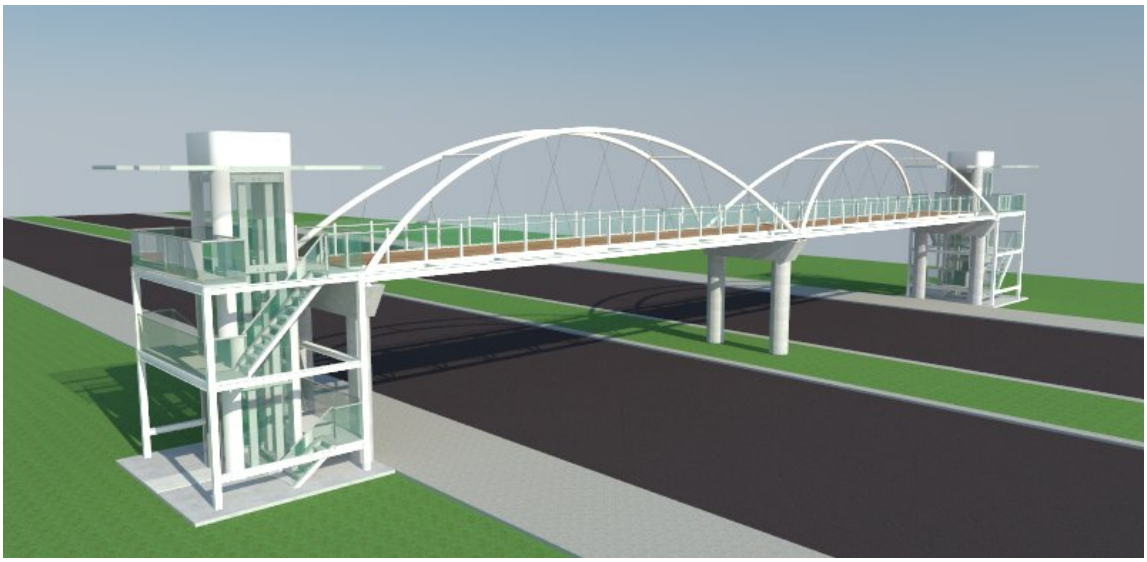
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Τοξωτής Πεζογέφυρας με Μεταλλικά Στοιχεία



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Δημήτριος Νικόλαος Ε. Κουμαντάκης

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης, Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π

Αθήνα, Ιούλιος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017/14

Κουμαντάκης Δ.Ν. Ε. (2017).
Σχεδιασμός τοξωτής πεζογέφυρας με μεταλλικά στοιχεία
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017/14
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Koumantakis D.N. E. (2017)
Design of a steel tied-arch footbridge
Diploma Thesis EMK ΔE 2017/14
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη 6

Abstract 7

Ευχαριστίες 8

1 Εισαγωγή 10
1.1 Περί γεφυρών 10
1.2 Τοξωτές Πεζογέφυρες τύπου Nielsen 13
1.3 Μόρφωση Τοξωτής Πεζογέφυρας στην περιοχή της Βούλας 15

2 Μόρφωση Γέφυρας 17
2.1 Εισαγωγή 17
2.2 Στατικό σύστημα και συμπεριφορά φορέα 18
2.3 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γέφυρας 19
2.3.1 Γενικές διαστάσεις και σχέδια 19
2.3.2 Κύριες δοκοί καταστρώματος 20
2.3.3 Τοξωτά μέλη 21
2.3.4 Διαδοκίδες 22
2.3.5 Μηκίδες 22
2.3.6 Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας 23
2.3.7 Εγκάρσιοι σύνδεσμοι τόξων 24
2.3.8 Καλώδια 25
2.3.9 Κατάστρωμα 26
2.3.10 Ποιότητες και παραδοχές βασικών υλικών 27

