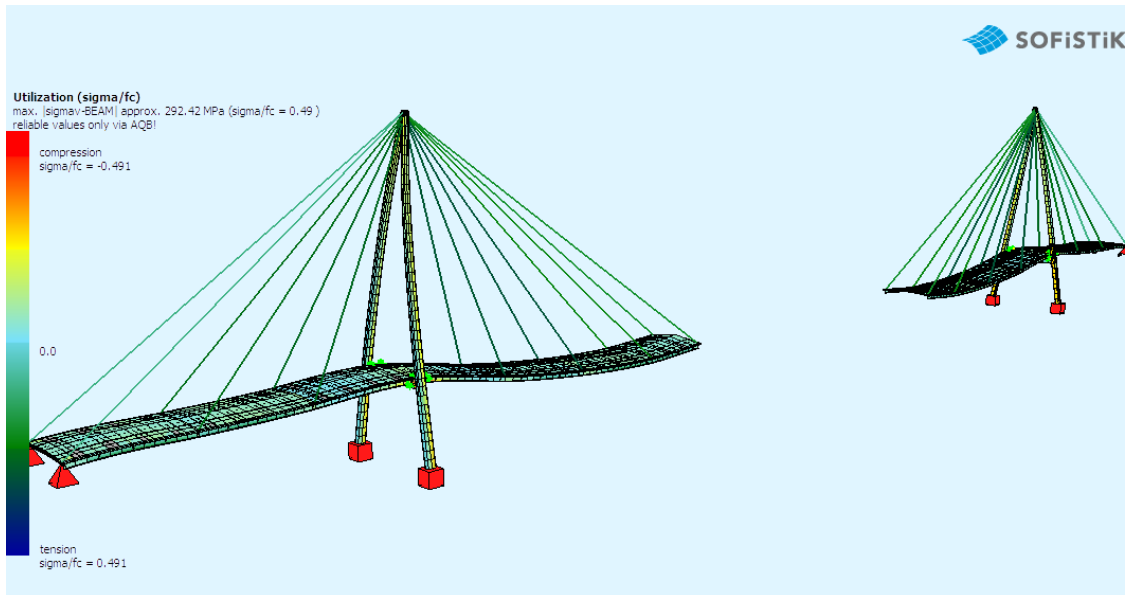


Σχήμα 5.13: Τοποθέτηση των τμημάτων 2,5

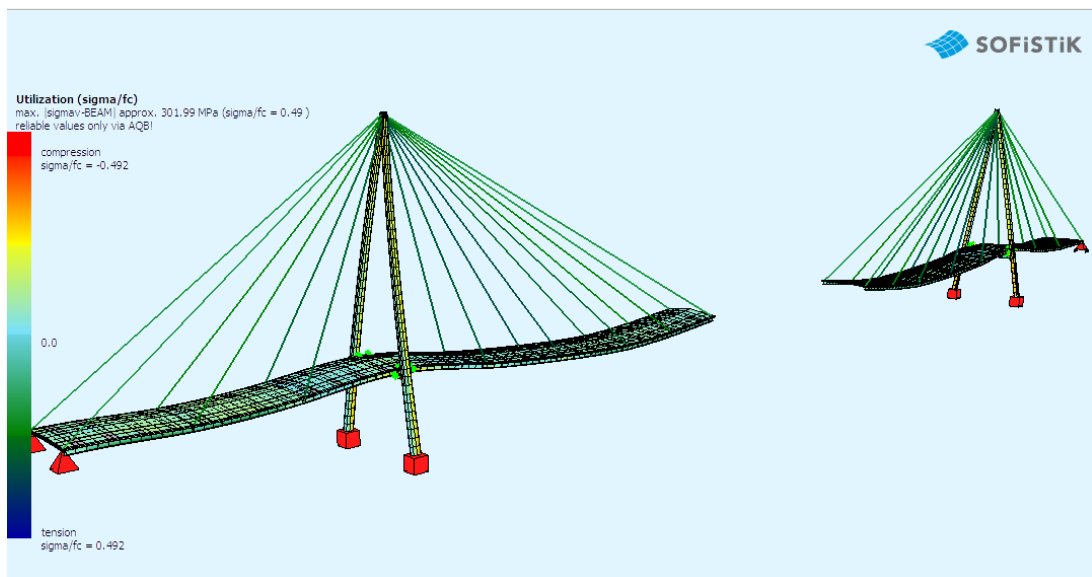


Σχήμα 5.14: Τοποθέτηση των τμημάτων 1,6

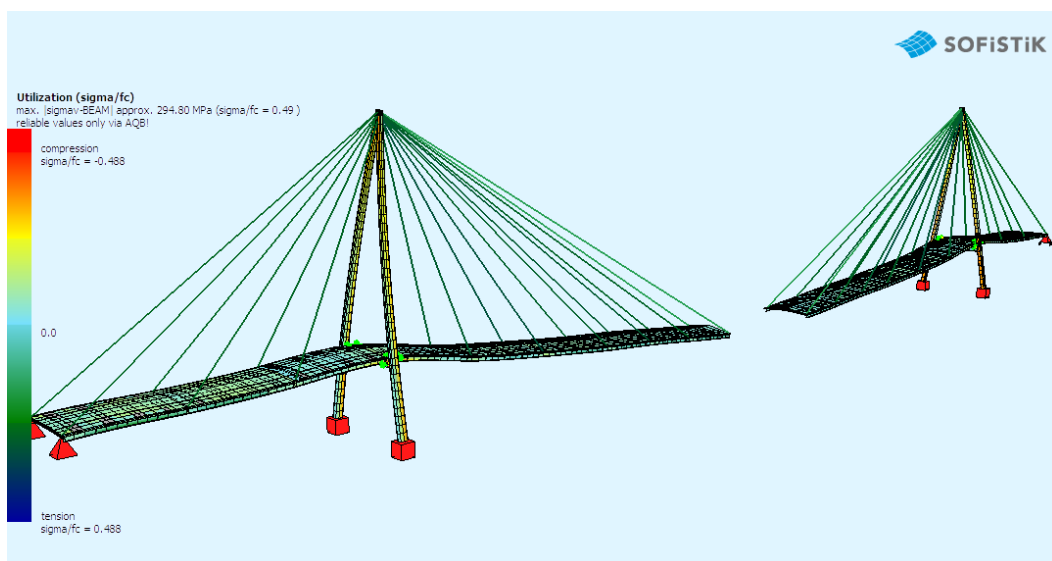
. Στην συνέχεια κατασκευάζονται τα τμήματα του μεσαίου ανοίγματος μέχρι την ένωση των δύο τμημάτων της γέφυρας στο μέσον. Κατά την προένταση των καλωδίων ανάρτησης για κάθε ένα τμήμα που τοποθετείται, προεντείνονται σε ένα ποσοστό και τα καλώδια αγκύρωσης, ώστε ο πυλώνας να ισορροπεί όσο είναι δυνατόν και οι οριζόντιες μετακινήσεις της κορυφής του να είναι μικρές.



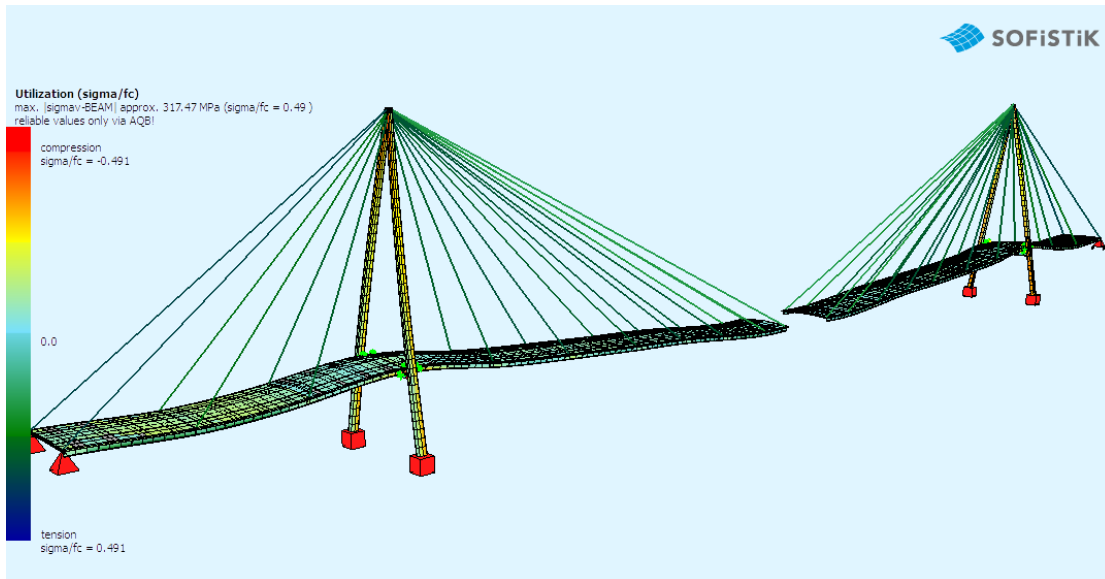
Σχήμα 5.15: Τοποθέτηση του τμήματος 7



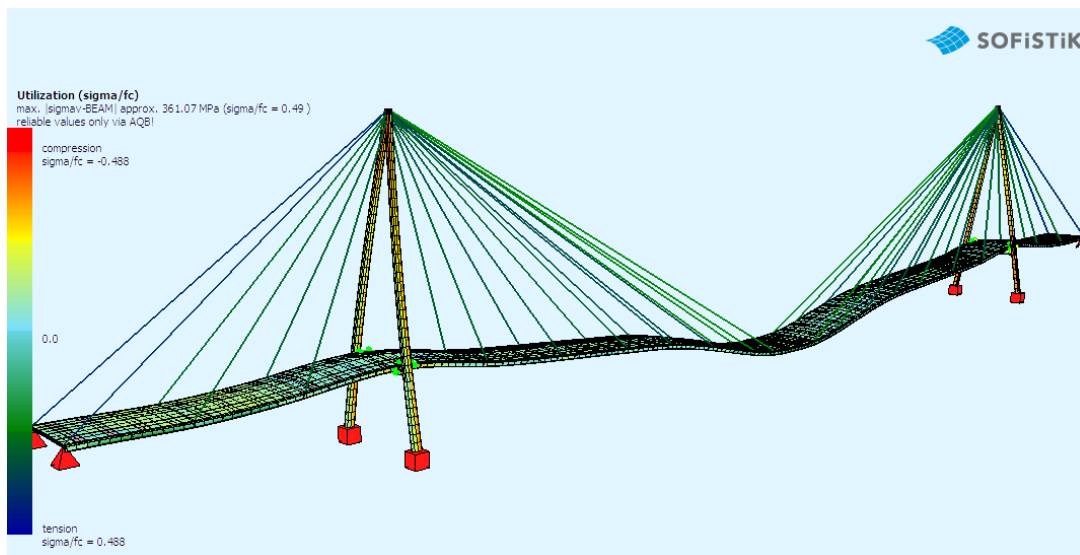
Σχήμα 5.16: Τοποθέτηση του τμήματος 8



Σχήμα 5.17: Τοποθέτηση του τμήματος 9

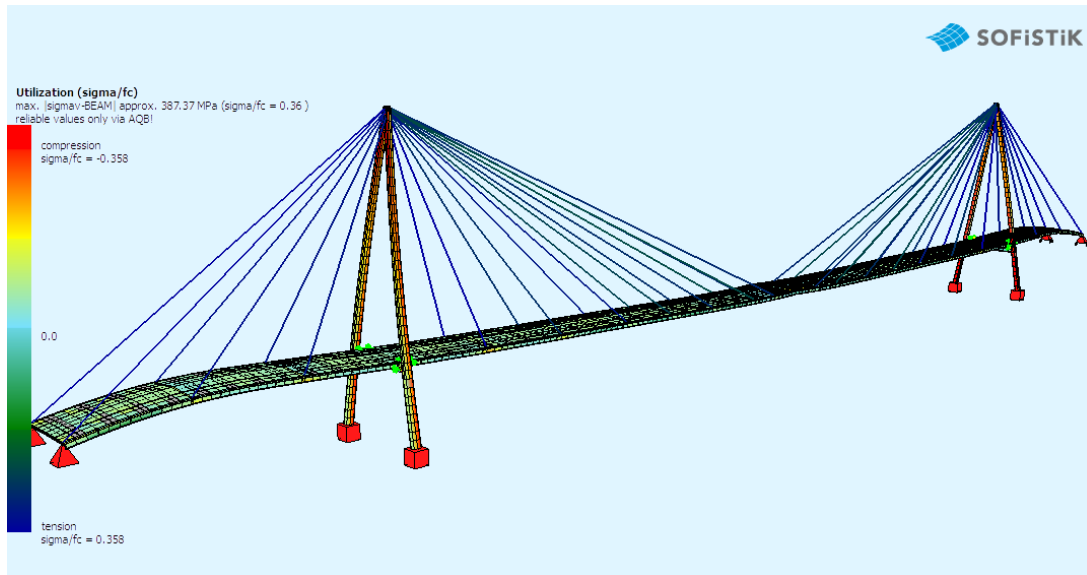


Σχήμα 5.18: Τοποθέτηση του τμήματος 10



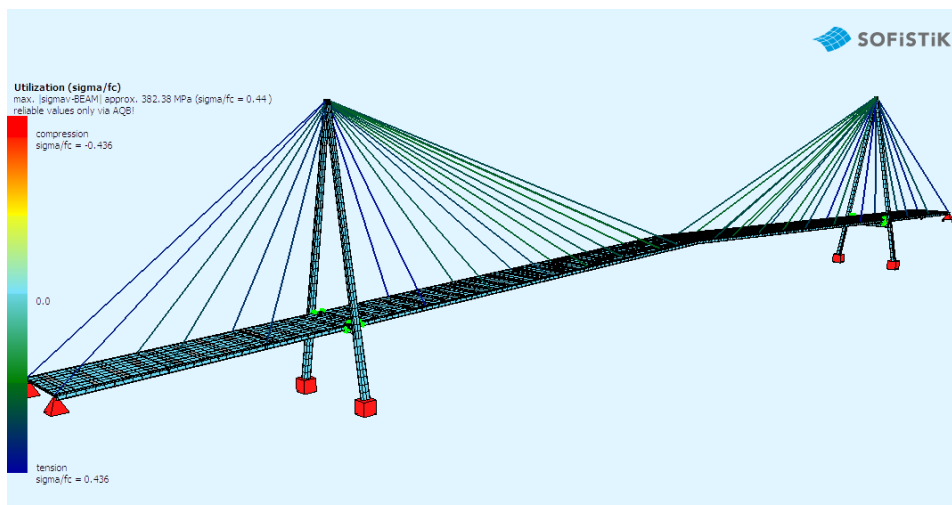
Σχήμα 5.19: Τοποθέτηση του τμήματος 11 (κλείδα)

Μετά την ένωση των δύο τμημάτων του καταστρώματος, ασκούνται οι υπόλοιπες δυνάμεις προέντασης των καλωδίων ανάρτησης και αγκύρωσης. Με την προένταση των καλωδίων δίνουμε το απαραίτητο αντιβέλος πριν την επιβολή των πρόσθετων μόνιμων φορτίων. Το αντιβέλος που δίνεται φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



Σχήμα 5.20: Προένταση καλωδίων ανάρτησης και αγκύρωσης.

Μετά την εισαγωγή του αντιβέλους, ακολουθεί η επιβολή των πρόσθετων μόνιμων φορτίων. Πρόσθετα μόνιμα φορτία στην περίπτωση της πεζογέφυρας είναι η εγκατάσταση των κιγκλιδωμάτων, του μηχανολογικού εξοπλισμού, των τελειωμάτων επιφανειών κλπ.



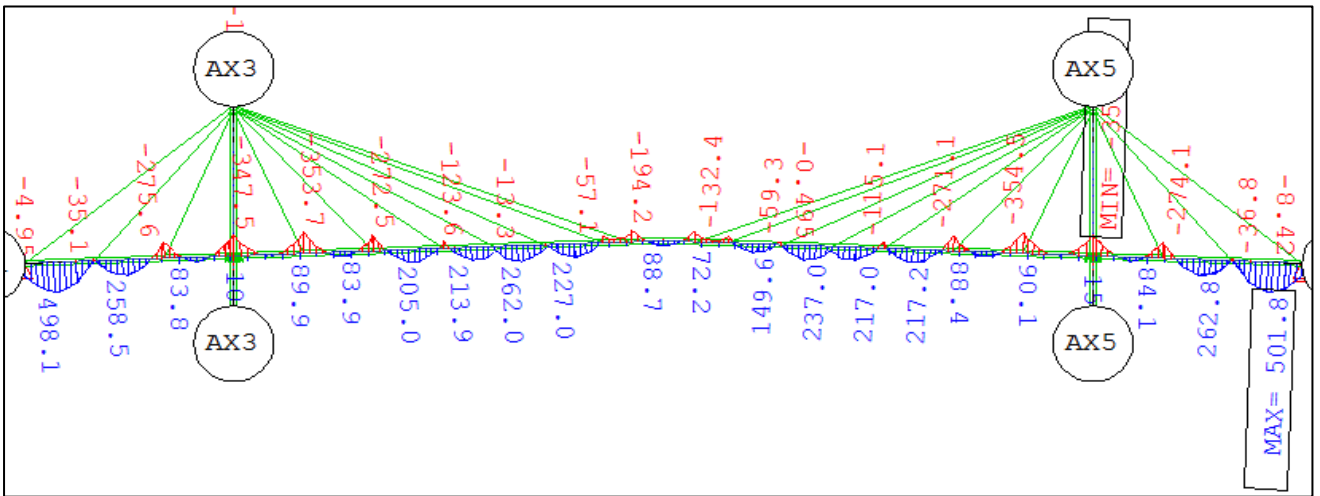
Σχήμα 5.21: Επιβολή πρόσθετων μόνιμων φορτίων και τελική γεωμετρική διάταξη της πεζογέφυρας

5.6 Αποτελέσματα-Παρατηρήσεις

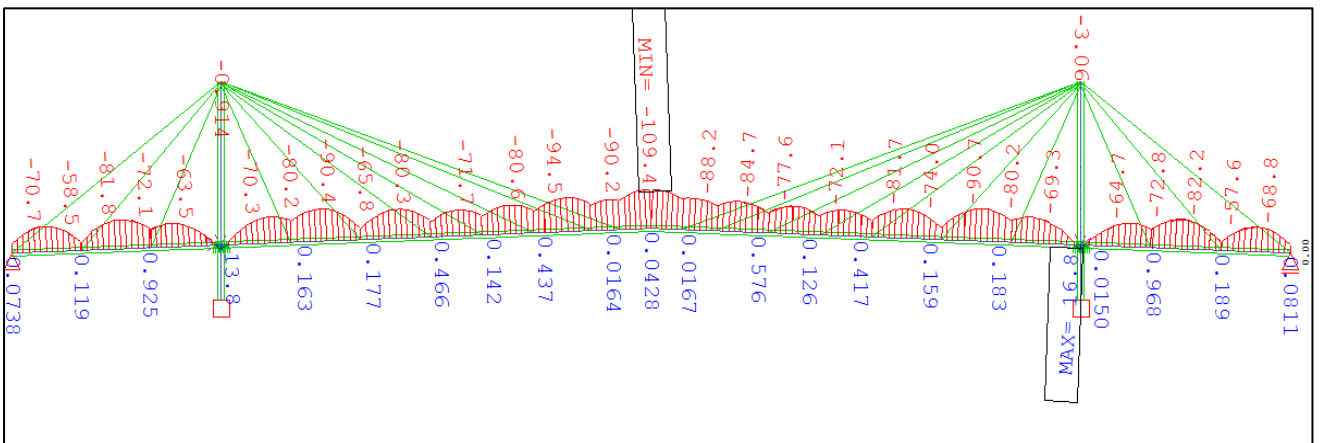
Είδαμε προηγουμένως ότι στην εγκατάσταση των τμημάτων, ασκήθηκε αρχικά ένα μικρό ποσοστό (της τάξης του 30%) της συνολικής προέντασης των καλωδίων και το υπόλοιπο ποσοστό μετά την ολοκλήρωση του καταστρώματος. Αυτό έγινε ώστε το διάγραμμα ροπών κάμψης του καταστρώματος για τα μόνιμα φορτία να έχει την

επιθυμητή μορφή του διαγράμματος ροπών μια συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.

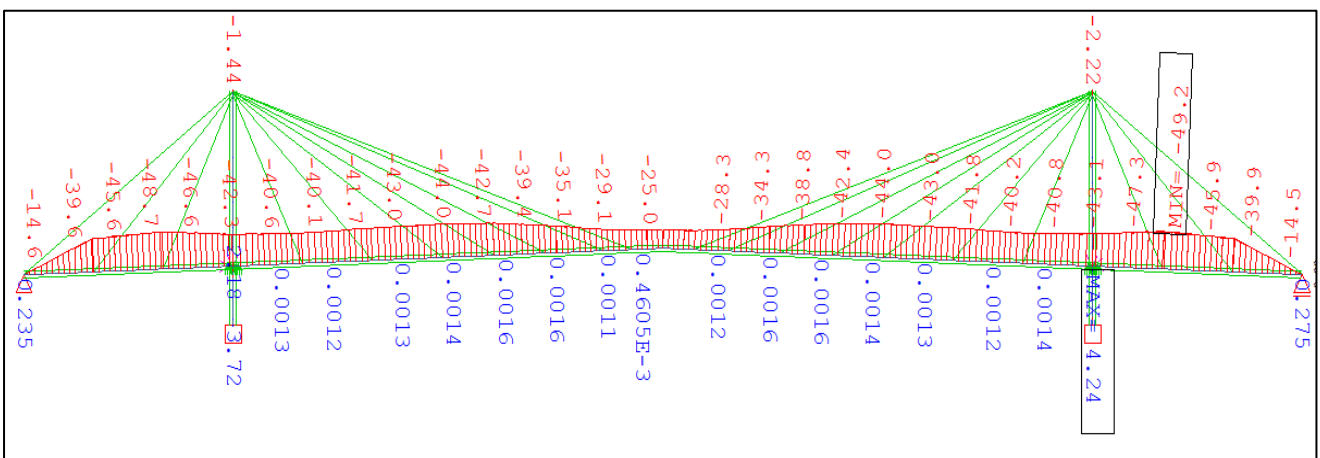
Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται η επίδραση του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης στο διάγραμμα ροπών κάμψης.