3 Δράσεις επί της Πεζογέφυρας 29
3.1 Περί δράσεων 29
3.2 Μόνιμες Δράσεις 30
3.2.1 Ίδιον βάρος μεταλλικού φορέα (G) 30
3.2.2 Ίδιον βάρος ξύλινου καταστρώματος (G’) 30
3.2.3 Ίδιον βάρος κιγκλιδωμάτων (G’) 30
3.2.4 Δύναμη προέντασης καλωδίων (P) 30
3.3 Μεταβλητές Δράσεις 30
3.3.1 Δράσεις κυκλοφορίας 31
3.4 Φορτία Χιονιού 32
3.4.1 Εισαγωγή 32
3.4.2 Φορτίο χιονιού σε στέγες 32
3.4.3 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού (μ_i) 34
3.4.4 Φορτίο χιονιού στο κατάστρωμα της πεζογέφυρας 36
3.5 Δράσεις ανέμου 36
3.5.1 Γενικά 36
3.5.2 Δυνάμεις ανέμου 37
3.5.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ 37
3.5.4 Συντελεστής δύναμης καταστρώματος και επιφάνεια αναφοράς 40
3.5.5 Συντελεστής δυναμικής απόκρισης 43
3.5.6 Υπολογισμός δύναμης ανέμου καταστρώματος κατά x 43
3.5.7 Υπολογισμός δύναμης ανέμου καταστρώματος κατά y 43
3.5.8 Υπολογισμός δύναμης ανέμου καταστρώματος κατά z 44

3.5.9 Υπολογισμός δυνάμεων ανέμου στα τόξα και στα καλώδια....44
3.6 Δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών....50
3.6.1 Γενικά....50
3.6.2 Θερμοκρασιακές συνιστώσες....50
3.6.3 Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας....51
3.7 Λοιπές τυχηματικές δράσεις πεζογέφυρας....52
3.7.1 Πρόσκρουση οχήματος στα βάθρα της πεζογέφυρας....52
3.8 Σεισμικές Δράσεις....52
3.8.1 Γενικά....52
3.8.2 Υπολογισμός των σεισμικών δράσεων....52
3.9 Συνδυασμοί Δράσεων....56
3.9.1 Γενικά....56
3.9.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας....56
3.9.3 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας....57
3.9.4 Συνδυασμοί δράσεων επί της πεζογέφυρας....58

4 Ανάλυση και Έλεγχος Φορέα....59
4.1 Λογισμικό Ανάλυσης SAP2000....59
4.2 Παρουσίαση προσομοιώματος πεζογέφυρας....59
4.2.1 Διαδικασία σχεδιασμού προσομοιώματος....59
4.3 Ανάλυση και έλεγχος διατομών....61
4.3.1 Γενικά....61
4.3.2 Κατάταξη διατομών....62
4.3.3 Αντοχή διατομών....65
4.4 Προένταση καλωδίων και έλεγχοι....66
4.4.1 Εισαγωγή....66
4.4.2 Προεκτίμηση της δύναμης προεντάσεως....67
4.4.3 Ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας καλωδίων E_{eq}....68
4.4.4 Τελική επιλογή προέντασης και αντιβέλος....69
4.4.5 Έλεγχος καλωδίων στις οριακές καταστάσεις....70
4.5 Έλεγχος κυρίων δοκών....71
4.6 Έλεγχος διαδοκίδων....73
4.7 Έλεγχος τόξων....75
4.8 Μηκίδες....79
4.9 Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι....80
4.10 Εγκάρσιοι σύνδεσμοι τόξων....84
4.11 Έλεγχος βελών καταστρώματος....87
4.12 Έλεγχος και επιλογή εφεδράνων....88

5 Ανάλυση Δυναμικής Απόκρισης....90
5.1 Εισαγωγή....90
5.2 Ιδιομορφική ανάλυση πεζογέφυρας....90
5.2.1 Γενικά....90
5.2.2 Σημαντικές ιδιομορφές....91
5.3 Διαδικασία ελέγχου δυναμικής επίδρασης πεζών....93
5.3.1 Προσδιορισμός κατηγορίας πεζογέφυρας....93
5.3.2 Προσδιορισμός πιθανότητας πραγματοποίησης συντονισμού....93
5.3.3 Υπολογισμός δυναμικού φορτίου ελέγχου....94
5.3.4 Τελικός έλεγχος επιταχύνσεων καταστρώματος....95

6 Ανάλυση και έλεγχος συνδέσεων....96
6.1 Γενικά....96
6.2 Αρθρωτή σύνδεση μέσω πείρου της στήριξης (1)....97
6.2.1 Γενικά στοιχεία....97
6.2.2 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού του πείρου....97