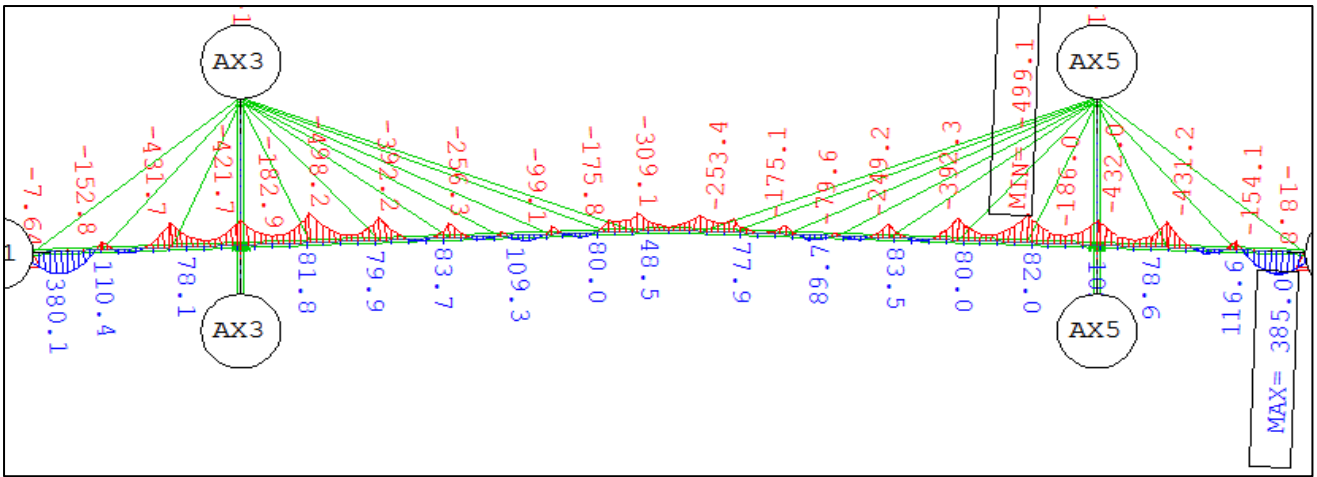
Σχήμα 5.22: Διάγραμμα ροπών κάμψης M_y με την ολοκλήρωση της κατασκευής



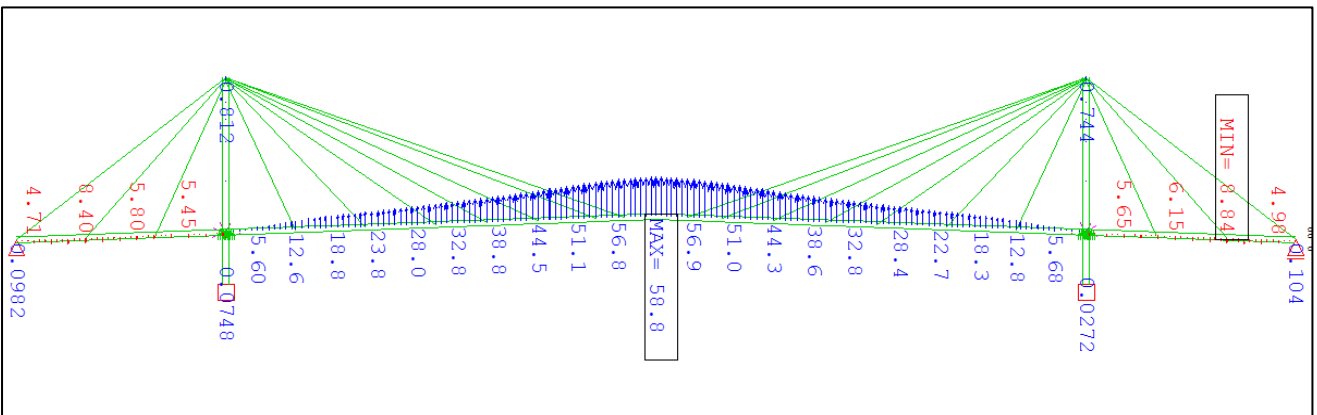
Σχήμα 5.23: Πρόσθετες ροπές κάμψης λόγω ερπυσμού/συστολής ξήρανσης στις 5.000 ημέρες



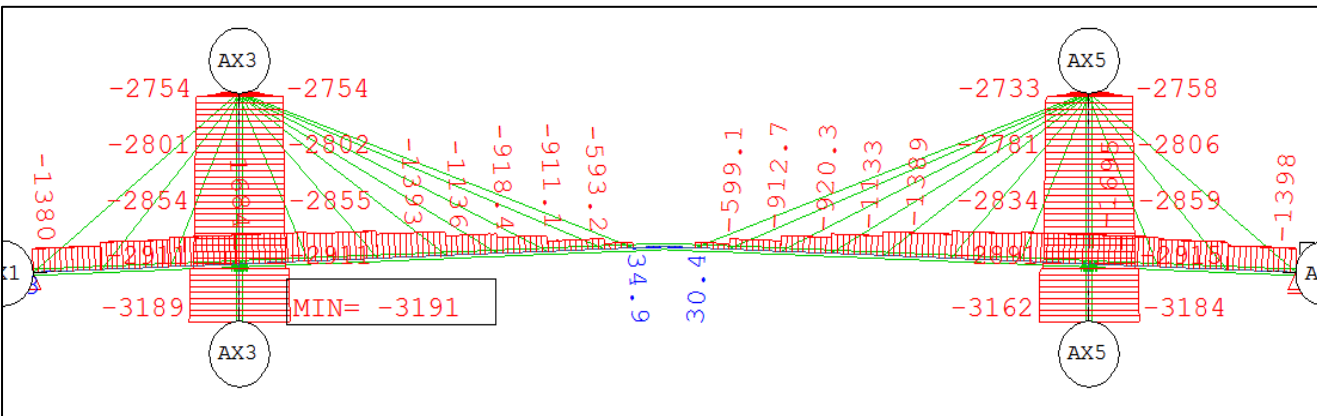
Σχήμα 5.24: Πρόσθετες ροπές κάμψης λόγω ερπυσμού/συστολής ξήρανσης στις 10.000 ημέρες



Σχήμα 5.25: Διάγραμμα ροπών κάμψης M_y για μόνιμα φορτία και προένταση στις 30.000 ημέρες



Σχήμα 5.26: Πρόσθετο αντιβέλος που δημιουργεί ο ερπυσμός



Σχήμα 5.27: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N

Παρατηρούμε ότι εκτός από ένα τμήμα του καταστρώματος στο μέσον, όπου εμφανίζεται μικρός εφελκυσμός, στο υπόλοιπο τμήμα η πλάκα του σκυροδέματος δέχεται θλιπτική αξονική δύναμη.

6 Συνδυασμοί δράσεων

6.1 Εισαγωγή

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται σύμφωνα με το μέρος 1 ως ακολούθως:

- Καταστάσεις διαρκείας (persistent situations), που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις (transient), που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών.
- Τυχηματικές καταστάσεις (accidental), που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση.
- Καταστάσεις σεισμού (seismic), που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ultimate limit states)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (serviceability limit states)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες).

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής. Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

6.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στο μέρος 1 του EC1, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές (persistent and transient situations)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki}$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις (accidental)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{pA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

3. Για καταστάσεις σεισμού (seismic)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

(+) σημαίνει «επαλληλία με»

G_{kj} είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

P_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

Q_{ki} είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i

A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

γ_{Gj} , γ_{GAj} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

γ_p , γ_{pA} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

γ_{Qi} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

γ_l είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας (βλ. EC8 και NEAK)

ψ_{oi} , ψ_{1i} , ψ_{2i} είναι συντελεστές συνδυασμού (ή συμμετοχής) των μεταβλητών δράσεων.

Στους παραπάνω συνδυασμούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Ο συντελεστής σπουδαιότητας (γ_l) της κατασκευής αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ενώ οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

Συγκεκριμένα, οι συνδυασμοί φόρτισης που εφαρμόζονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι εξής:

1. $1.35G + 1.0P + 1.50Q$
2. $1.35G + 1.0P + 1.50W_x + 1.5 \cdot 0.4Q$
3. $1.35G + 1.0P + 1.50W_y + 1.5 \cdot 0.4Q$
4. $1.35G + 1.0P \pm 1.50W_z + 1.5 \cdot 0.4Q$
5. $1.35G + 1.0P + 1.50Q + 1.5 \cdot 0.3W_x$
6. $1.35G + 1.0P + 1.50Q + 1.5 \cdot 0.3W_y$
7. $1.35G + 1.0P + 1.50Q \pm 1.5 \cdot 0.3W_z$
8. $1.35G + 1.0P + 1.50Q + 0.9T$

Επίσης η πεζογόφυρα θα ελεγχθεί για παροδικές δράσεις σχεδιασμού για τον ακόλουθο συνδυασμό:

7. $1.35G+1.0P+1.5W_x$
8. $1.35G+1.0P+1.5W_y$
9. $1.35G+1.0P+1.5W_z$

6.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέλος αυτού.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός (characteristic (rare) combination)

$$\Sigma G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \Sigma \psi_{oi} Q_{ki}$$

2. Συχνός συνδυασμός (frequent combination)

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός (quasi-permanent situation)

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

Συγκεκριμένα, οι συνδυασμοί φόρτισης που εφαρμόζονται στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι εξής:

1. $1.0G + 1.0P + 1.0Q$
2. $1.0G + 1.0P + 1.0Q + 0.6T$

7 Έλεγχοι-Διαστασιολόγηση

7.1 Εισαγωγή

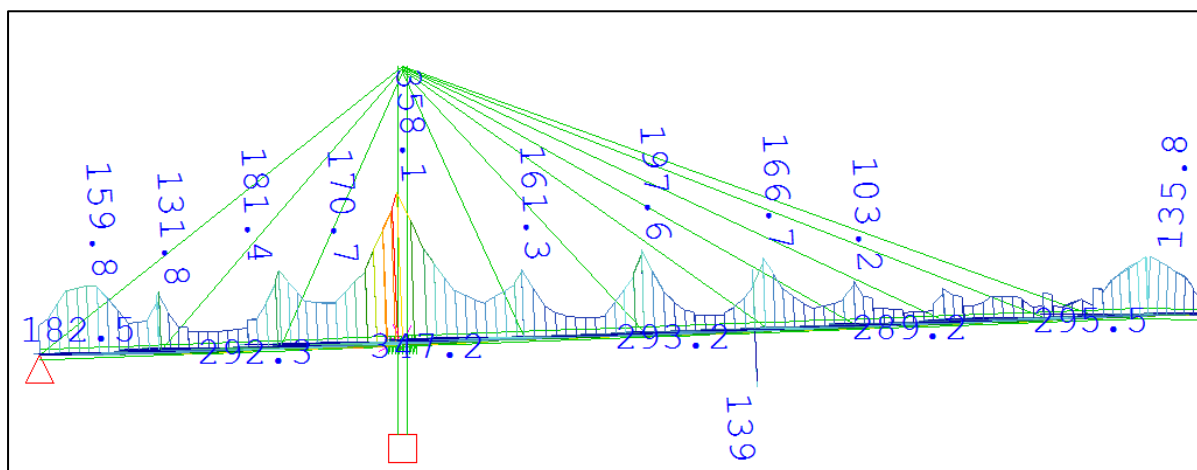
Ο έλεγχος των τάσεων της των τμημάτων της πεζογέφυρας θα γίνει για τους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων για την κατάσταση αστοχίας και για τις φάσεις κατασκευής. Θα φανεί η χρησιμότητα του υποπρογράμματος *CSM* καθώς κρίσιμες για την διαστασιολόγηση κρίνονται, στις περισσότερες περιπτώσεις, οι τάσεις που αναπτύσσονται σε κάποια φάση κατασκευής. Ο υπολογισμός των τάσεων έγινε με το υποπρόγραμμα *Design Steel Construction*.

7.2 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Χρησιμοποιήσαμε και πάλι το υποπρόγραμμα *CSM* για να υπολογίσουμε τις τάσεις και τα εντατικά μεγέθη για τους συνδυασμούς της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας και να λάβουμε υπόψη την χρονοϊστορία της ανέγερσης. Στην συνέχεια ελέγξαμε τις κύριες δοκούς, τις διαδοκίδες, τα καλώδια, τους πυλώνες και τις δοκούς έδρασης για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς αστοχίας του κεφαλαίου 6.2 που προέκυψαν σε κάθε περίπτωση.

7.2.1 Κύριες δοκοί

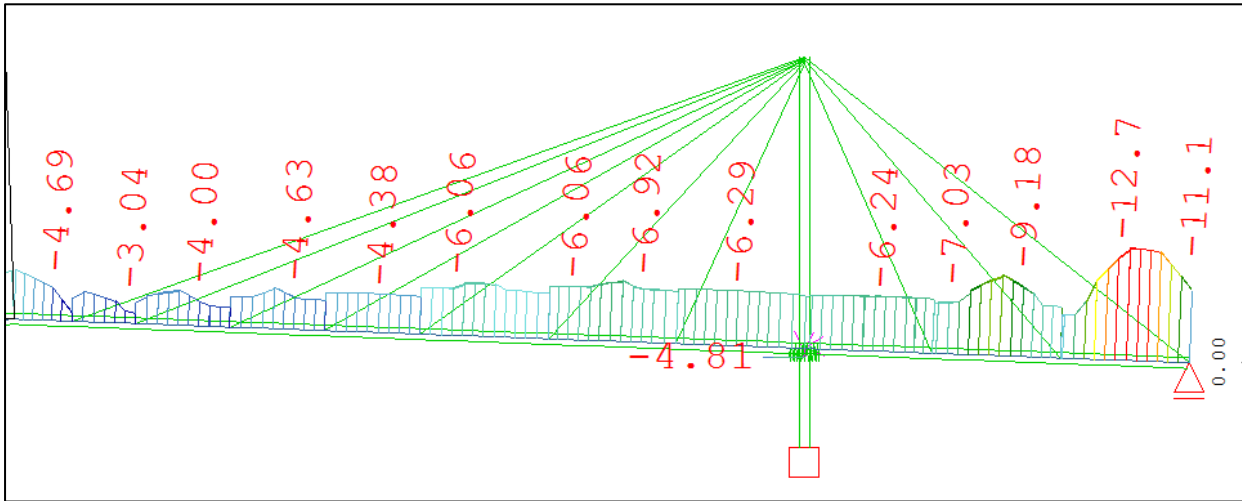
Για τον έλεγχο της αντοχής του καταστρώματος, κρίσιμος αποδείχθηκε ο συνδυασμός (7) $1.35G+1.0P+1.5Q+0.45W_z$. Οι τάσεις υπολογίστηκαν με το υποπρόγραμμα *Design Steel Construction*. Το υποπρόγραμμα έχει την δυνατότητα να μετατρέπει την σύμμικτη διατομή σε μία ισοδύναμη διατομή χάλυβα, υπολογίζοντας τα αντίστοιχα αδρανειακά μεγέθη και τις ισοδύναμες τάσεις σκυροδέματος.



Σχήμα 7.1: Μέγιστες τάσεις von Mises στην σιδηροδοκό

Από το σχήμα 7.1 παρατηρούμε ότι η διατομή επαρκεί καθώς ισχύει:

$$\sigma_{Ed,max} = 358.1Mpa < \sigma_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460}{1.0} = 460Mpa$$



Σχήμα 7.2: Μέγιστες θλιπτικές τάσεις σκυροδέματος

Από το σχήμα 7.2 παρατηρούμε ότι οι ισοδύναμες τάσεις του σκυροδέματος είναι μικρότερες από το επιτρεπτό όριο αφού:

$$\sigma_{Ed,max} = 12.7Mpa < \sigma_{Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{M0}} = \frac{30}{1.5} = 20Mpa$$

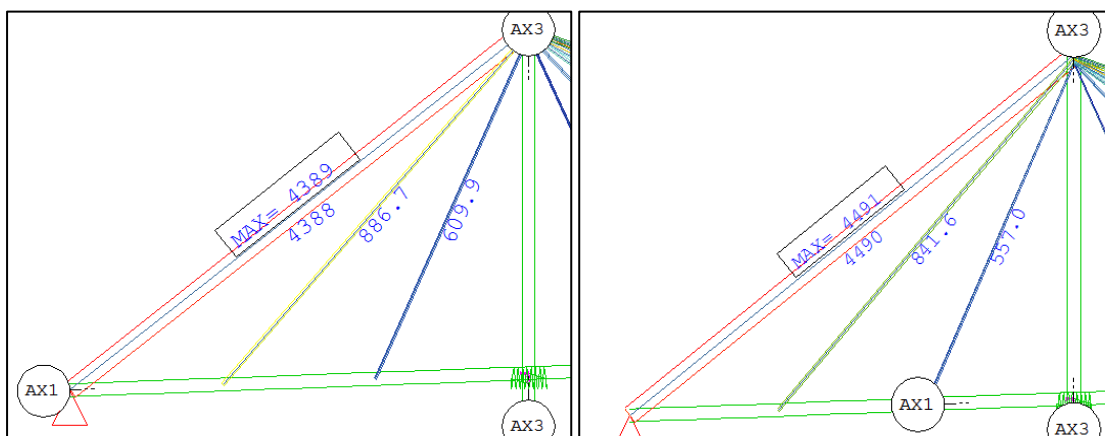
Επομένως το κατάστρωμα συνολικά επαρκεί στην παραλαβή των φορτίων.

7.2.2 Διαδοκίδες

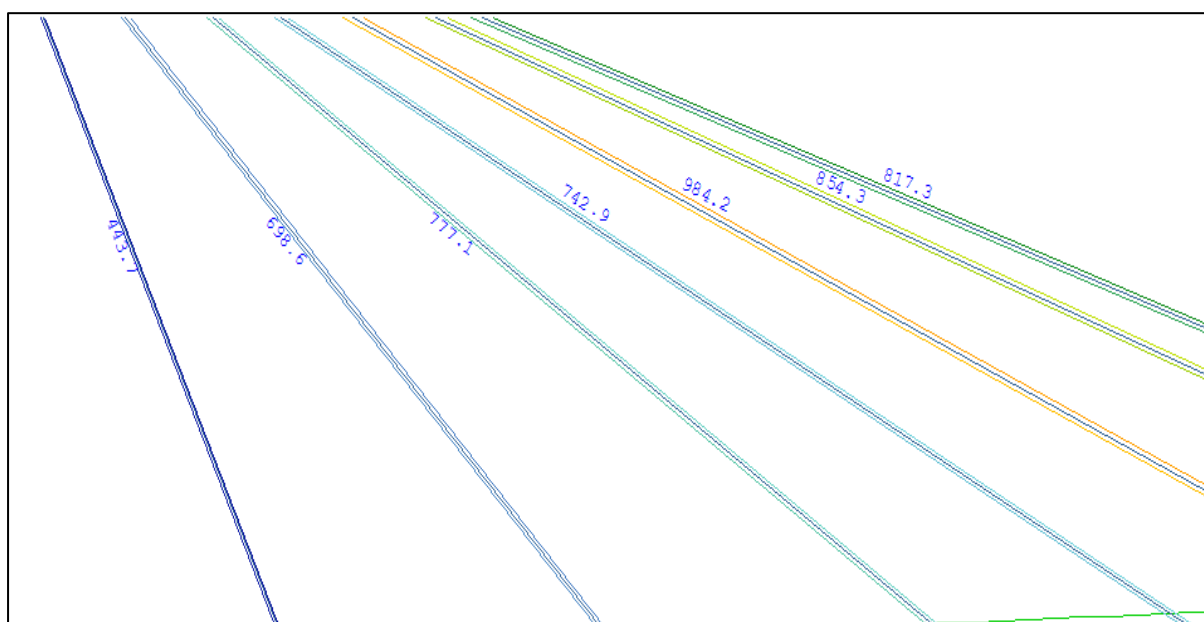
Για τον έλεγχο της αντοχής των διαδοκίδων κρίσιμος αποδείχθηκε ο συνδυασμός (4) $1.35G+1.0P+1.5W_z+0.6Q$. Το υποπρόγραμμα μετατρέπει την σύμμικτη διατομή των διαδοκίδων στην αντίστοιχη ισοδύναμη από χάλυβα, λαμβάνοντας υπόψη το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} της πλάκας του σκυροδέματος.

7.2.3 Καλώδια

Τα καλώδια υπόκεινται προφανώς μόνο σε εφελκυστικές τάσεις. Τα καλώδια ελέγχθηκαν για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς, που είναι οι (4) και (7) .



Σχήματα 7.5 και 7.6: Διάγραμμα μέγιστων εφελκυστικών δυνάμεων των καλωδίων του ακραίου ανοίγματος. Αριστερά φαίνονται οι δυνάμεις για τον συνδυασμό (7) και δεξιά για τον (4).