6.2.3 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά απολήξεων συνδεόμενων ελασμάτων 97
6.2.4 Έλεγχοι επάρκειας πείρου στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....98
6.2.5 Έλεγχοι επάρκειας του πείρου στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....99
6.3 Σύνδεση κυρίας δοκού-τόξου-διαδοκίδας-χιαστί (2).....99
6.4 Σύνδεση κυρίας δοκού-διαδοκίδας-χιαστί (3) 101
6.5 Κεντρική σύνδεση χιαστί συνδέσμων (4).....102
6.6 Σύνδεση διαδοκίδας-μηκίδας (5).....103
6.7 Συνδέσεις των εγκάρσιων συνδέσμων με τα τόξα 6α) & 6β).....104

7 Κατασκευή-ανέγερση πεζογέφυρας.....106
7.1 Περιγραφή διαδικασίας.....106

8 Βιβλιογραφία.....109

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2017/14

Σχεδιασμός τοξωτής πεζογέφυρας με μεταλλικά στοιχεία

Κουμαντάκης Δ.Ν. Ε. (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσης διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη μιας τοξωτής πεζογέφυρας από μεταλλικά στοιχεία. Η γέφυρα αυτή μελετάται ώστε να τοποθετηθεί στην λεωφόρο Κων/νου Καραμανλή (παραλιακή) στο ύψος της περιοχής της Βούλας, προκειμένου να εξασφαλίσει ασφαλή δίοδο στους κατοίκους της περιοχής.

Αρχικά, στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή στις γέφυρες, την γεφυροποιία και ειδικότερα στο συγκεκριμένο τύπο πεζογεφυρών, καθώς και η παρουσίαση του προβλήματος το οποίο καλούμαστε να επιλύσουμε με την τοποθέτηση της πεζογέφυρας.

Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφονται το στατικό σύστημα της πεζογέφυρας, τα σχέδια και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γέφυρας. Επίσης, γίνεται αναφορά στα υλικά κατασκευής που επιλέχθηκαν, και τις μηχανικές τους ιδιότητες.

Στην συνέχεια, στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι δράσεις που ασκούνται επί της πεζογέφυρας και γίνεται ο υπολογισμός τους σύμφωνα με τους κανονισμούς και τις διατάξεις του Ευρωκώδικα. Στο τέλος του κεφαλαίου εμφανίζονται επίσης οι συνδυασμοί δράσεων που χρησιμοποιήθηκαν και βάσει των οποίων έγιναν οι έλεγχοι και η τελική διαστασιολόγηση του φορέα.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στο λογισμικό SAP2000v19, το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του φορέα της πεζογέφυρας. Στο ίδιο κεφάλαιο παρουσιάζονται το στατικό προσωμοίωμα του φορέα, καθώς και τα εντατικά μεγέθη και οι έλεγχοι όλων των επιμέρους στοιχείων του.

Στο πέμπτο κεφάλαιο μελετάται η δυναμική απόκριση της γέφυρας και η πιθανότητα εμφάνισης φαινομένων συντονισμού, λόγω φορτίων που αναπτύσσονται από το βάδισμα των πεζών, σύμφωνα με τον γαλλικό τεχνικό οδηγό SETRA2006.

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται η μορφολογία και οι έλεγχοι των μεταλλικών συνδέσεων της κατασκευής. Ο σχεδιασμός και η ανάλυση των συνδέσεων έγινε με χρήση του λογισμικού IDEA StatiCa Connection.

Στο έβδομο και τελευταίο κεφάλαιο της εργασίας γίνεται μια σύντομη περιγραφή της διαδικασία του τρόπου κατασκευής και ανέγερσης της πεζογέφυρας.

Για την γραφική απεικόνιση του φορέα χρησιμοποιήθηκαν επίσης τα προγράμματα AutoCAD 2015 και Google SketchUp.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
ΕΜΚ ΔΕ 2017/14

Design of a steel tied-arch footbridge

Koumantakis D.N. E (supervised by Raftoyiannis I.)

Abstract

The subject of this diploma thesis is the design of a tied-arch steel footbridge. This bridge is planned to be located on the K.Karamanlis Avenue (Coastal Ave) in the southwest part of Voula city, in order to ensure a safe overpass for the residents of the area.