Σχήμα 7.7: Διάγραμμα μέγιστων των καλωδίων του μεσαίου ανοίγματος για τον συνδυασμό (4)

Οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις σχεδιασμού των καλωδίων που χρησιμοποιήσαμε φαίνονται στον παρακάτω πίνακα από τον κατάλογο προϊόντων της Pfeifer:

Größe size	Charakt. Bruchkraft charact. breaking load $Z_{B,k}$ DIN 18800* kN	Grenzzugkraft limit tension $Z_{R,d}$ DIN 18800 kN	Metall. Querschnitt metallic cross section ca./approx. mm ²	Gewicht weight ca./approx. kg/m	Konstruktion construction **	Seil-Neurndurchmesser nomín. strand dia. d_s mm
PV 40	405	245	281	2,4	VVS-1	21
PV 60	621	376	430	3,6	VVS-1	26
PV 90	916	555	634	5,3	VVS-2	31
PV 115	1170	709	808	6,8	VVS-2	35
PV 150	1520	921	1060	8,9	VVS-2	40
PV 195	1930	1170	1340	11,2	VVS-2	45
PV 240	2380	1442	1650	13,8	VVS-2	50
PV 300	3020	1830	2090	17,2	VVS-3	55
PV 360	3590	2176	2490	20,5	VVS-3	60
PV 420	4220	2558	2920	24,1	VVS-3	65
PV 490	4890	2964	3390	27,9	VVS-3	70
PV 560	5620	3406	3890	32,1	VVS-3	75
PV 640	6390	3873	4420	36,4	VVS-3	80
PV 720	7210	4370	4990	41,1	VVS-3	85
PV 810	8090	4903	5600	46,2	VVS-3	90
PV 910	9110	5521	6310	52,0	VVS-3	95

Πίνακας 7.1: Χαρακτηριστικά καλωδίων full-locked της Pfeifer.

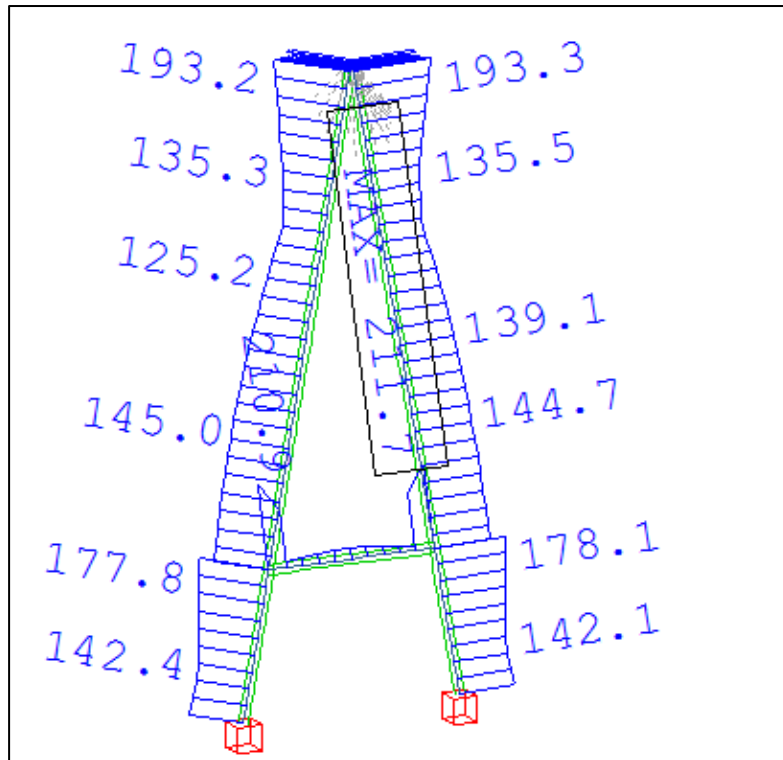
Τα ποσοστά εκμετάλλευσης της διατομής των καλωδίων φαίνονται στον Πίνακα 7.2. Η μέγιστη εκμετάλλευση γίνεται στο καλώδιο 1 (96%) και η ελάχιστη στο καλώδιο 9 (71%).

	Διατομές D (mm)	Μέγιστη δύναμη σε kN	Αντοχή σχεδιασμού F_{Rd}	Ποσοστό εκμετάλλευσης της διατομής (%)
1. PV-195	40	888.3	921	95
2. PV-115	35	609.9	709	86
3. PV-90	31	454.7	555	82
4. PV-150	35	685.2	709	96
5. PV-150	40	777.1	921	84
6. PV-150	40	742.9	921	81
7. PV-195	45	984.2	1170	84
8. PV-150	45	854.3	1170	73
9. PV-150	45	831.3	1170	71
Αγκύρωσης PV-720	85	4491	4990	90

Πίνακας 7.2: Ποσοστά εκμετάλλευσης των καλωδίων για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς

7.2.4 Πυλώνες

Για τον έλεγχο της αντοχής των πυλώνων, κρίσιμος αποδείχθηκε ο συνδυασμός (7) $1.35G+1.0P+1.5Q+0.45W_z$. Οι μέγιστες τάσεις von Mises που αναπτύσσονται στον πυλώνα φαίνονται στο σχήμα 7.8:



Σχήμα 7.8: Τάσεις von Mises στον πυλώνα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό αστοχία

Ελέγχουμε την αντοχή του πυλώνα:

$$\sigma_{Ed, \max} = 211.7 \text{ Mpa} < \sigma_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{235}{1.00} = 235 \text{ Mpa}$$

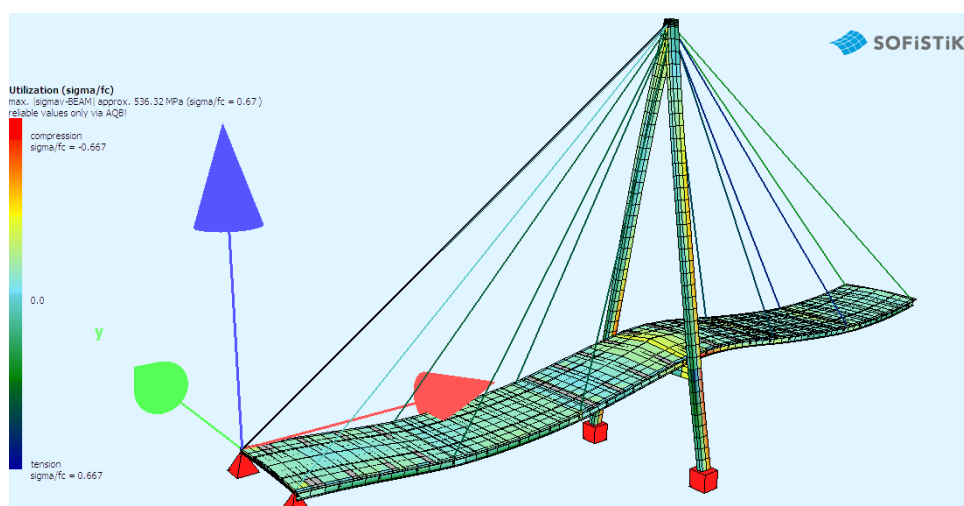
Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι ο πυλώνας επαρκεί.

7.3 Έλεγχος τάσεων στις φάσεις κατασκευής

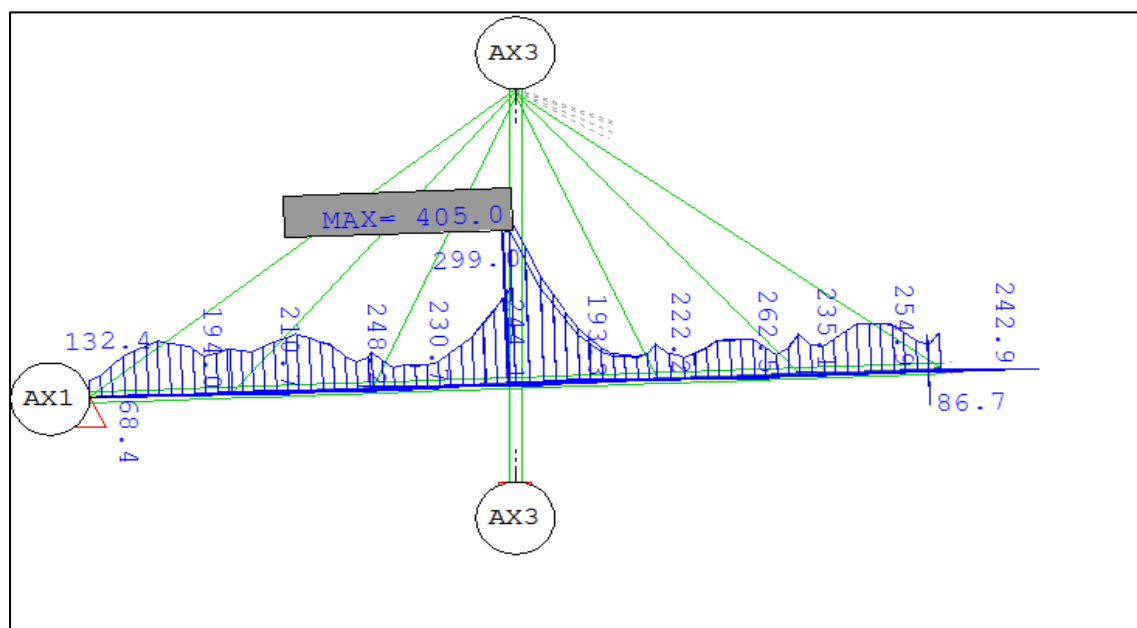
Μέσω του υποπρογράμματος *Design Steel Construction* έχουν υπολογιστεί οι μέγιστες τάσεις των διατομών, καθώς και οι αναπτυσσόμενες τάσεις σε δοσμένα σημεία για κάθε φάση κατασκευής. Με το υποπρόγραμμα *WinGraf* έχουμε τη δυνατότητα να δούμε την περιβάλλουσα των τάσεων από όλες τις φάσεις κατασκευής. Μπορούμε δηλαδή να βρούμε τις μέγιστες τάσεις που αναπτύσσονται κατά μήκος κάθε διατομής κατά τη διάρκεια κατασκευής του έργου.

7.3.1 Κύριες δοκοί

Η ανάλυση του φορέα κατά τις φάσεις κατασκευής μέσω του CSM είναι πολύ σημαντική, καθώς όπως βλέπουμε στο σχήμα 7.11, οι τάσεις που αναπτύσσονται στο ενδιάμεσο στάδιο ανέγερσης είναι υψηλότερες από τις τελικές τάσεις που ελέγχθηκαν στην ενότητα 7.2.1. Οι τάσεις προέρχονται από τον συνδυασμό 9 του κεφαλαίου 6.2, ο οποίος ασκείται κατά την τοποθέτηση της πλάκας του σκυροδέματος των τμημάτων 1 και 6, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 7.9: Στάδιο τοποθέτησης της πλάκας σκυροδέματος των τμημάτων 1 και 6



Σχήμα 7.10: Μέγιστες τάσεις von Mises της σιδηροδοκού κατά την διαδικασία ανέγερσης

Από το σχήμα 7.11 παρατηρούμε ότι η διατομή επαρκεί καθώς ισχύει:

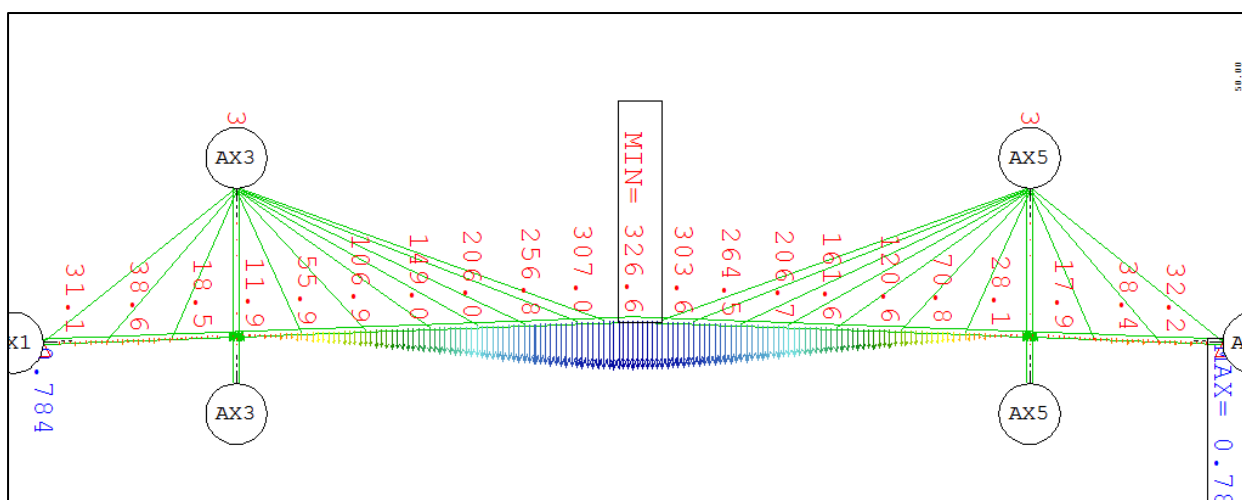
$$\sigma_{Ed,max} = 405.0 \text{ Mpa} < \sigma_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460}{1.0} = 420 \text{ Mpa}$$

Παρατηρούμε ότι εάν δεν ελέγχαμε και τις ενδιάμεσες φάσεις κατασκευής, τότε κρίσιμος θα θεωρούνταν ο συνδυασμός της Ο.Κ.Α. Επομένως βλέπουμε την σπουδαιότητα της ανάλυσης των σταδίων κατασκευής με το CSM.

7.4 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Για την Κατάσταση Λειτουργικότητας, υπολογίσαμε τα μέγιστα βέλη που εμφανίζονται στις κύριες δοκούς του καταστρώματος, τις διαδοκίδες, την δοκό του πυλώνα καθώς και τις μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις του πυλώνα. Τα βέλη προέκυψαν από την ανάλυση του υποπρογράμματος CSM του SOFiSTiK για όλους τους συνδυασμούς της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας του κεφαλαίου 6.3 και επιλέχθηκαν σε κάθε περίπτωση τα μέγιστα.

Α) Κύριες δοκοί καταστρώματος

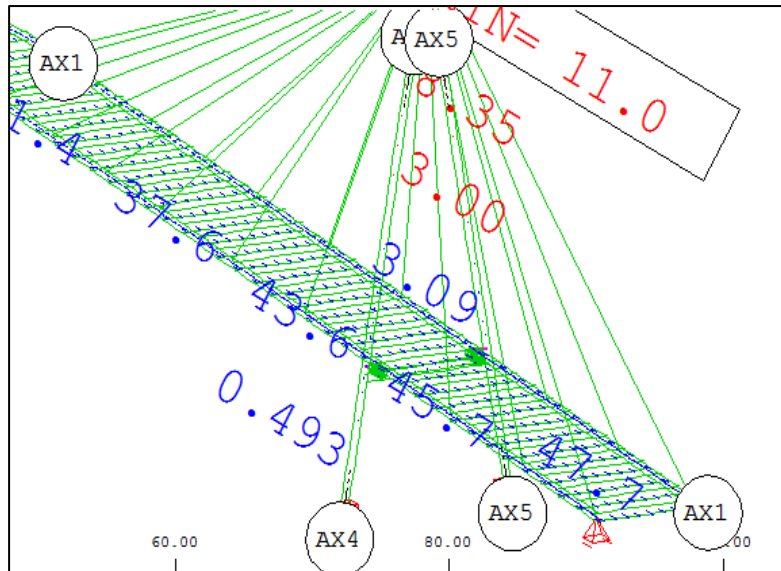


Σχήμα 7.11: Βέλη για τον συνδυασμό 1.0G+1.0P+1.0Q.

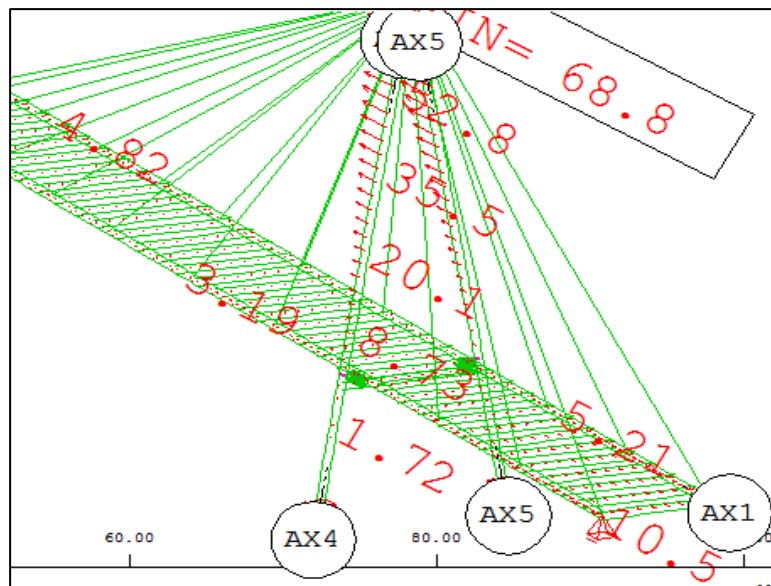
Τα μέγιστα βέλη του καταστρώματος προκύπτουν για τον συνδυασμό φόρτισης των κινητών δράσεων.

1. Ακραία ανοίγματα: $\delta_{max}=3.8\text{cm}$ $\frac{36.5}{0.038} = \frac{l}{1000}$
2. Μεσαίο άνοιγμα: $\delta_{max}=32.6\text{cm}$ $\frac{150}{0.326} = \frac{l}{465}$

Επίσης ελέγχθηκε και ο συνδυασμός 1.0G+1.0P+1.0Q+0.6T για να υπολογίσουμε την μέγιστη και ελάχιστη παραμόρφωση του καταστρώματος λόγω της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής.



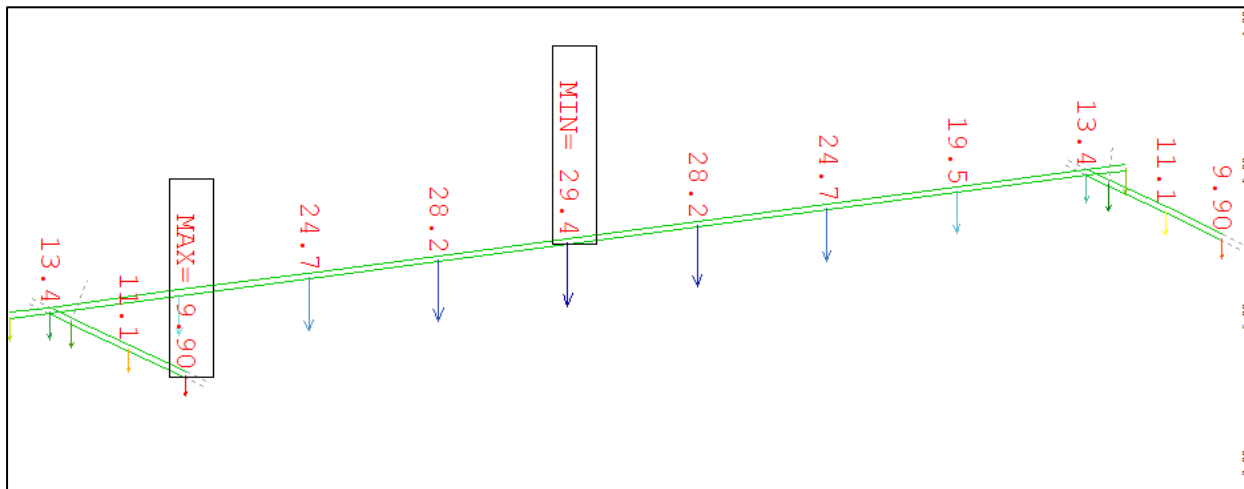
Σχήμα 7.12: Μέγιστη επιμήκυνση του καταστρώματος λόγω ομοιόμορφης αύξησης θερμοκρασίας +20°C



Σχήμα 7.13: Μέγιστη συστολή του καταστρώματος λόγω ομοιόμορφης μείωσης της θερμοκρασίας -20°C

Η μέγιστη επιμήκυνση και συστολή του καταστρώματος παρατηρούνται στην κύλιση εκεί που θα τοποθετηθεί αρμός συστολής-διαστολής. Άρα ο αρμός θα πρέπει να σχεδιαστεί με πλάτος τουλάχιστον 6.0cm, δηλαδή όσο είναι το μέγιστο εύρος της αυξομείωσης του μήκους.

Β) Διαδοκίδες



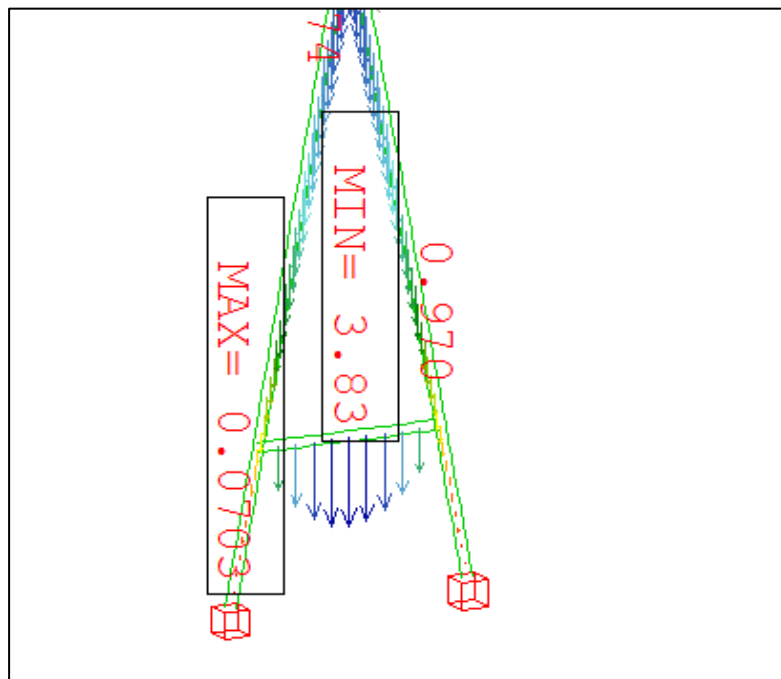
Σχήμα 7.14: Μέγιστα βέλη διαδοκίδας

Το μέγιστο βέλος της διαδοκίδας ισούται με : $\delta_{\max}=29.4-13.4=16 \text{ mm}$.
Άρα:

$$8.2/0.016 = 1/510$$

Γ) Δοκός έδρασης

Η δοκός έδρασης ελέγχεται για τον συνδυασμό $1.0G+1.0Q+1.0P$. Τα βέλη που προέκυψαν παρουσιάζονται στο επόμενο σχήμα:



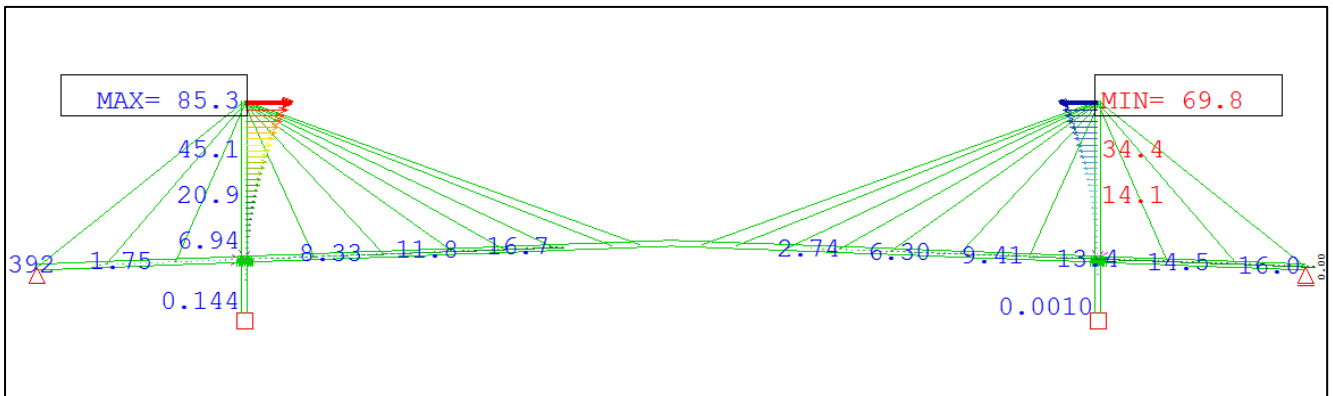
Σχήμα 7.15: Βέλη δοκού έδρασης

Για την δοκό έδρασης έχουμε μέγιστο βέλος $\delta_{max}=0.4\text{cm}$, άρα:

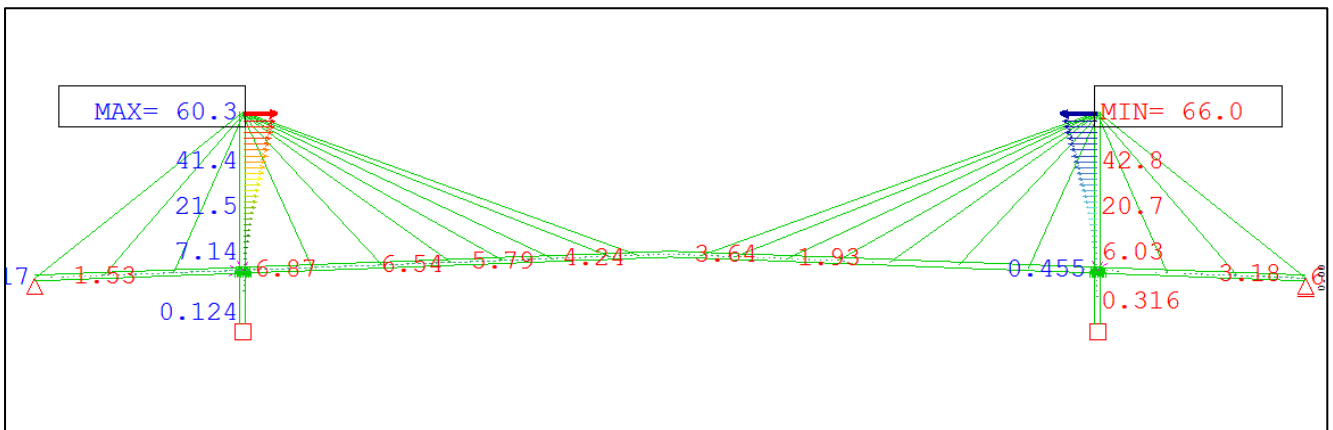
$$10.15/0.004 = l/2500$$

Δ) Πυλώνες

Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση των πυλώνων λόγω των κινητών φορτίων (σχήμα 7.17) ισούται με 6.6cm , δηλαδή στο $l/590$ και κρίνεται ικανοποιητική. Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση κατά την φάση ανέγερσης, είναι πιο μεγάλη, αλλά είναι προσωρινή και στην συνέχεια μειώνεται καθώς ολοκληρώνεται η κατασκευή της πεζογέφυρας.



Σχήμα 7.16: Μέγιστες οριζόντιες μετακινήσεις πυλώνα κατά την ανέγερση



Σχήμα 7.17: Οριζόντιες μετακινήσεις πυλώνα λόγω των κινητών φορτίων

8 Έλεγχος της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας σε φορτία διέλευσης πεζών

8.1 Εισαγωγή

Τα τελευταία χρόνια, η υπάρχουσα τάση για το σχεδιασμό των πεζογεφυρών, καθώς και τα βελτιωμένα σύγχρονα οικοδομικά υλικά που μπορούν να αναλάβουν όλο και πιο αυξημένα στατικά φορτία, έχουν οδηγήσει σε κατασκευές ελαφρύτερες, με λεπτότερες διατομές, μεγαλύτερα ανοίγματα και αυξημένη ευκαμψία. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε κατασκευές με μειωμένη δυσκαμψία και συνεπώς μικρότερες ιδιοσυχνότητες, με αποτέλεσμα τα ιδιαίτερα δυναμικά φαινόμενα όπως είναι η διέλευση των πεζών, να αποκτούν μεγαλύτερη σημασία.

Υπάρχουν επομένως περιπτώσεις όπου τα δυναμικά χαρακτηριστικά μιας πεζογέφυρας πλησιάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εξαναγκασμένης ταλάντωσης που προκαλείται από το βάδισμα των πεζών πάνω σε αυτήν. Σε περίπτωση, λοιπόν, συγχρονισμού της συχνότητας βαδίσματος με μία ή περισσότερες από τις ιδιοσυχνότητες της πεζογέφυρας, είναι δυνατόν να δημιουργηθούν μεγάλες παραμορφώσεις και εντατικά μεγέθη, έως και μεγαλύτερων από των στατικών φορτίων, προκαλώντας αισθήματα φόβου και ανασφάλειας στους χρήστες.

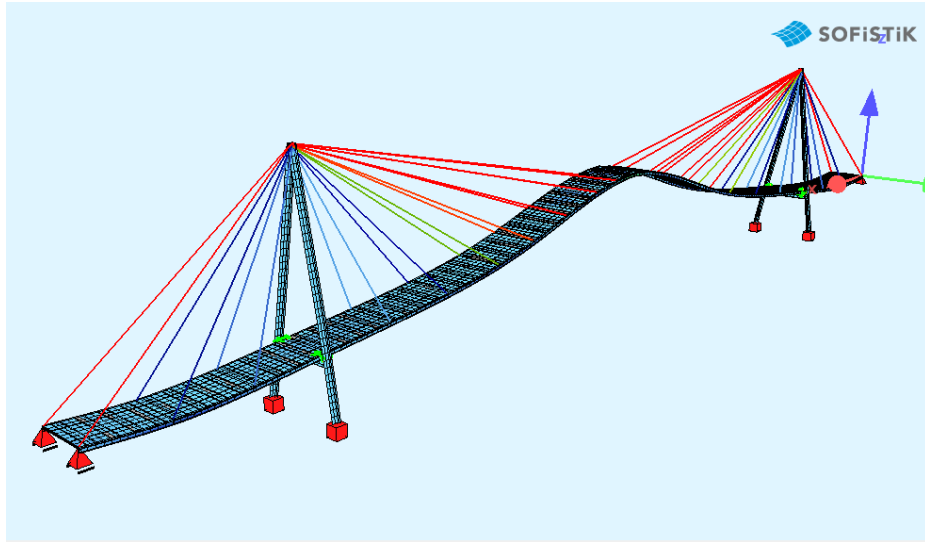


Σχήμα 8.1: Άποψη της πεζογέφυρας Millenium Bridge στο Λονδίνο, στην οποία εμφανίστηκαν έντονα δυναμικά φαινόμενα λόγω της κίνησης των πεζών.

8.2 Μελέτη της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας

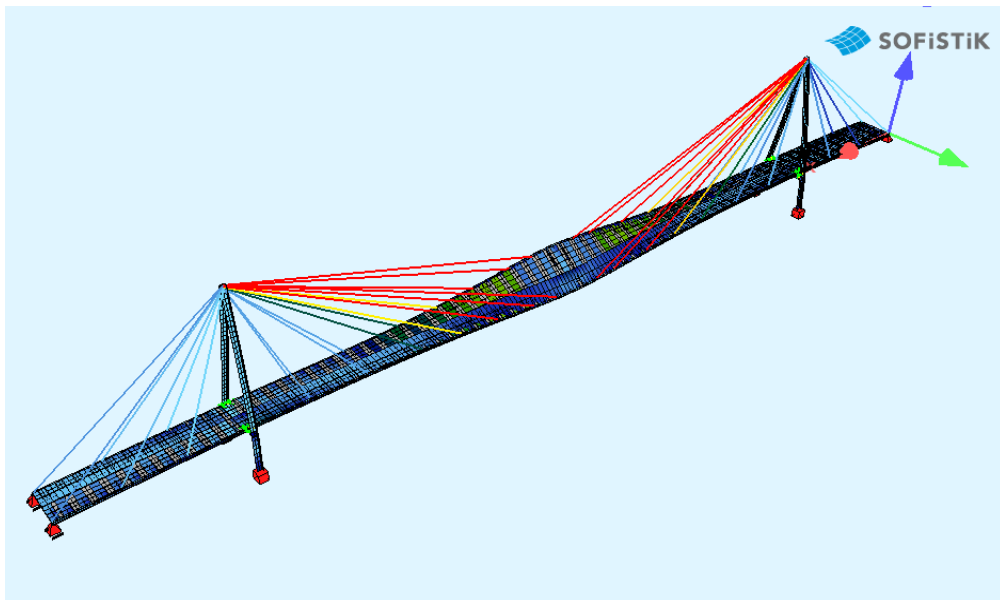
Για τον έλεγχο του φορέα υπό δυναμικά φορτία γίνεται ανάλυση χρονοϊστορίας, κατά την οποία ο φορέας υποβάλλεται σε ένα δυναμικό φορτίο. Η δυναμική ανάλυση της πεζογέφυρας πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος SOFiSTiK και συγκεκριμένα του υποπρογράμματος DYNA.

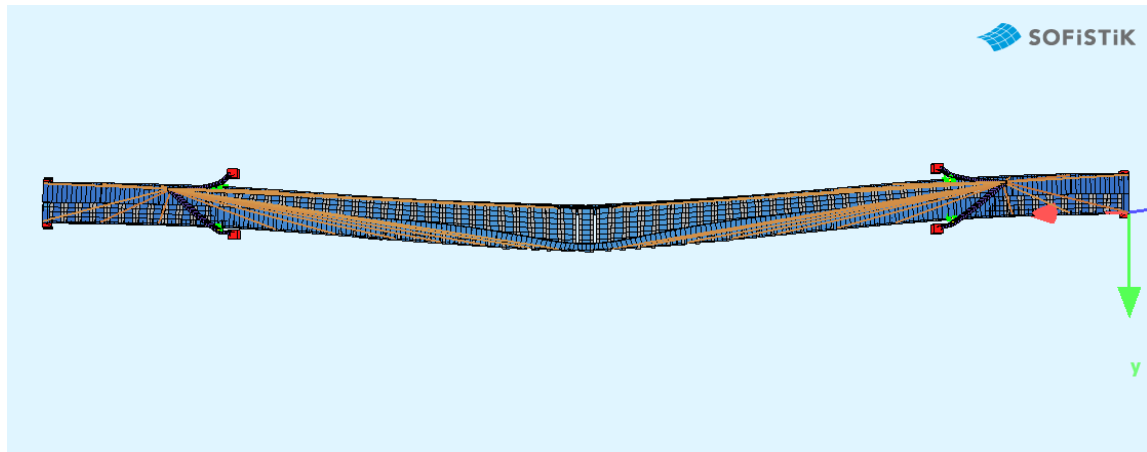
Αρχικά υπολογίστηκαν οι δέκα πρώτες ιδιομορφές με το υποπρόγραμμα Eigenvalues του SOFiSTiK. Θεωρήσαμε λόγο απόσβεσης $\xi=2\%$ και λάβαμε υπόψη στον υπολογισμό των μαζών, εκτός του ίδιου βάρους και την προένταση των καλωδίων. Η θεμελιώδης ιδιομορφή που προέκυψε από την ανάλυση είναι καμπτικής μορφής με ιδιοσυχνότητα $f_1=0.693\text{Hz}$ και παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 8.2: Πρώτη κατακόρυφη ιδιομορφή με $f_1=0.693\text{Hz}$

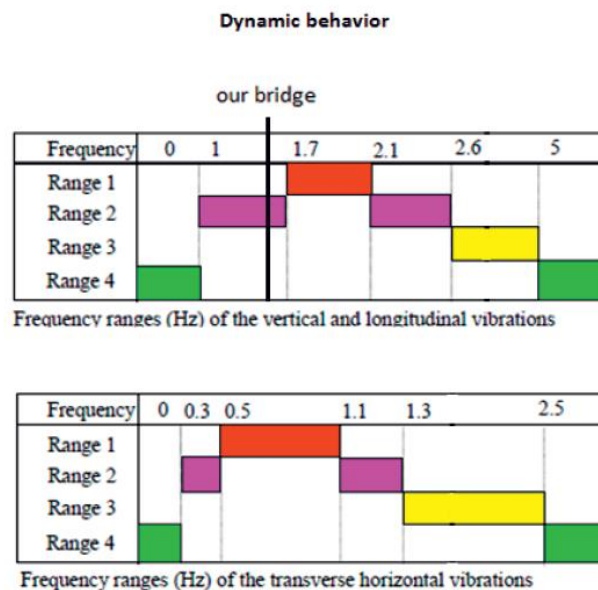
Η πρώτη οριζόντια ιδιομορφή, η οποία είναι και η δεύτερη συνολικά, έχει συχνότητα $f_2=0.801\text{ Hz}$ και η μορφή της παρουσιάζεται στο επόμενο σχήμα :





Σχήματα 8.3 και 8.4: Πρώτη οριζόντια ιδιομορφή με $f_2=0.801 \text{ Hz}$

Η τιμή της κατακόρυφης συνιστώσας βρίσκεται στην ασφαλή περιοχή 4 (από 0 ως 1Hz) όσον αφορά τις κατακόρυφες ιδιοσυχνότητες, οπότε μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η πεζογέφυρα δεν κινδυνεύει από την ανάπτυξη σημαντικών κατακόρυφων μετακινήσεων και επιταχύνσεων.



Πίνακας 8.1: Εύρη ιδιοσυχνοτήτων για κατακόρυφες και οριζόντιες ταλαντώσεις

Όσον αφορά την οριζόντια ιδιοσυχνότητα της πεζογέφυρας, αυτή βρίσκεται μέσα στο εύρος συχνοτήτων (0.5-1.1Hz) που θεωρούνται πιο επικίνδυνες για τον συντονισμό. Επομένως θα χρειαστεί περαιτέρω ανάλυση της οριζόντιας ιδιοσυχνότητας της πεζογέφυρας. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής:

Θεωρούμε ότι η πεζογέφυρα φορτίζεται με ένα πλήθος ατόμων πυκνότητας 0.8 P/m^2 . Επομένως ο συνολικός αριθμός των πεζών που βρίσκεται ταυτόχρονα πάνω στην γέφυρα ισούται με $N = d \times A = 0.8 \times 223 \times 4.5 = 758$, όπου A το εμβαδόν του καταστρώματος της πεζογέφυρας.

Θεωρούμε λόγο απόσβεσης $\zeta=2\%$. Ο αριθμός των ισοδύναμων πεζών ισούται με:

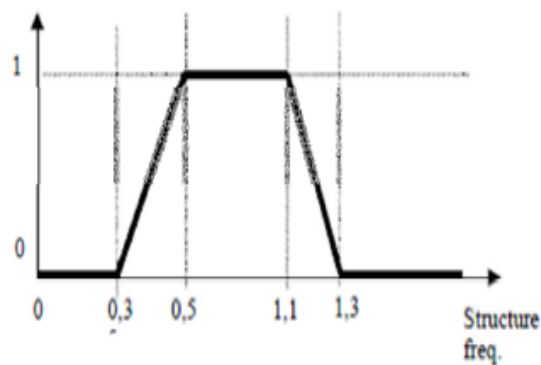
$$\bullet \quad n_{eff} = 10.8 \cdot \sqrt{N \cdot \zeta} = 10.8 \cdot \sqrt{758 \cdot 0.02} = 42$$

Δηλαδή έχουμε μια ομάδα 42 ατόμων, τα οποία βαδίζουν με συχνότητα ίση με την οριζόντια ιδιοσυχνότητα της πεζογέφυρας.

Τέλος θεωρούμε ένα ισοδύναμο δυναμικό φορτίο ίσο με:

$$p(t) = \frac{35n_{eff}}{A} \cdot \cos(2\pi f) \cdot \psi \quad (8.1)$$

Από το παρακάτω διάγραμμα για οριζόντια συχνότητα $f_2=0.801Hz$ έχουμε $\psi = 1.0$.



Σχήμα 8.5: Τιμές συντελεστή ψ

Επομένως:

$$p(t) = 0.0016 \cdot \cos(2\pi \cdot 0.801)$$

Το φορτίο της σχέσης προσομοιώθηκε με τη βοήθεια του υποπρογράμματος DYNA με τις ακόλουθες εντολές:


```

+PROG SOFILOAD urs:21.4
  LC NO 26 FACT 1 TYPE NONE
  COPY NO 25 FACT 1
  FUNC T 1.25 F 1 T1 0 TMIN 0 TMAX 60
end

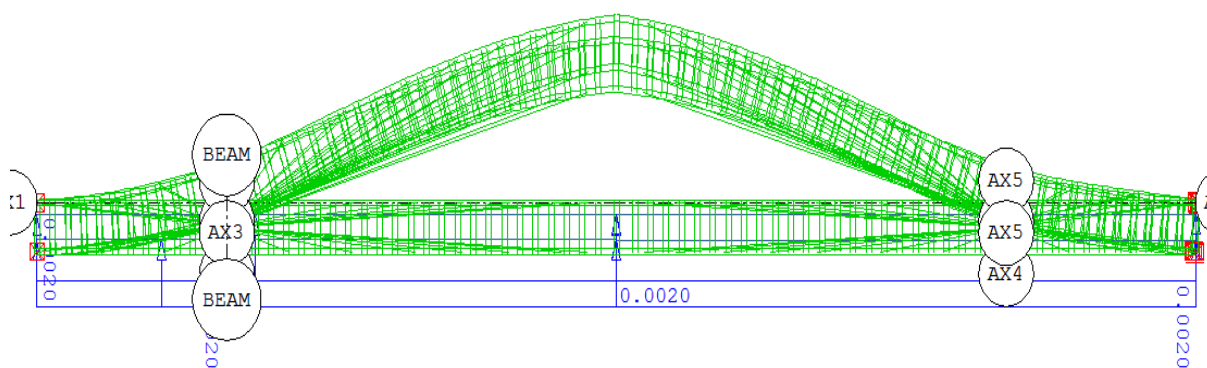
+PROG DYNA urs:16.2
  HEAD PEDESTRIANS
  ECHO OPT FULL
  PAGE LINE 99999
  CTRL OPT STYP VAL 0
  MODD D 0.02
  EIGE 10 TYPE REST LC 2001
  STEP N 60000 DT 0.001

$ORIZONTIA TALANTWSH
  LC NO 26 FACT 1
  HIST TYPE A-Y FROM 1 TO 3629 INC 1 LCST 27
END

+PROG DYNR urs:16.3
  HEAD RESULTS
  PAGE LANO 1
  HIST LCS 27 TYPE A-Y NO1 1900 NO2 1901 NO4 1114
END

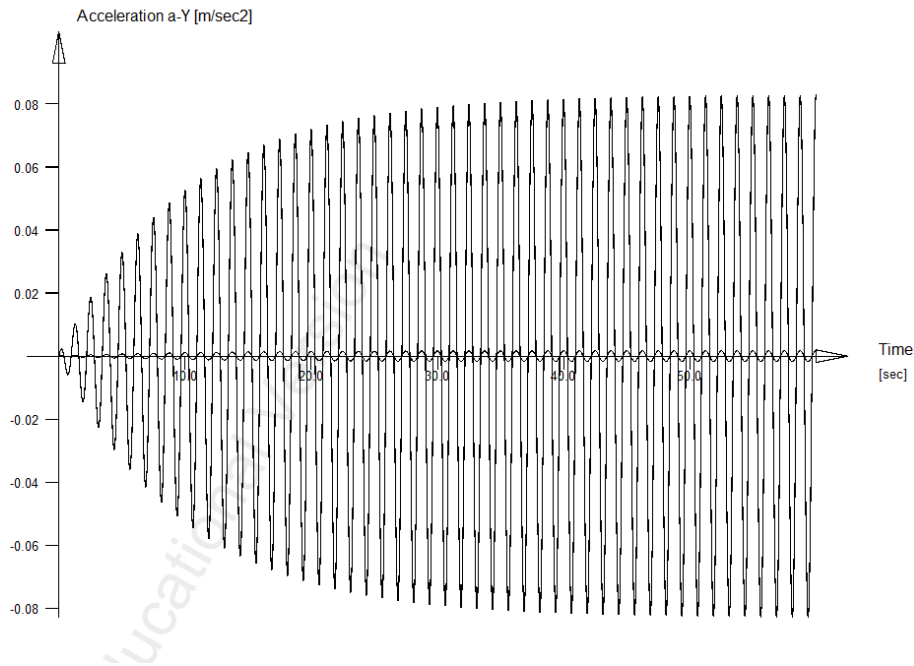
```

Το φορτίο αυτό ασκήθηκε στην επιφάνεια του καταστρώματος στην διεύθυνση της 2^{ης} ιδιομορφής όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 8.6: Δυναμικό φορτίο πεζών και μετακινήσεις 2^{ης} ιδιομορφής

Το διάγραμμα των οριζόντιων επιταχύνσεων που προέκυψε από την δυναμική ανάλυση παρουσιάζεται στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 8.7: Διάγραμμα επιταχύνσεων στην διεύθυνση y που προέκυψε από την δυναμική ανάλυση

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης του καταστρώματος ισούται με $a=0.08m/s^2$. Η τιμή αυτή είναι μικρότερη από τα όρια που δίνει ο κανονισμός για την μέγιστη ασφάλεια και άνεση του χρήστη, καθώς και από το όριο στο οποίο ενδέχεται να εμφανιστεί το φαινόμενο του οριζόντιου lock-in.