Initially, in the first chapter there is an introduction to bridges, bridge construction and especially to tied-arch footbridges, as well as the presentation of the problem which we are called upon to resolve with the construction of the pedestrian bridge.

In the second chapter are described the structural behavior of the tied-arch footbridge, the architectural plans and the geometrical characteristics of the bridge. Reference is also made to the selected construction materials and their mechanical properties.

In the third chapter the actions on the footbridge are presented and calculated according to the regulations and provisions of the Eurocode. At the end of the chapter are also presented the combinations of actions that were used and on the basis of which, the strength checks and final dimensioning of the footbridge were made.

Reference is made to the SAP2000v19 software in the fourth chapter, which was used to analyze the footbridge. In the same chapter are presented the structural behavior of the bridge, as well as the internal forces and strength checks of all its individual elements.

In the fifth chapter we study the dynamic response of the bridge and the possibility of resonance phenomena, due to loads developed by pedestrian walking, according to the French technical guide SETRA2006.

The sixth chapter presents the morphology and strength checks of the metal connections of the bridge. The design and analysis of the connections were made using the IDEA StatiCa Connection software.

In the seventh and final chapter of the paper, there is a brief description of the building process and construction stages of the pedestrian bridge.

Any graphical illustration or architectural plans of the footbridge were created in AutoCAD 2015 and Google SketchUp.

Ευχαριστίες

Κατ’αρχάς θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής μου εργασίας κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη, του οποίου η βοήθεια και η συνεχής καθοδήγηση ήταν καθοριστική για την εκπόνηση της εργασίας αυτής.

Επίσης οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια και τους φίλους μου, οι οποίοι με στήριξαν καθ’όλη την διάρκεια της ακαδημαϊκής μου πορείας.

1 Εισαγωγή

1.1 Περί γεφυρών

Γέφυρα ορίζεται η κατασκευή μηχανικού που αποσκοπεί στην ασφαλή ζεύξη δύο ή περισσοτέρων σημείων πάνω από ένα εμπόδιο. Συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται αποτελούν οδικοί ή σιδηροδρομικοί άξονες, ποταμοί ή γενικά υδάτινες επιφάνειες, εδαφικές ταπεινώσεις, ασταθή εδάφη κ.τ.λ. Οι πρώτες τεχνητές γέφυρες αρχίζουν να χρησιμοποιούνται στα αρχαία χρόνια με την εμφάνιση και άνοδο των πρώτων σύγχρονων πολιτισμών στη Μεσοποταμία. Από κείνο το σημείο, με την εξέλιξη της τεχνογνωσίας, της μηχανικής και την ανακάλυψη καινούργιων υλικών καθίσταται απλά θέμα χρόνου η διάδοση της γεφυροποιίας στον υπόλοιπο κόσμο.

Στην αρχή οι γέφυρες αποτελούσαν πολύ απλές κατασκευές από εύκολα προσβάσιμους φυσικούς πόρους όπως, κορμούς δέντρων, πέτρα και χώμα. Λόγω αυτού, δεν υπήρχε η δυνατότητα να καλύπτουν μεγάλα ανοίγματα, και η δομική τους ακεραιότητα ήταν ασταθής καθώς δεν είχε ανακαλυφθεί ακόμα το ασβεστοκονίαμα[1] με αποτέλεσμα τα νερά των βροχών να διαβρώνουν με ευκολία τους αρμούς τους. Η πρώτη επανάσταση στην γεφυροποιία ήρθε από τους μηχανικούς την αρχαίας Ρώμης οι οποίοι ανακάλυψαν ότι οι λεπτά αλεσμένες ηφαιστειακές πέτρες αποτελούν εξαίρετο υλικό για την παραγωγή ασβεστοκονιάματος. Αυτή η εφεύρεση άνοιξε καινούργιους ορίζοντες και έδωσε στην Ρώμη την δυνατότητα ανέγερσης γεφυρών και γενικότερα κατασκευών πρωτοφανούς κλίμακας και αντοχής για την εποχή εκείνη. Η γνώση αυτή σύντομα μεταλαμπαδεύτηκε γρήγορα στην επικράτεια από τους ρωμαίους αρχιτέκτονες εξαιτίας του ρωμαϊκού οδικού δικτύου.