	0	0.1	0.15	0.3	0.8	[m/s ²]
Range 1	Max					
Range 2			Mean			
Range 3				Min.		
Range 4					Unaccept.	

Πίνακας 8.2: Κριτήρια άνεσης για οριζόντιες ταλαντώσεις. Οι περιοχές 1,2,3 και 4 περιγράφουν διάφορα επίπεδα άνεσης, όπου το 1 είναι το μέγιστο επίπεδο άνεσης και 4 το ελάχιστο. Το όριο του $0.1m/s^2$ αντιστοιχεί στο όριο κάτω από το οποίο αποφεύγεται το οριζόντιο lock-in.

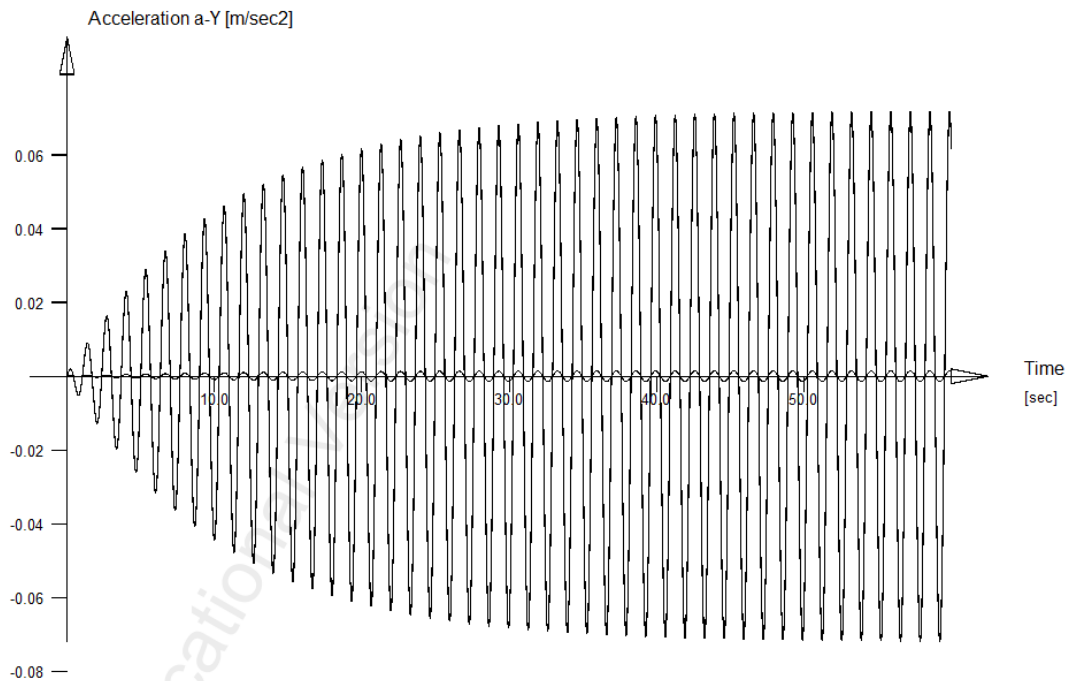
Η ίδια διαδικασία επαναλήφθηκε λαμβάνοντας υπόψη την μάζα των πεζών στον υπολογισμό των ιδιοσυχνοτήτων. Οι ιδιοσυχνότητες που προέκυψαν έχουν το ίδιο σχήμα ιδιομορφής όπως προηγουμένως και ισούνται:

- 1^η Κατακόρυφη: $f_1=0.49 Hz$
- 1^η Οριζόντια: $f_2=0.612 Hz$

Με βάση τους πίνακες 8.1, απαιτείται περαιτέρω ανάλυση της δυναμικής επίδρασης των πεζών για την οριζόντια διεύθυνση, καθώς $0.5 < f_2=0.612 Hz < 1.1$. Το ισοδύναμο δυναμικό φορτίο υπολογίζεται όμοια με πριν και ισούται με:

$$p(t) = 0.0016 \cdot \cos(2\pi \cdot 0.612t)$$

Το διάγραμμα των οριζόντιων επιταχύνσεων που προέκυψε από την δυναμική ανάλυση παρουσιάζεται στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 8.8: Διάγραμμα επιταχύνσεων στην διεύθυνση y που προέκυψε από την δυναμική ανάλυση

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης του καταστρώματος ισούται με $a=0.06m/s^2$. Η τιμή αυτή είναι σημαντικά μικρότερη από τα όρια που δίνει ο κανονισμός για την μέγιστη ασφάλεια και άνεση του χρήστη.

Επομένως η πεζογέφυρα μπορεί να θεωρηθεί ασφαλής έναντι δυναμικών φαινομένων.

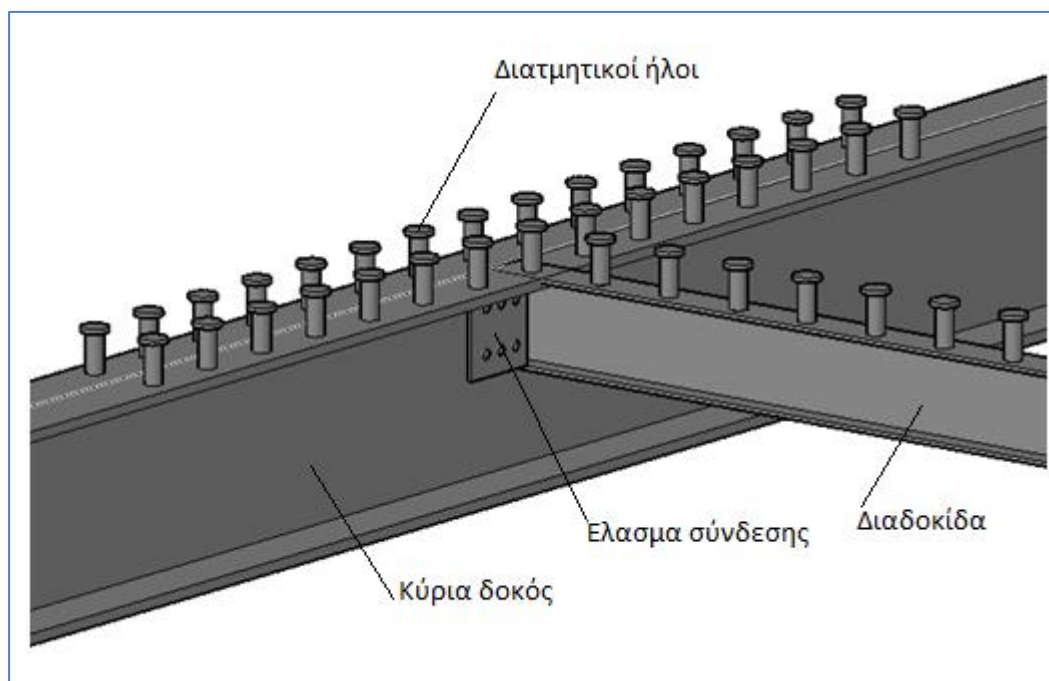
9 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες και συνδέσεις

9.1 Εισαγωγή

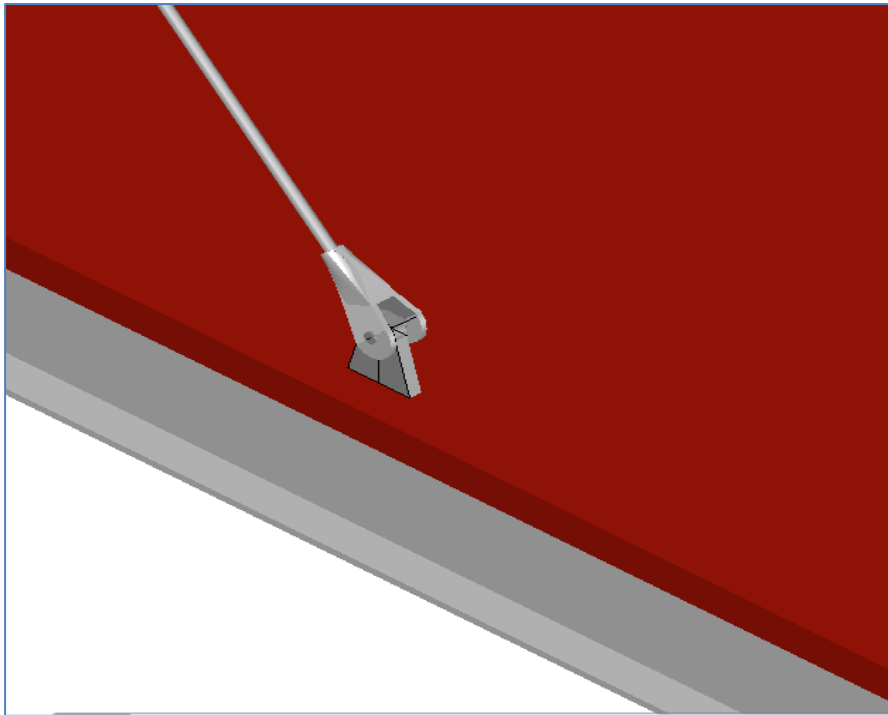
Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία (μέλη), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι α) η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων και β) η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

9.2 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες

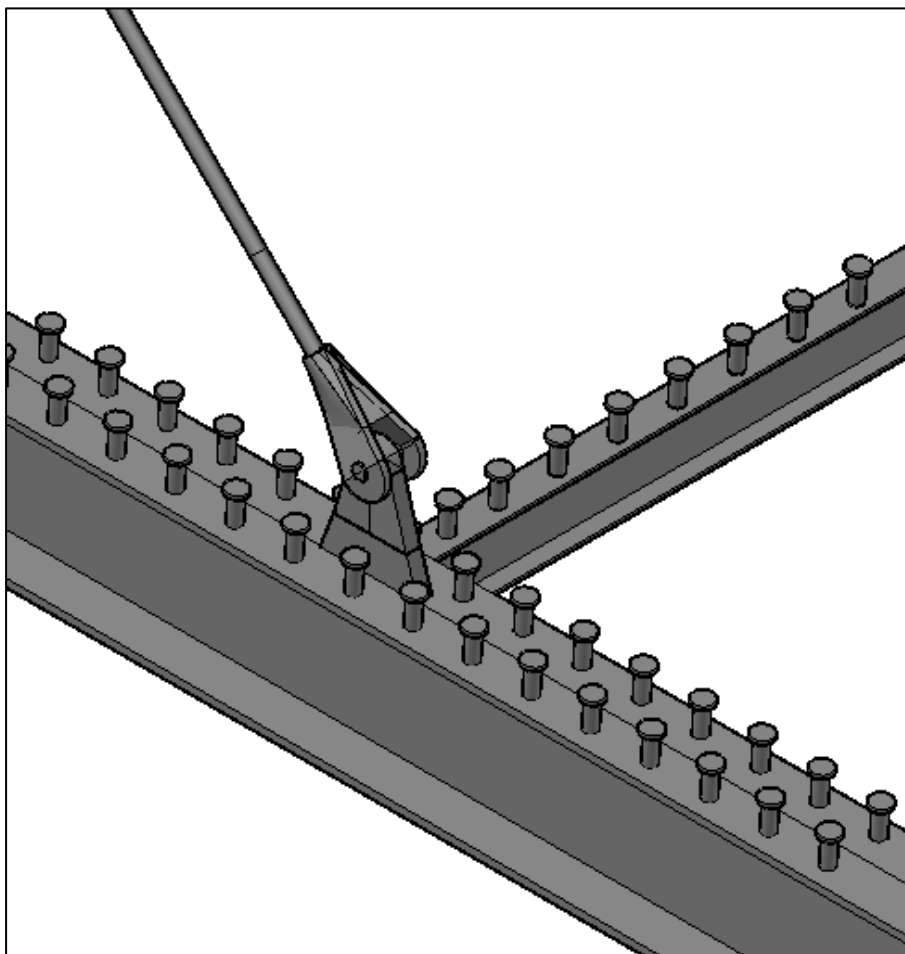
Στη συνέχεια παρουσιάζονται σχέδια επιλεγμένων κατασκευαστικών λεπτομερειών της πεζογέφυρας. Η σχεδίαση έγινε ποιοτικά με εκλογή λογικών τιμών διαστάσεων και όχι με ακριβή υπολογισμό. Η σχεδίαση των κατασκευαστικών λεπτομερειών έγινε στο Autocad 2D και στο 3D.



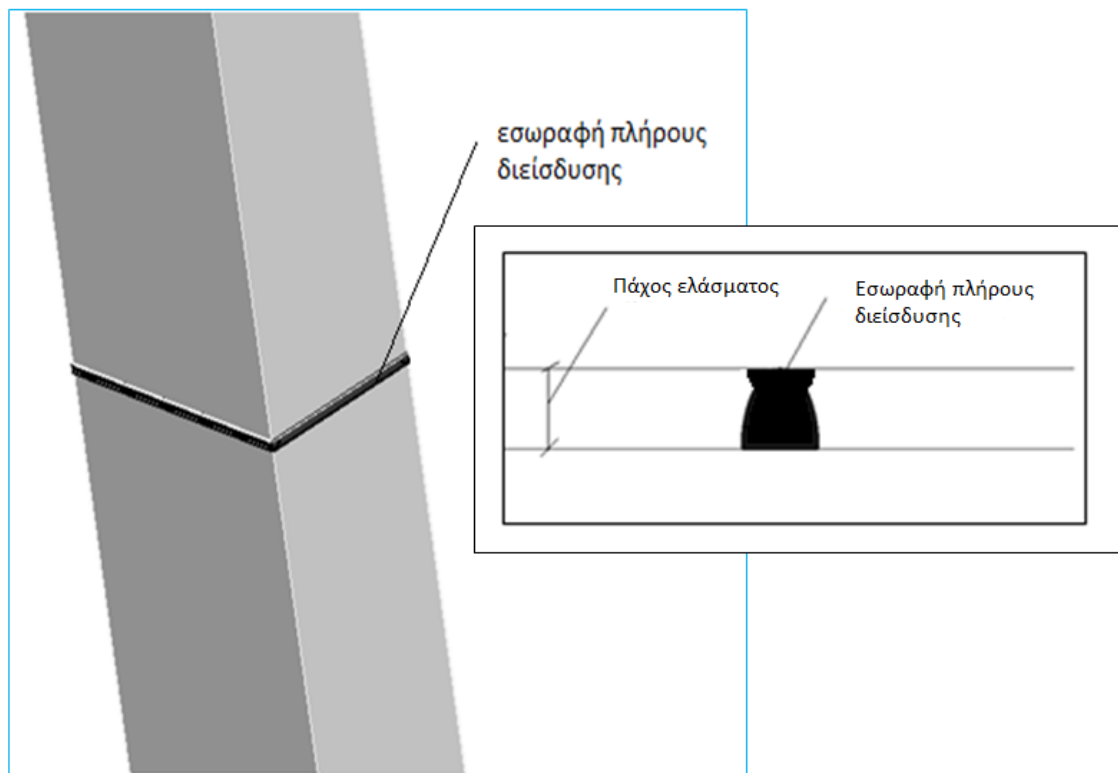
Σχήμα 9.1: Κοχλιωτή σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας και διατμητικοί ήλοι.



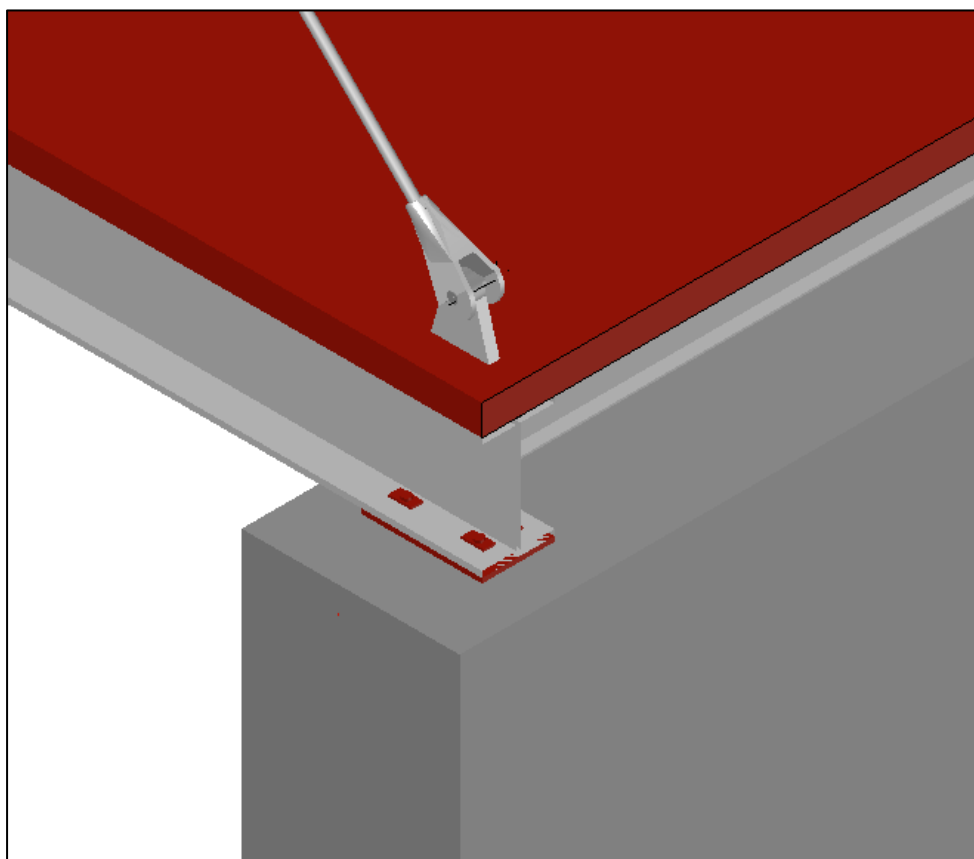
Σχήμα 9.2: Σύνδεση καλωδίου-καταστρώματος με αρθρωτό σύστημα που αποτελείται από ελάσματα και πείρο.



Σχήμα 9.3: Σύνδεση καλωδίου-καταστρώματος και διατμητικοί ήλοι. Το κεντρικό έλασμα συνδέεται στην κύρια δοκό με συγκόλληση (εσωραφή πλήρους διεΐσδυσης).

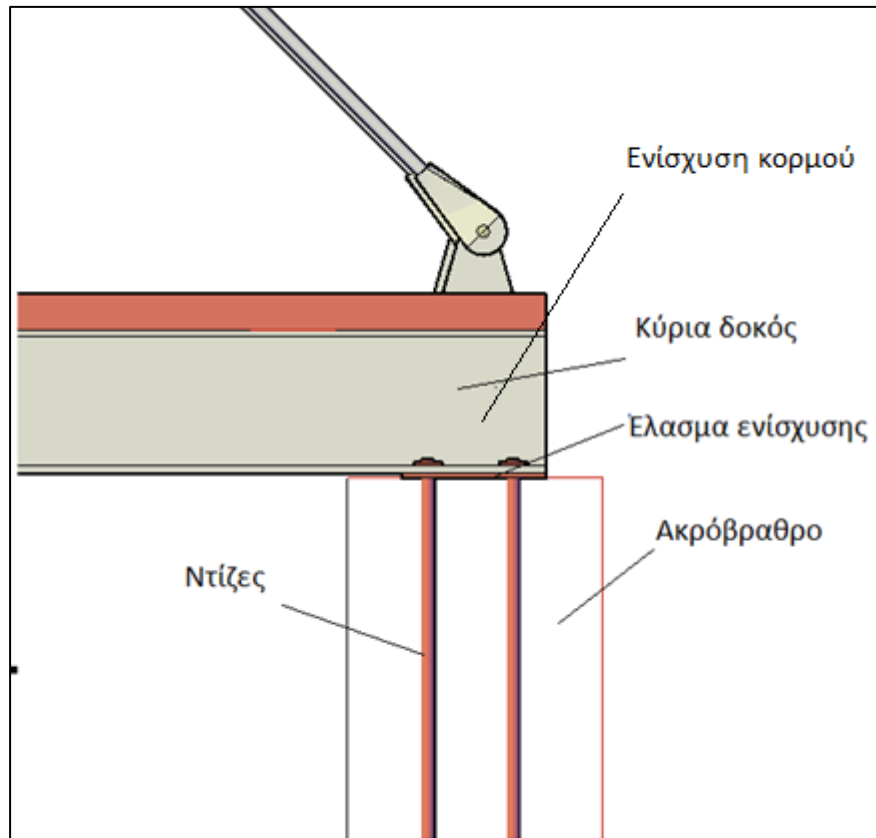


Σχήμα 9.4: Αποκατάσταση συνέχειας διατομής πυλώνα με εσωραφή πλήρους διείσδυσης.



Σχήμα 9.5: Λεπτομέρεια σύνδεσης ακροβάθρου.

Η σύνδεση της κύριας δοκού στο ακρόβαθρο γίνεται κυκλικές ράβδους χάλυβα (ντίζες). Οι ντίζες αυτές στο ένα άκρο συνδέονται κοχλιωτά στα πέλατα της κύριας δοκού και στο άλλο αγκυρώνονται μέσα στο ακρόβαθρο από σκυρόδεμα για να παραλάβουν την εφελκυστική δύναμη που ασκείται στην στήριξη από το καλώδιο αγκύρωσης. Στον κορμό θα πρέπει να τοποθετηθεί εγκάρσια ενίσχυση λόγω των υψηλών τάσεων που συσσωρεύονται στην περιοχή.



Σχήμα 9.6: Λεπτομέρεια σύνδεσης ακροβάθρου (τομή)

10. Κόπωση σύνδεσης καλωδίων

10.1 Εισαγωγή

Στα προηγούμενα κεφάλαια εξετάσαμε τα καλώδια της πεζογέφυρας στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας και επαληθεύσαμε ότι ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του EN1991-11-1. Στην ενότητα αυτή θα εξετάσουμε την κόπωση των συνδέσεων των καλωδίων λόγω των εξής φαινομένων:

- Της αποβολής στροβιλότητας ή vortex shedding
- Των ταλαντώσεων λόγω αλληλεπίδρασης ανέμου-βροχής ή rain and wind induced vibrations

Τα φορτία που αναπτύσσονται λόγω των παραπάνω περιπτώσεων προκαλούν καμπτικές καταπονήσεις στις συνδέσεις των καλωδίων με το κατάστρωμα, οι οποίες αν και στην ανάλυση θεωρούνται ως τέλειες αρθρώσεις, στην πραγματικότητα δεν είναι . Οι καμπτικές αυτές ροπές μπορούν με το πέρασμα του χρόνου και ύστερα από πολλούς κύκλους επανάληψης να προκαλέσουν κόπωση στα ελάσματα που αποτελούν την σύνδεση του καταστρώματος με τα καλώδια.

Ο έλεγχος θα γίνει με τον Γερμανικό Κανονισμό DIN-Fachbericht 103, ο οποίος δίνει μια απλή σχετικά αλλά αξιόπιστη διαδικασία ελέγχου σε κόπωση ιδιαίτερα για τις υψηλότερες συχνότητες.

10.2 Περιγραφή των φαινομένων

Τα καλώδια ανάρτησης των καλωδιωτών γεφυρών είναι εγκάρσια εύκαμπτα δομικά μέλη με πολύ χαμηλή θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης. Εξαιτίας του εύρους των μηκών των καλωδίων μιας καλωδιωτής πεζογέφυρας, τα καλώδια έχουν πρακτικά ένα συνεχές σύνολο θεμελιωδών και υψηλότερων ιδιοσυχνοτήτων. Επομένως, οποιοσδήποτε μηχανισμός διέγερσης με μια τυχούσα συχνότητα είναι πιθανό να συμπέσει με τη θεμελιώδη ή κάποια υψηλότερη ιδιοσυχνότητα του καλωδίου. Τα καλώδια επίσης έχουν πολύ μικρή δυνατότητα απόσβεσης και συνεπώς δεν μπορούν να αποσβέσουν μεγάλο ποσοστό της ενέργειας διέγερσης, με αποτέλεσμα να είναι επιρρεπή σε μεγάλου πλάτους ταλαντώσεις. Γι' αυτούς τους λόγους, τα καλώδια είναι γνωστό ότι είναι επιρρεπή σε ταλαντώσεις λόγω διεγέρσεων, ειδικά κατά την κατασκευή, λόγω ανέμου και λόγω του συνδυασμού ανέμου/βροχής.

Ταλαντώσεις μεγάλου πλάτους σε καλώδια έχουν παρατηρηθεί σε συνθήκες μέτριας έντασης βροχής σε συνδυασμού με μέτριας ταχύτητας ανέμους και ονομάζονται ταλαντώσεις αλληλεπίδρασης ανέμου/βροχής (rain-wind induced vibrations ή RWIV). Έχουν παρατηρηθεί πλάτη ταλάντωσης ως 2 μέτρα, με τυπικές τιμές κοντά στα 60 εκατοστά. Δονήσεις έχουν αναφερθεί κυρίως σε χαμηλότερες ιδιοσυχνότητες, από 1 έως 3 Hz.

Αποβολή στροβιλότητας ή vortex-shedding

Οι δονήσεις λόγω αποβολής στροβιλότητας είναι κλασική περίπτωση δόνησης που προκαλείται από τον άνεμο και χαρακτηρίζεται από περιορισμένου εύρους ταλαντώσεις σε χαμηλές ταχύτητες ανέμου. Οι δονήσεις αυτές σε ένα καλώδιο συμβαίνουν ως εξής: όταν μια ροή ανέμου προσπίπτει σε ένα καλώδιο όπως στο Σχήμα 10.1, δημιουργούνται περιοδικά δίνες, έκκεντρα σε σχέση με τον άξονα της ροής, μια κάθε φορά και εναλλάξ, προκαλώντας έτσι μια εγκάρσια δύναμη επί του καλωδίου. Η ταχύτητα του ανέμου στην οποία η συχνότητα της δημιουργίας αυτών των δινών συμπίπτει με την συχνότητα του καλωδίου προκαλώντας εξαναγκασμένη ταλάντωση στο καλώδιο δίνεται από τη παρακάτω σχέση συναρτήσεως του αριθμού Strouhal:

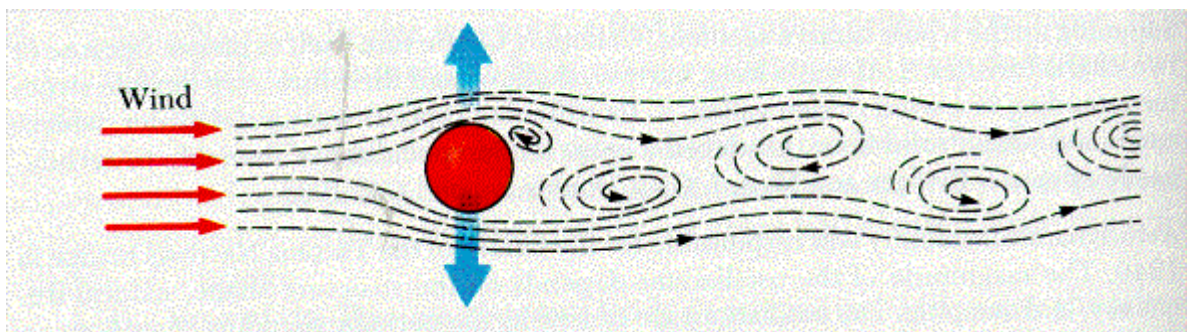
$$f = \frac{S \cdot v}{d} \quad (10.1)$$

Όπου :

S ο αριθμός *Strouhal* της διατομής

v η ταχύτητα του ανέμου

d η διάμετρος της διατομής



Σχήμα 10.1: Σχηματισμός δινών λόγω ροής ανέμου περί του καλωδίου και εγκάρσια ταλάντωση του καλωδίου.

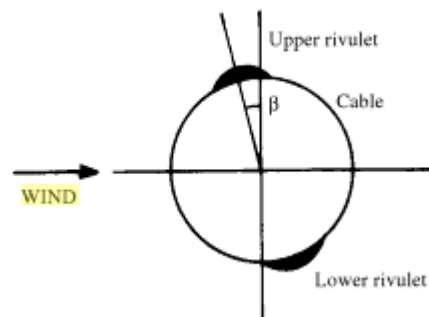
Αλληλεπίδραση ανέμου-βροχής ή rain-wind induced vibrations

Ο συνδυασμός βροχής και χαμηλών ταχυτήτων ανέμου μπορεί να προκαλέσει μεγάλου εύρους ταλαντώσεις σε χαμηλές συχνότητες. Αυτό το φαινόμενο έχει παρατηρηθεί σε πολλές καλωδιωτές γέφυρες, όπως την γέφυρα Fred Hartman στο Τέξας των Ηνωμένων Πολιτειών. Τέτοιες ταλαντώσεις μεγάλου πλάτους λόγω της ταυτόχρονης ύπαρξης βροχής και ανέμου μπορούν να προκαλέσουν ανεπιθύμητες τάσεις στην περιοχή της αγκύρωσης των καλωδίων οδηγώντας σε αστοχία λόγω κόπωσης.

Πολλές μελέτες έχουν γίνει για να διαπιστωθούν οι μηχανισμοί και οι συνθήκες εμφάνισης αυτών των ταλαντώσεων. Αυτές οι μελέτες περιλαμβάνουν επιτόπου μετρήσεις δονούμενων καλωδίων, δοκιμές τμημάτων καλωδίων σε τούνελ αέρα και αναλυτικές εργασίες για την διερεύνηση των μηχανισμών των ταλαντώσεων αυτών.

Έχει βρεθεί ότι αυτές οι δονήσεις συμβαίνουν τυπικά όταν συνυπάρχει βροχή με μέτριας έντασης άνεμο (8-15m/s) , σε μια διεύθυνση που σχηματίζει γωνία 20° με 60° μοιρών με το επίπεδο της καλωδίωσης. Τα μέγιστα πλάτη ταλάντωσης ήταν πολύ μεγάλα, από 0.25 έως 1m, έχοντας σαν αποτέλεσμα σε κάποιες περιπτώσεις την σύγκρουση γειτονικών καλωδίων.

Δοκιμές που διεξήχθησαν σε τούνελ αέρα έχουν δείξει ότι οι ροές του νερού που διατρέχουν τις άνω και τις κάτω επιφάνειες του καλωδίου σε βροχερό καιρο είναι ο βασικός λόγος αυτής της αεροελαστικής ευστάθειας. Αυτές οι ροές άλλαζαν το ενεργό σχήμα των καλωδίων και μετακινούνταν καθώς το καλώδιο ταλαντωνόταν, προκαλώντας κυκλικές αλλαγές στις αεροδυναμικές δυνάμεις, οι οποίες προκαλούσαν την δόνηση του καλωδίου. Η διεύθυνση του ανέμου που προκαλούσε αυτή τη διέγερση ήταν περίπου 45° ως προς το επίπεδο καλωδίωσης. Το εύρος της ταχύτητας των ανέμων που προκαλούσε αυτές τις διεγέρσεις φαίνεται να είναι αυτό στο οποίο οι άνω ροές νερού διατηρούνταν στην άνω επιφάνεια του καλωδίου.



Σχήμα 10.2: Μηχανισμός ταλαντώσεων λόγω του συνδυασμού ανέμου/βροχής



Σχήμα 10.3: Η καλωδιωτή γέφυρα Fred Hartmann στο Τέξας των Η.Π.Α, όπου παρατηρήθηκαν τέτοιας μορφής ταλαντώσεις.



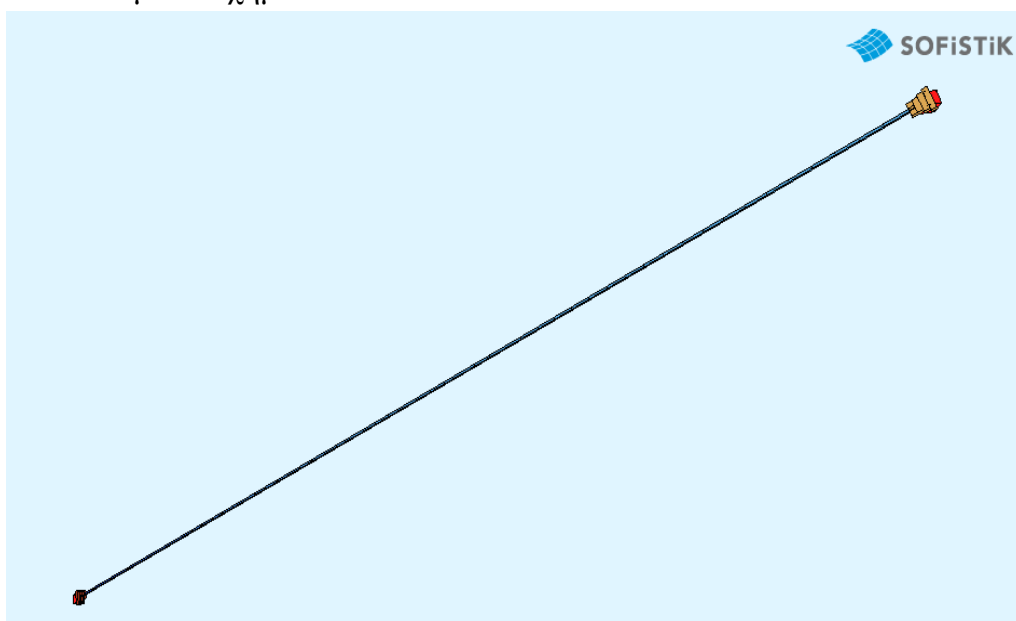
Σχήμα 10.4: Μεγάλοι πλάτους ταλαντώσεις καλωδίων στην γέφυρα Fred Hartmann λόγω του συνδυασμού ανέμου/βροχής.

10.3 Προσομοίωμα καλωδίου

Ο έλεγχος και των δύο φαινομένων έγινε για το καλώδιο 1 (αγκύρωσης). Η επιλογή του έγινε για τους εξής λόγους:

- Ο DIN FB-103 απαλλάσσει από τον έλεγχο σε RWIV για καλώδια διαμέτρου μικρότερης των 70mm. Το καλώδιο αγκύρωσης επομένως είναι το μόνο που πρέπει να ελεγχθεί.
- Λόγω της μεγάλης διαμέτρου του, περιμένουμε να είναι πιο επιρρεπές σε ταλαντώσεις λόγω και των δύο φαινομένων. Από τους τύπους υπολογισμού των κρίσιμων ταχυτήτων και των φορτίων ελέγχου, η αύξηση της διαμέτρου γενικά οδηγεί σε δυσμενέστερα φορτία ελέγχου.

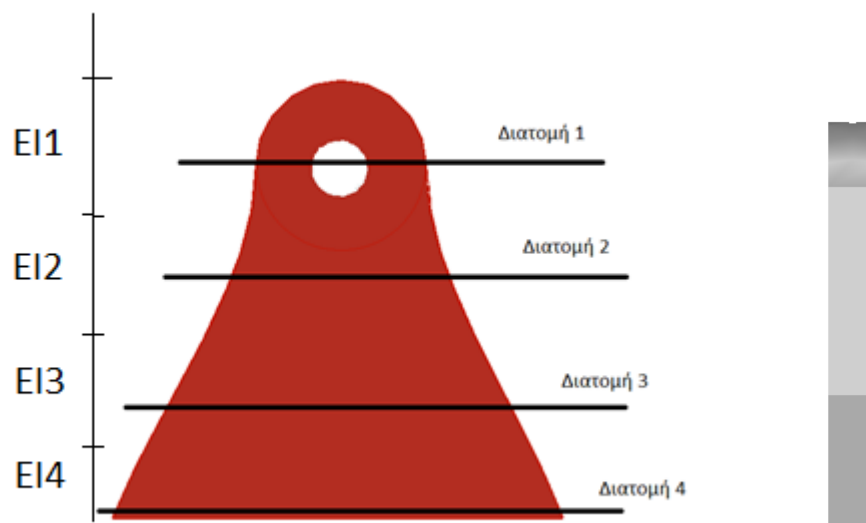
Για τον υπολογισμό του καλωδίου αγκύρωσης χρησιμοποιήσαμε το προσομοίωμα που φαίνεται στο επόμενο σχήμα:



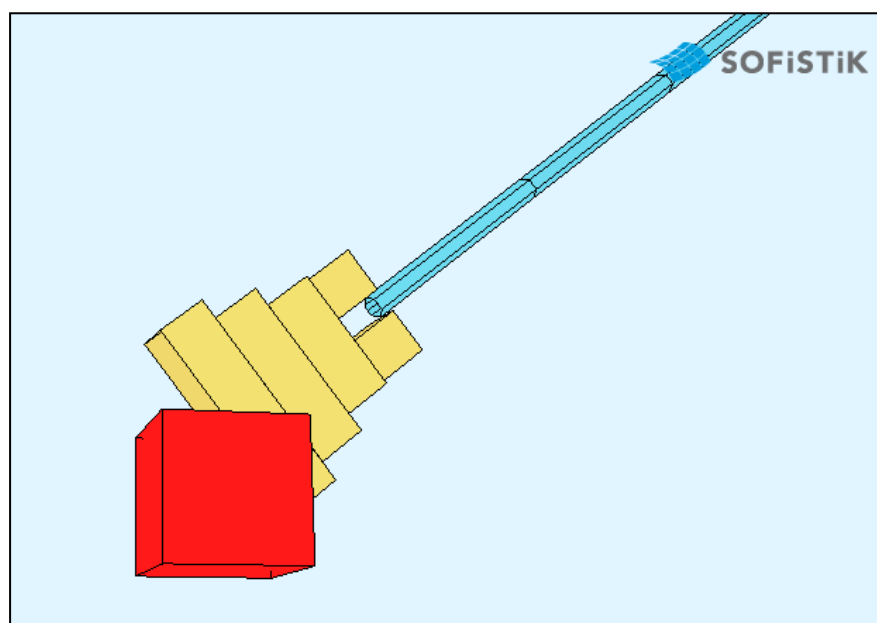
Σχήμα 10.5: Προσομοίωμα καλωδίου αγκύρωσης με πακτώσεις στα άκρα.

Θεωρούμε το καλώδιο απομονωμένο από την υπόλοιπη πεζογέφυρα. Οι συνθήκες στήριξης στα άκρα θεωρούνται συντηρητικά ως πλήρεις πακτώσεις. Η προσομοίωση του καλωδίου έγινε με beam elements μήκους $0.5m$ ώστε να έχουμε επαρκή διακριτοποίηση. Το μήκος του καλωδίου θεωρήθηκε μειωμένο λόγω του μήκους των συνδέσεων στο κατάστρωμα και τον πυλώνα. Επίσης για να είναι η προσομοίωση όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστική, θεωρήθηκε αξονική δύναμη $N_{perm}=2850kN$ ως προένταση λόγω των μόνιμων καταστάσεων φόρτισης (προκύπτει από την ανάλυση του συνολικού προσομοιώματος).

Σημαντικό στοιχείο αυτής της προσομοίωσης είναι ο τρόπος με τον οποίο προσομοιώνεται η δυσκαμψία του ελάσματος σύνδεσης του καλωδίου. Το έλασμα χωρίζεται σε τέσσερις διατομές ελέγχου, καθεμία από τις οποίες προσομοιώνεται με beam element, στο οποίο λαμβάνεται η μεταβλητή δυσκαμψία κάθε διατομής.



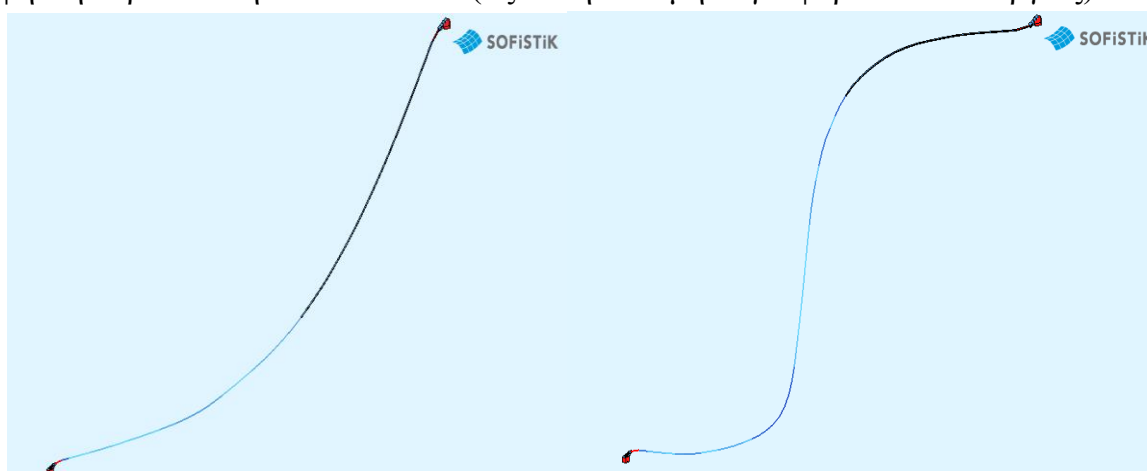
Σχήμα 10.6: Διατομές ελέγχου ελάσματος σύνδεσης.



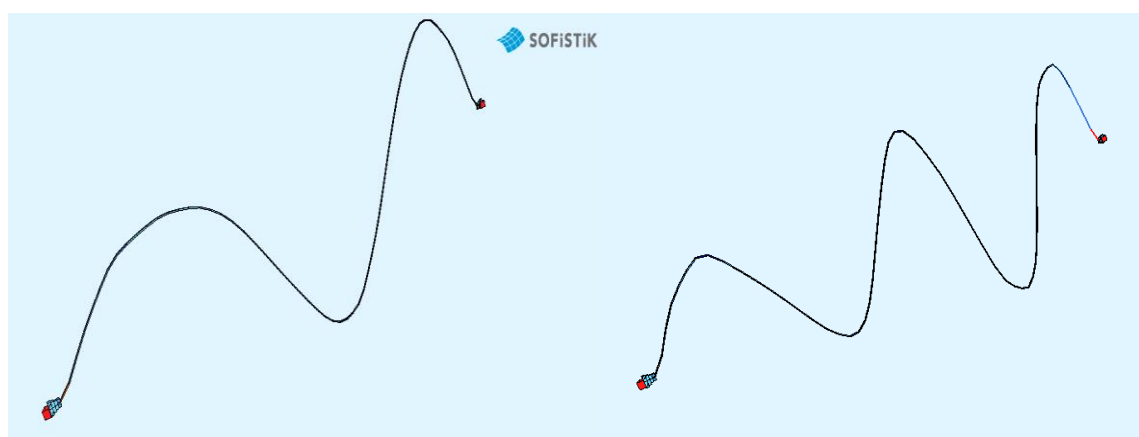
Σχήμα 10.7: Προσομοίωση ελάσματος σύνδεσης με beam elements

10.4 Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων και ιδιομορφών καλωδίων

Ο υπολογισμός των ιδιοσυχνοτήτων των καλωδίων έγινε με το υποπρόγραμμα Eigenvalues του SOFiSTiK. Στον υπολογισμό των μαζών και της δυσκαμψίας λάβαμε υπόψη την προένταση του καλωδίου (αξονική δύναμη λόγω φορτίων λειτουργίας).



Σχήμα 10.8: Δύο πρώτες ιδιομορφές εκτός επιπέδου καλωδίωσης.



Σχήμα 10.9: Τρίτη και πέμπτη ιδιομορφή εντός επιπέδου καλωδίωσης.

10.5 Έλεγχος κόπωσης λόγω αλληλεπίδρασης ανέμου-βροχής

Για τον υπολογισμό της κόπωσης λόγω αλληλεπίδρασης βροχής-ανέμου χρησιμοποιείται το Παράρτημα II-H του DIN-FB 103 , το οποίο προβλέπει ένα ισοδύναμο στατικό φορτίο ελέγχου της δυναμικής καταπόνησης:

$$q_{dyn} = c \cdot \eta \cdot v_{crit}^2 \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{\pi}{\delta} \cdot k_{v,i} \quad (10.2)$$

Όπου,

- $\eta=1.13 \cdot 10^{-5}$
- v_{crit} η κρίσιμη ταχύτητα του ανέμου που υπολογίζεται από την σχέση:

$$v_{crit} = 73.5 \cdot D \cdot f_i^{0.6} \quad (10.3)$$

- C συντελεστής ισχύος διέγερσης που εξαρτάται από την γωνία κλίσης του καλωδίου και υπολογίζεται από το διάγραμμα του σχήματος 10.2.
- $K_{v,i}=1.0$ για $v_{crit}<20m/s$

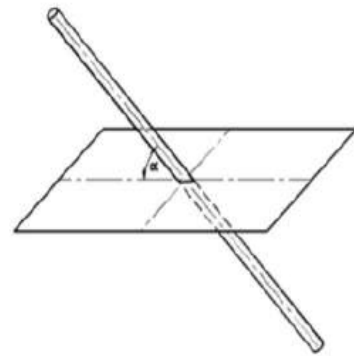
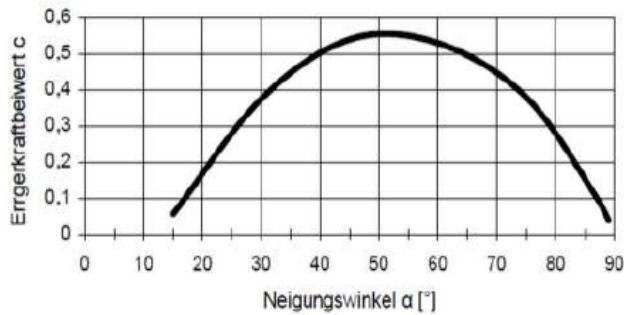
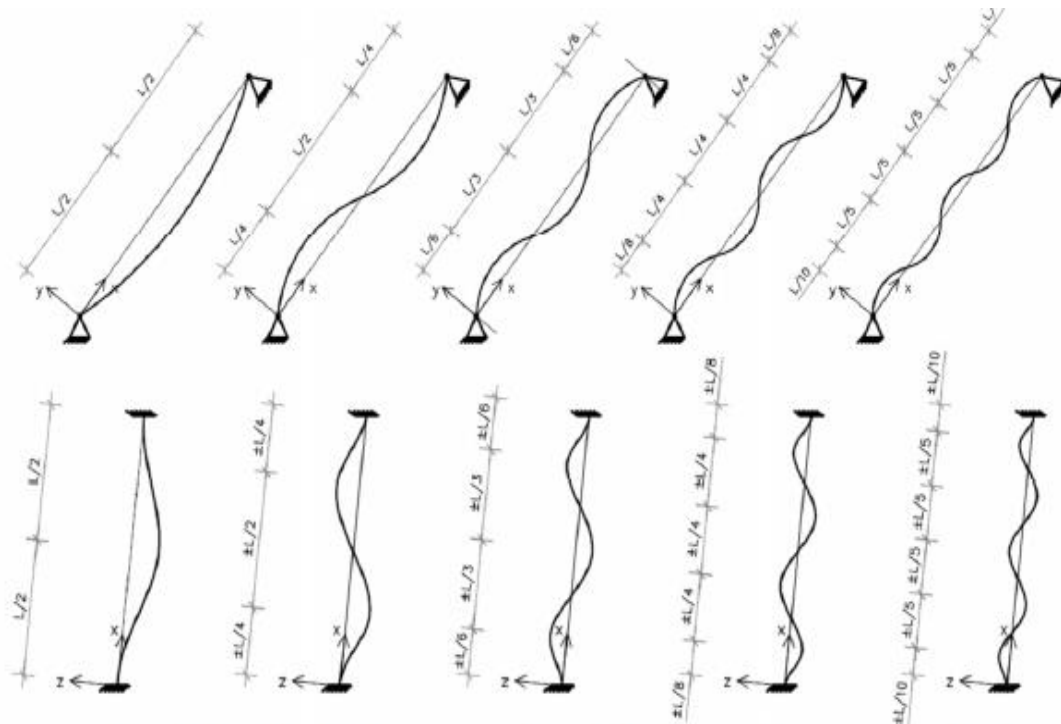


Figure 91: Excitation force coefficient as a function of the angle β

Σχήμα 10.10: Τιμές του συντελεστή c συναρτήσει της γωνίας κλίσης του καλωδίου

Κατανομή της δύναμης

Η κατανομή της δύναμης θα γίνει στα ακρότατα της αντίστοιχης ιδιομορφής με μήκος εφαρμογής $L_w=0.27L=12.36m$, όπου L το συνολικό μήκος του καλωδίου. Οι ενδιάμεσες αποστάσεις θα θεωρηθούν ίδιες με αυτές του ενός καλωδίου με αρθρωτές στηρίξεις, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 10.11: Καμπτικές μορφές ταλάντωσης για τις πέντε πρώτες ιδιομορφές. Επάνω: αμφιαρθρωτή δοκός, κάτω: αμφίπακτη δοκός

Για τις κυκλικές τάσεις του ελέγχου θα πρέπει να θεωρηθεί ένας μειωτικός συντελεστής K_H , μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η εμφάνιση των ταλαντώσεων:

$$\Delta\sigma_{M,Fat} = K_H \cdot \frac{2 \cdot \Delta M}{W} \quad (10.4)$$

όπου : $K_H = 120 \cdot (D)^{-0.7} \cdot (v_{crit})^{-2.5}$

Για να επαρκεί η σύνδεση σε κόπωση θα πρέπει να ικανοποιείται η ανισότητα ελέγχου:

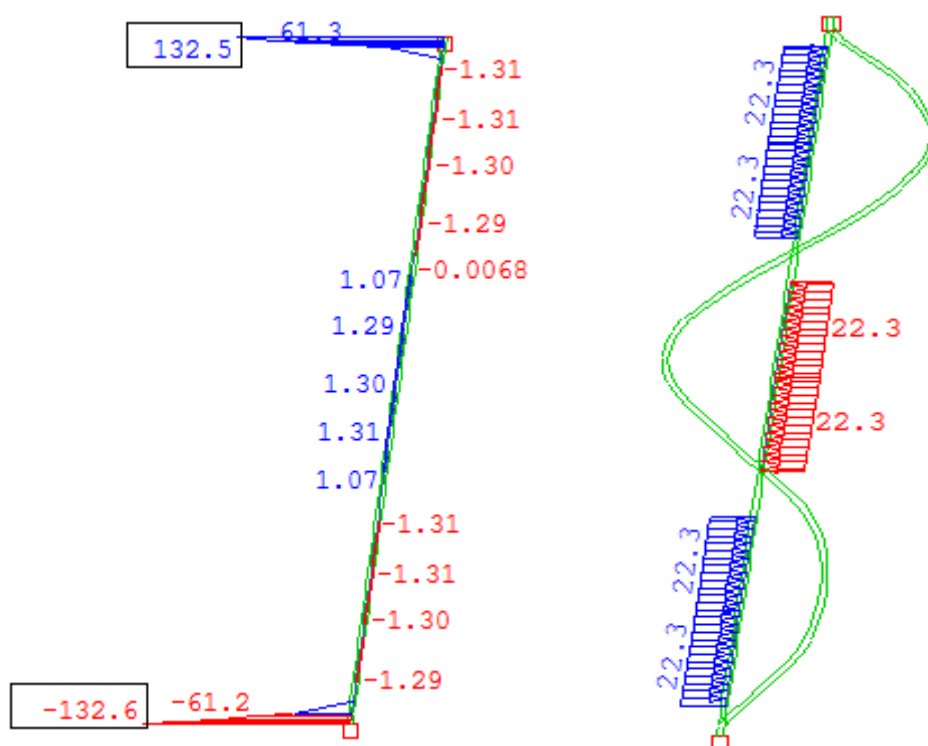
$$\frac{\gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{M,FAT}}{\Delta\sigma_c} < 1.0 \quad (10.5)$$

όπου $\gamma_{Mf} = 1.35$

Έλεγχος καλωδίου

Η ανάλυση που έγινε ήταν μη γραμμική γεωμετρίας (3rd order) και λάβαμε υπόψη την αξονική δύναμη $N_{perm} = 2847 kN$ ως προένταση λόγω των μόνιμων καταστάσεων φόρτισης (προκύπτει από την ανάλυση του συνολικού προσομοιώματος).

A) Εκτός επιπέδου



Σχήμα 10.12: Κατανομή φορτίων και ροπών κάμψης στο καλώδιο για την 3^η ιδιομορφή.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης και ο έλεγχος κόπωσης για τις ιδιομορφές με συχνότητα μικρότερη των 6.5Hz, φαίνονται στους παρακάτω πίνακες:

Καλώδιο 1-Διατομή 1								
	f_i	ν	K_V	q	ΔM	K_H	$\Delta\sigma$	Έλεγχος
1 ^η ιδιομορφή	1.058	6.46	1.00	5.47	15.6	1.00	19.06	0.21
2 ^η ιδιομορφή	2.127	9.83	1.00	12.63	36.2	1.00	44.23	0.48
3 ^η ιδιομορφή	3.413	13.05	1.00	22.28	61.2	1.00	74.77	0.81
4 ^η ιδιομορφή	4.379	15.15	1.00	30.05	73.7	0.75	67.87	0.73
5 ^η ιδιομορφή	5.191	16.78	1.00	36.86	70	0.58	49.95	0.54
6 ^η ιδιομορφή	6.691	Δεν ελέγχεται						

Πίνακας 10.1: Μέγιστες ορθές τάσεις σε Mpa και έλεγχος κόπωσης για την διατομή 1.

Καλώδιο 1-Διατομή 2								
	f_i	ν	K_V	q	ΔM	K_H	$\Delta\sigma$	Έλεγχος
1 ^η ιδιομορφή	1.058	6.46	1.00	5.47	21.4	1.00	13.38	0.14
2 ^η ιδιομορφή	2.127	9.83	1.00	12.63	49.9	1.00	31.19	0.34
3 ^η ιδιομορφή	3.413	13.05	1.00	22.28	89.9	1.00	56.19	0.61
4 ^η ιδιομορφή	4.379	15.15	1.00	30.05	103	0.75	48.53	0.52
5 ^η ιδιομορφή	5.191	16.78	1.00	36.86	97.9	0.58	35.74	0.39
6 ^η ιδιομορφή	6.691	Δεν ελέγχεται						

Πίνακας 10.2: Μέγιστες ορθές τάσεις σε Mpa και έλεγχος κόπωσης για την διατομή 2.

Καλώδιο 1-Διατομή 3								
	f_i	ν	K_V	q	ΔM	K_H	$\Delta\sigma$	Έλεγχος
1 ^η ιδιομορφή	1.058	6.46	1.00	5.47	27.3	1.00	13.16	0.14
2 ^η ιδιομορφή	2.127	9.83	1.00	12.63	63.6	1.00	30.65	0.33
3 ^η ιδιομορφή	3.413	13.05	1.00	22.28	108.7	1.00	52.39	0.57
4 ^η ιδιομορφή	4.379	15.15	1.00	30.05	132.4	0.75	48.10	0.52
5 ^η ιδιομορφή	5.191	16.78	1.00	36.86	125.6	0.58	35.35	0.38
6 ^η ιδιομορφή	6.691	Δεν ελέγχεται						

Πίνακας 10.3: Μέγιστες ορθές τάσεις σε Mpa και έλεγχος κόπωσης για την διατομή 3.

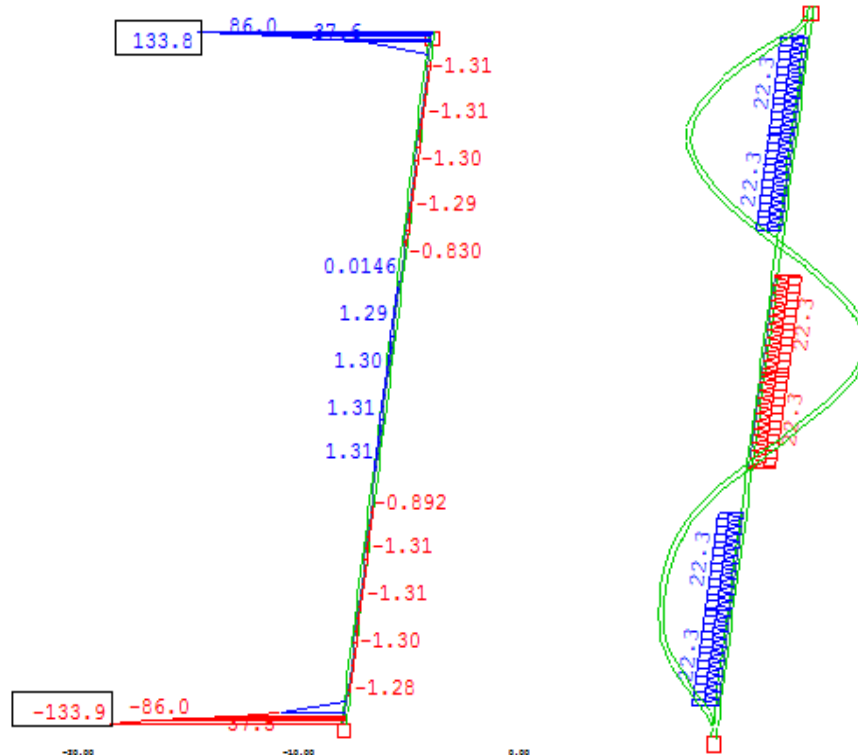
Καλώδιο 1-Διατομή 4								
	f_i	ν	K_V	q	ΔM	K_H	$\Delta\sigma$	Έλεγχος
1 ^η ιδιομορφή	1.058	6.46	1.00	5.47	33.1	1.00	13.79	0.23
2 ^η ιδιομορφή	2.127	9.83	1.00	12.63	77.4	1.00	32.25	0.54
3 ^η ιδιομορφή	3.413	13.05	1.00	22.28	132.6	1.00	55.25	0.93
4 ^η ιδιομορφή	4.379	15.15	1.00	30.05	162	0.75	50.88	0.86
5 ^η ιδιομορφή	5.191	16.78	1.00	36.86	154.2	0.58	37.52	0.63
6 ^η ιδιομορφή	6.691	Δεν ελέγχεται						

Πίνακας 10.4: Μέγιστες ορθές τάσεις σε Mpa και έλεγχος κόπωσης για την διατομή 4.

Παρατηρούμε ότι και στις τέσσερις διατομές ελέγχου οι τάσεις λόγω κάμψης δεν ξεπερνούν το όριο σε κόπωση. Η μέγιστη καταπόνηση εμφανίζεται στην συγκόλληση

της διατομής 4 και ισούται με $0.93 < 1.00$. Επομένως το έλασμα σύνδεσης επαρκεί σε κόπωση λόγω φορτίων εκτός επιπέδου.

B) Εντός επιπέδου



Σχήμα 10.13: Κατανομή ροπών κάμψης για την κρισιμότερη φόρτιση

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης και ο έλεγχος κόπωσης για τις ιδιομορφές με συχνότητα μικρότερη των 6.5Hz , φαίνονται στους παρακάτω πίνακες:

Καλώδιο 1-Διατομή 1								
	f_i	ν	K_ν	q	ΔM	K_H	$\Delta \sigma$	Έλεγχος
1 ^η ιδιομορφή	1.059	6.47	1.00	5.47	15.9	1.00	3.98	0.04
2 ^η ιδιομορφή	2.129	9.83	1.00	12.65	36.7	1.00	9.18	0.10
3 ^η ιδιομορφή	3.417	13.06	1.00	22.32	62.1	1.00	15.53	0.17
4 ^η ιδιομορφή	4.389	15.17	1.00	30.13	74.9	0.75	14.07	0.15
5 ^η ιδιομορφή	5.199	16.80	1.00	36.93	71	0.58	10.34	0.11
6 ^η ιδιομορφή	6.691	Δεν ελέγχεται						

Πίνακας 10.5: Μέγιστες ορθές τάσεις σε Mpa και έλεγχος κόπωσης για την διατομή 1

Καλώδιο 1-Διατομή 4								
	f_i	v	K_v	q	ΔM	K_H	$\Delta \sigma$	Έλεγχος
1 ^η ιδιομορφή	1.059	6.47	1.00	5.47	33.5	1.00	3.35	0.06
2 ^η ιδιομορφή	2.129	9.83	1.00	12.65	78.3	1.00	7.83	0.13
3 ^η ιδιομορφή	3.417	13.06	1.00	22.32	134.1	1.00	13.41	0.23
4 ^η ιδιομορφή	4.389	15.17	1.00	30.13	163.9	0.75	12.31	0.21
5 ^η ιδιομορφή	5.199	16.80	1.00	36.93	155.9	0.58	9.08	0.15
6 ^η ιδιομορφή	6.691	Δεν ελέγχεται						

Πίνακας 10.6: Μέγιστες ορθές τάσεις σε M_{ra} και έλεγχος κόπωσης για την διατομή 4.

Παρατηρούμε ότι οι στις διατομές ελέγχου 1,4 οι οποίες είναι οι πιο δυσμενείς όπως φάνηκε και στον έλεγχο εκτός επιπέδου, οι τάσεις που αναπτύσσονται είναι μικρότερες του ορίου κόπωσης, με μέγιστη καταπόνηση $0.23 < 1.00$ στην διατομή 4. Ο έλεγχος των διατομών 2,3 ως πιο ευμενής, παραλείπεται.

10.6 Έλεγχος κόπωσης λόγω vortex shedding

Ο γερμανικός κανονισμός προβλέπει έναν στατικό και έναν δυναμικό υπολογισμό των φορτίων. Στην περίπτωση μας θα χρησιμοποιήσουμε την στατική μέθοδο ελέγχου. Το στατικό φορτίο που προκαλείται από δονήσεις λόγω αποβολής στροβιλότητας κατά τον DIN-FB 103 υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$q_{dyn} = 0.7 \cdot D \cdot \frac{v_{crit}^2}{1600} \cdot \frac{\pi}{\delta} \cdot k_{f,i} \quad (10.6)$$

Όπου,

D η διάμετρος του καλωδίου σε m

v_{crit} η κρίσιμη ταχύτητα ανέμου σε m/s

δ ο συντελεστής απόσβεσης που για τα καλώδια παίρνει την τιμή $\delta=0.0015$

$k_{F,i}$ ένας συντελεστής όπου:

$k_{F,i} = 1.0$ για $f_i < 7$ και

$k_{F,i} = \frac{(10 - f_i)}{3}$ όταν $7 < f_i < 10$

Η κρίσιμη ταχύτητα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$v_{crit} = \frac{f_i \cdot D}{St} \quad (10.7)$$

όπου St ο αριθμός *Strouhal* που για τα καλώδια παίρνει την τιμή 0.2.

Το στατικό φορτίο πρέπει να τοποθετείται στα αντίστοιχα ακρότατα της καμπτικής ιδιομορφής του καλωδίου σε συγκεκριμένο μήκος $L_w=24D$.

Οι τάσεις που προκαλούνται από το στατικό φορτίο ισούνται με:

$$\Delta\sigma_{vortex} = \frac{2 \cdot \Delta M}{W} \quad (10.8)$$

Ο αριθμός των κύκλων φόρτισης είναι ενσωματωμένος στο μήκος συσχέτισης L_w . Η ολική ζημιά θα υπολογιστεί με βάση τη σχέση:

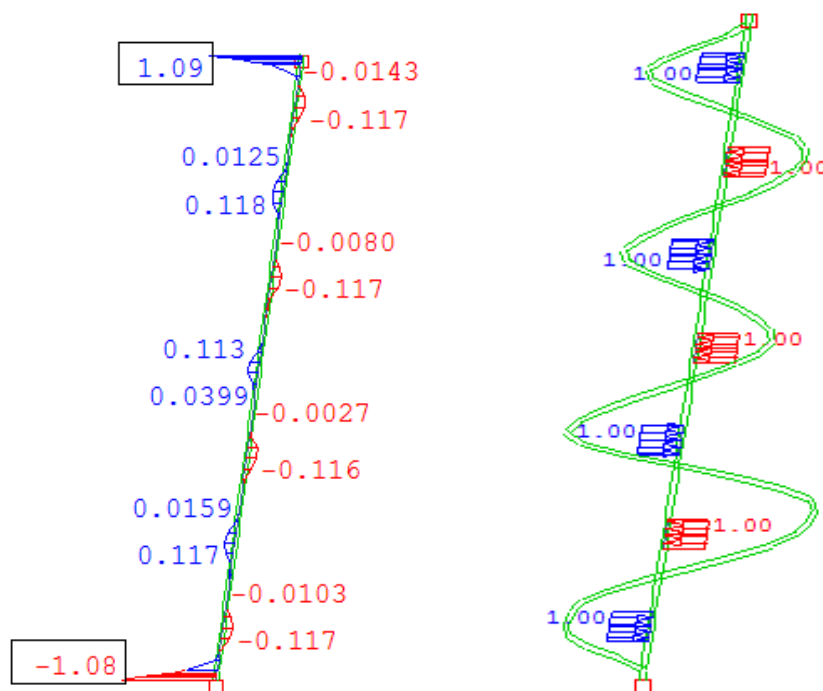
$$Έλεγχος = \frac{\gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{M,vortex}}{\Delta\sigma_c}, \text{ όπου } \gamma_{Mf} = 1.35 \quad (10.9)$$

και θα πρέπει να είναι μικρότερη της μονάδας για να επαρκεί η σύνδεση.

Έλεγχος καλωδίου αγκύρωσης

Ο έλεγχος της σύνδεσης των ελασμάτων θα γίνει για ταλαντώσεις εντός και εκτός επιπέδου, δηλαδή και στον ασθενή και στον ισχυρό άξονα της σύνδεσης. Η ανάλυση που έγινε ήταν μη γραμμική γεωμετρία (3rd order) και λάβαμε υπόψη την αξονική δύναμη $N_{perm}=2847kN$ ως προένταση λόγω των μόνιμων καταστάσεων φόρτισης (προκύπτει από την ανάλυση του συνολικού προσομοιώματος).

A) Εκτός επιπέδου



Σχήμα 10.14: Διάγραμμα ροπών κάμψης και φορτία ελέγχου για την δυσμενέστερη (7^η) ιδιομορφή.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης και ο έλεγχος κόπωσης για τις ιδιομορφές με συχνότητα μικρότερη των 10Hz, φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Καλώδιο 1-Διατομή 4							
k	ΔM	$\Delta \sigma$	Έλεγχος	k	ΔM	$\Delta \sigma$	Έλεγχος
1 ^η ιδιομορφή	1.058	0.50	0.019	1.00	0.012	0.02	0.000
2 ^η ιδιομορφή	2.127	1.00	0.079	1.00	0.0537	0.07	0.001
3 ^η ιδιομορφή	3.413	1.61	0.202	1.00	0.11	0.15	0.002
4 ^η ιδιομορφή	4.379	2.07	0.333	1.00	0.184	0.25	0.003
5 ^η ιδιομορφή	5.191	2.45	0.468	1.00	0.3	0.41	0.004
6 ^η ιδιομορφή	6.691	3.16	0.778	1.00	0.45	0.62	0.007
7 ^η ιδιομορφή	7.482	3.53	0.972	0.84	0.54	0.74	0.008
8 ^η ιδιομορφή	7.882	3.72	0.762	0.71	0.62	0.86	0.009
9 ^η ιδιομορφή	8.868	2.22	0.144	0.38	0.43	0.59	0.006
10 ^η ιδιομορφή	9.971	2.49	0.005	0.01	0.03	0.04	0.000

Πίνακας 10.9: Μέγιστες ορθές τάσεις σε Μρα και έλεγχος κόπωσης για την διατομή 1.

Καλώδιο 1-Διατομή 4							
	f_i	ν	q	k	ΔM	$\Delta \sigma$	Έλεγχος
1 ^η ιδιομορφή	1.058	0.50	0.019	1.00	0.023	0.01	0.000
2 ^η ιδιομορφή	2.127	1.00	0.079	1.00	0.106	0.06	0.001
3 ^η ιδιομορφή	3.413	1.61	0.202	1.00	0.22	0.13	0.002
4 ^η ιδιομορφή	4.379	2.07	0.333	1.00	0.37	0.22	0.004
5 ^η ιδιομορφή	5.191	2.45	0.468	1.00	0.6	0.36	0.006
6 ^η ιδιομορφή	6.691	3.16	0.778	1.00	0.89	0.53	0.009
7 ^η ιδιομορφή	7.482	3.53	0.972	0.84	1.09	0.64	0.011
8 ^η ιδιομορφή	7.882	3.72	0.762	0.71	0.846	0.50	0.008
9 ^η ιδιομορφή	8.868	2.22	0.144	0.38	0.41	0.24	0.004
10 ^η ιδιομορφή	9.971	2.49	0.005	0.01	0.07	0.04	0.001

Πίνακας 10.10: Μέγιστες ορθές τάσεις σε Μρα και έλεγχος κόπωσης για την διατομή 2.

Όπως παρατηρούμε από τους παραπάνω πίνακες, οι τάσεις που αναπτύσσονται στις συνδέσεις είναι πολύ μικρότερες της αντοχής των ελασμάτων σε κόπωση, με τη μέγιστη καταπόνηση να ισούται με $0.011 < 1.0$ στην διατομή 4. Συμπεραίνουμε ότι η σύνδεση του καλωδίου επαρκεί σε κόπωση.

Επειδή οι τάσεις που προκύπτουν είναι πολύ μικρές παραλείπουμε τον έλεγχο για τα εντός επιπέδου φορτία, καθώς και αυτά αναμένονται να δώσουν αμελητέες τάσεις.

10.7 Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις

Από τις αναλύσεις που πραγματοποιήσαμε παρατηρούμε ότι το καλώδιο αγκύρωσης δεν παρουσιάζει υπέρβαση τάσεων στους ελέγχους κόπωσης λόγω της αποβολής στροβιλότητας. Οι τάσεις που αναπτύσσονται είναι πολύ μικρές. Συμπεραίνουμε ότι οι

ταλαντώσεις λόγω vortex shedding είναι αμελητέες για έλεγχο στην υπό μελέτη πεζογέφυρα

Από την ανάλυση των φορτίων της αλληλεπίδρασης ανέμου-βροχής, οι τάσεις που υπολογίστηκαν είναι μικρότερες από την αντοχή σε κόπωση της λεπτομέρειας σύνδεσης, για την κάμψη περί τον ασθενή άξονα και τον ισχυρό άξονα. Αυτό οφείλεται σε δύο λόγους:

1. Στην επιλογή του κατάλληλου σχήματος του ελάσματος σύνδεσης έτσι ώστε η δυσκαμψία του να μεταβάλλεται σταδιακά σε με το μήκος του και να μην υπάρχουν απότομες αλλαγές που οδηγούν σε συγκεντρώσεις τάσεων.
2. Οι ελάχιστες διαστάσεις που προτείνει ο EC3 για τα ελάσματα σύνδεσης με πείρους δεν επαρκούν σε κόπωση λόγω φορτίων ανέμου/βροχής. Για να επαρκεί το διπλασιάσαμε το πάχος του και αυξήσαμε σημαντικά το αρχικό πλάτος. Έτσι οι τάσεις που υπολογίστηκαν ήταν μέσα στα όρια όπως φαίνεται στο Κεφάλαιο 10.3

Καλώδιο 1-Διατομή 4								
	f	v	K_f	q	K_h	ΔM	$\Delta \sigma$	Έλεγχος
1 ^η ιδιομορφή	1.103	6.63	1.00	5.50	1.00	25.4	89.47	1.51
2 ^η ιδιομορφή	2.357	10.45	1.00	13.68	1.00	53.4	188.09	3.17
3 ^η ιδιομορφή	3.328	12.85	1.00	20.70	1.00	95.1	334.98	5.65
4 ^η ιδιομορφή	4.013	14.38	1.00	25.91	0.86	109	329.90	5.57
5 ^η ιδιομορφή	5.543	17.46	1.00	38.18	0.53	127.1	236.97	4.00

Πίνακας 10.11: Αποτελέσματα τάσεων για το έλασμα με τις ελάχιστες διαστάσεις σύμφωνα με τον EC3.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

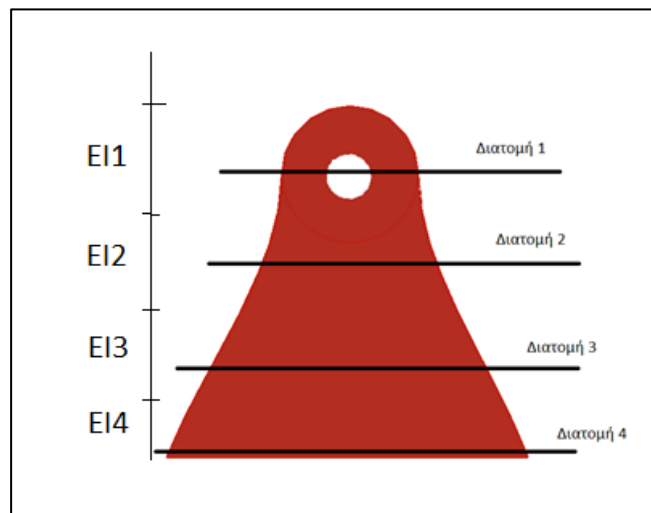
1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α. (2006α). «Σύμμικτες γέφυρες – Οδηγός σχεδιασμού με βάση τα DIN-Fachberichte και τους Ευρωκώδικες, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι. (2008). «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες (2η έκδοση)», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Γαντές Χ. «Σχεδιασμός καλωδιωτών κατασκευών και μεμβρανών», Σημειώσεις για το αντίστοιχο μεταπτυχιακό μάθημα του ΔΠΜΣ «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών», Ε.Μ.Π
7. Niels J.Gimsing, Christos T.Georgakis (2012) «Cable supported bridges- Concept and design, third edition», Wiley Editions
8. You-Lin Xu (2013). «Wind effects on cable-supported bridges», Wiley Editions
9. «Stahlbau-Kalender 2008: Schwerpunkte: Dynamik, Brücken: Schwerpunkte - Dynamik, Brucken», Ernst & Sohn , 2008
10. Διδακτορική διατριβή «Χωρικά προσομοιώματα σύμμικτων γεφυρών με χρήση ραβδωτών στοιχείων», Αδαμάκος Θεόδωρος Παναγιώτης, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ), Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής. Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Αθήνα 2012
11. Master's Thesis «Vibration response of lightweight pedestrian bridges», Eriksson Hallvard Pagander Tysnes, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering , Steel and Timber Structures, Chalmers University Of Technology , Göteborg, Sweden 2013
12. Διπλωματική Εργασία : «Σχεδιασμός Καλωδιωτής Πεζογέφυρας επί της Λεωφόρου Ποσειδώνος», Παναγιώτης Α. Τσαρπαλής, Επιβλέπων: κ. Ιωάννης Βάγιας, καθηγητής ΕΜΠ, Αθήνα, Μάρτιος 2015
13. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
14. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
15. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.

16. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
17. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
18. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
19. EN1993-1-9: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-9: Κόπωση, CEN , Βρυξέλλες, Μάιος 2005
20. EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
21. EN1991-11-1: Ευρωκώδικας 1: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-11: Σχεδιασμός κατασκευών από εφελκόμενα στοιχεία , CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
22. EN 1994-2: Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γενικοί κανόνες και κανόνες για γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005
23. UK National Annex to Eurocode 1 - Actions on structures Part 1-4: General actions - Wind actions
24. Nine Elms - Pimlico bridge Feasibility study summary report
25. Ιστοσελίδα διαγωνισμού: <http://www.nepbridgecompetition.co.uk/>
26. Ιστοσελίδα της Pfeifer: <http://www.pfeifer.de/>
27. Ιστοσελίδα: <http://www.nineelmslondon.com/>
28. Το φωτογραφικό υλικό είναι αποτέλεσμα διαδικτυακής έρευνας καθώς και υλικό από προσωπικό αρχείο.

Παράρτημα Α-Κόπωση

A-1 Κατηγορία λεπτομερειών σύνδεσης με βάση τον EN1991-1-9



Το έλασμα σύνδεσης για το καλώδιο αγκύρωσης έχει την μορφή του Σχήματος Α-1. Το έλασμα θα έχει ύψος $h=0.70m$. Οι ροπές αδρανείας υπολογίστηκαν στο SOFiSTiK.



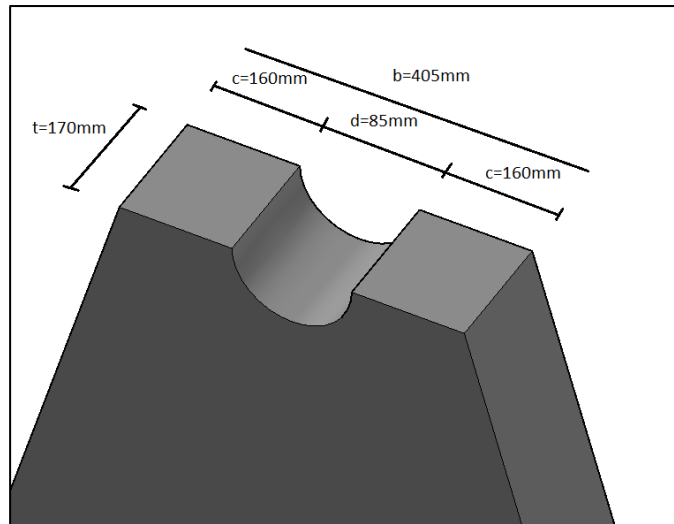
Σχήμα Α-1: Σχήμα και διατομές ελέγχου ελάσματος σύνδεσης.

Διατομή 1

Η διατομή 1 αποτελείται από το έλασμα σύνδεσης το οποίο έχει οπή στην μέση λόγω του πείρου. Η μορφή της διατομής φαίνεται στο σχήμα Α3.

140		<p>Sheared or gas cut plates:</p> <p>4) Machine gas cut or sheared material with subsequent dressing.</p>	<p>4) All visible signs of edge discontinuities to be removed. The cut areas are to be machined or ground and all burrs to be removed.</p> <p>Any machinery scratches for example from grinding operations, can only be parallel to the stresses.</p> <p>Details 4) and 5):</p> <ul style="list-style-type: none"> - Re-entrant corners to be improved by grinding (slope $\leq \frac{1}{4}$) or evaluated using the appropriate stress concentration factors. - No repair by weld refill.
125		<p>5) Material with machine gas cut edges having shallow and regular drag lines or manual gas cut material, subsequently dressed to remove all edge discontinuities.</p> <p>Machine gas cut with cut quality according to EN 1090.</p>	

Σχήμα Α-2: Κατηγορία λεπτομέρειας διατομής 1 με βάση τον EN1993-1-9

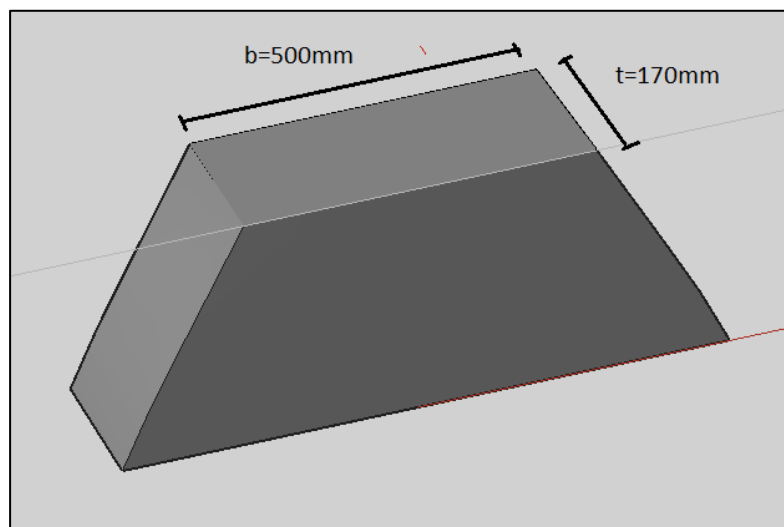


Σχήμα A-3: Διαστάσεις διατομής 1

Με βάση τον παραπάνω πίνακα του EN1993-1-9, η διατομή 1 είναι ένα επίπεδο μέλος κατηγορίας λεπτομέρειας 125.

Διατομή 2

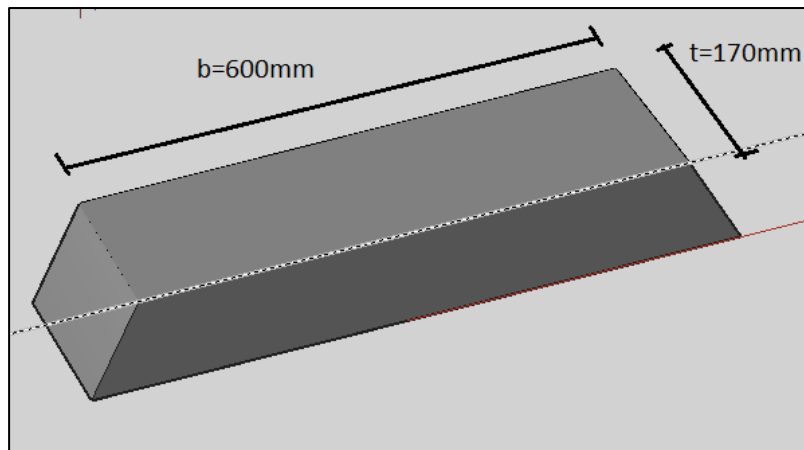
Η μορφή της διατομής 2 φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Η διατομή 2 είναι και αυτή κατηγορίας 125 όπως η διατομή 1.



Σχήμα A-4: Διατομή 2

Διατομή 3

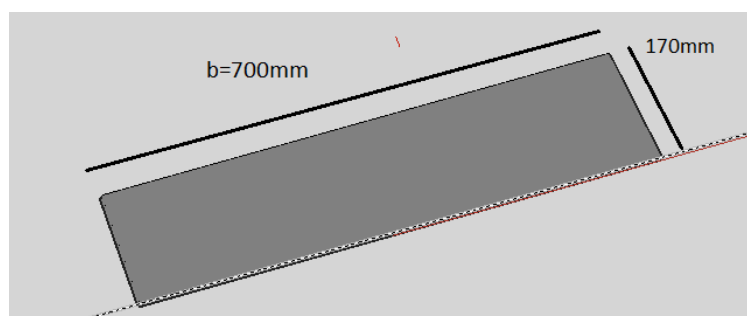
Η μορφή της διατομής 3 φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Η διατομή 3 είναι και αυτή κατηγορίας 125 όπως οι διατομές 1,2.



Σχήμα A-5: Διατομή 3

Διατομή 4

Η διατομή ελέγχου 4 αποτελείται από την συγκόλληση του ελάσματος σύνδεσης στο πέλμα της κύριας δοκού. Η συγκόλληση γίνεται με εσωραφές πλήρους διείσδυσης μεταξύ των δύο ελασμάτων. Η μορφή της φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα A-5: Διατομή 4

AC ₂ Detail category	Constructional detail		Description	Requirements
80	$l < 50 \text{ mm}$	all t [mm]	<p><u>Cruciform and Tee joints:</u></p> <p>1) Toe failure in full penetration butt welds and all partial penetration joints.</p>	<p>1) Inspected and found free from discontinuities and misalignments outside the tolerances of EN 1090.</p> <p>2) For computing $\Delta\sigma$, use modified nominal stress.</p> <p>3) In partial penetration joints two fatigue assessments are required. Firstly, root cracking evaluated</p>
71	$50 < l \leq 80$	all t		
63	$80 < l \leq 100$	all t		
56	$100 < l \leq 120$	all t		
56	$l > 120$	$t \leq 20$		
50	$120 < l \leq 200$	$t > 20$		
	$l > 200$	$20 < t \leq 30$		
45	$200 < l \leq 300$	$t > 30$		
	$l > 300$	$30 < t \leq 50$		
40	$l > 300$	$t > 50$		

Σχήμα A-6: Κατηγορία λεπτομέρειας διατομής 3 με βάση τον EN1993-1-9

Με βάση τον παραπάνω πίνακα η συγκόλληση που θα ελέγξουμε είναι κατηγορίας 80 αφού το πάχος του πέλματος μαζί με την εσωραφή είναι μικρότερο των 50mm.