Σχήμα 1.1.1 Γέφυρα του Αρκαδικού (13ος ή 14ος αιώνας π.Χ), Αργολίδα.

[1] ((ασβέστης + κονίαμα ‹ κόνις): μείγμα ασβέστη, άμμου και νερού που χρησιμοποιείτο για το ασβέστωμα των τοίχων και για τη σύνδεση των υλικών στις κατασκευές.

Σχήμα 1.1.2 Γέφυρα Pont du Gard 1ος αιώνας μ.Χ

Μετά την πτώση της ρωμαϊκής αυτοκρατορίας η ανάπτυξη της γεφυροποιίας σε Ευρώπη και Ασία βρίσκεται σε τέλμα μέχρι τον 18^{ο} αιώνα, όπου αρχίζει μια νέα εποχή για την επιστήμη και την μηχανική. Οι μηχανικοί της εποχής χρησιμοποιούν για πρώτη φορά ένα καινούργιο υλικό, τον χυτοσίδηρο. Το νέο αυτό υλικό έδωσε την δυνατότητα δημιουργίας πρωτοποριακών σχεδίων γεφυρών, όπως είναι οι δικτυωτές γέφυρες. Δυστυχώς, ο χυτοσίδηρος δεν είχε την απαραίτητη εφελκυστική αντοχή για να υποστηρίξει βαριές κατασκευές, πρόβλημα που επιλύεται τελικά με την έλευση του χάλυβα και τις ιδέες του διάσημου γάλλου αρχιτέκτονα και μηχανικού Gustave Eiffel.

Οι γέφυρες σήμερα πλέον κατασκευάζονται συνηθέστερα από έναν συνδυασμό ωπλισμένου σκυροδέματος, προεντεταμένου σκυροδέματος, χάλυβα και καλωδίων από χάλυβα υψηλών αντοχών, και έχουν την δυνατότητα να καλύψουν ιδιαίτερα μεγάλα ανοίγματα και να ξεπεράσουν κάθε είδους εμπόδιο.

Σχήμα 1.1.3 Maria Pia bridge, 1877 Portugal.

Σχήμα 1.1.4 επιγραφή στην βάση της γέφυρας.

Η ποικιλία στους τύπους γεφυρών είναι σήμερα μεγάλη, αφού η κατάταξη τους μπορεί να γίνει ανάλογα με τους εξής εξεταζόμενους παράγοντες:

- Φύση γεφυρούμενου κωλύματος (οδικοί άξονες, υδάτινες επιφάνειες, εδαφικές ταπεινώσεις κ.α.)
- Χρήση (οδικές, σιδηροδρομικές, πεζογέφυρες, κ.α.)
- Διατομή καταστρώματος
- Στατικό σύστημα κυριών δοκών

- Θέση καταστρώματος
- Τρόπος έδρασης (κινητές, σταθερές)
- Γεωμετρική χάραξη κύριου άξονα (ευθύγραμμη, καμπύλη κ.τ.λ.)
- Μέθοδος κατασκευής
- Υλικό κατασκευής
- Διάρκεια χρήσης (μόνιμες, προσωρινές)

Η συνηθέστερη αναφορά στον τύπο της γέφυρας γίνεται με βάση την στατική λειτουργία του φορέα ή του φέροντος συστήματος. Διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις:

1) Γέφυρες επιφανειακών φορέων (πλάκες, εσχάρες, πολυκυψελωτές διατομές)
2) Γέφυρες φορέων μορφής δοκού (πλακοδοκοί, κιβωτιοειδείς, σκαφοειδείς)
3) Πλαισιωτές γέφυρες (με κατακόρυφα ή κεκλιμένα βάθρα)
4) Τοξωτές γέφυρες
5) Καλωδιωτές γέφυρες
6) Κρεμαστές γέφυρες

Σχήμα 1.1.5 Γέφυρα George Washington, Η.Π.Α.

Σχήμα 1.1.6 Καλωδιωτή γέφυρα, Clover Island.

Σχήμα 1.1.7 Τοξωτή γέφυρα Humber Bay, Toronto.

1.2 Τοξωτές Πεζογέφυρες τύπου Nielsen

«Πεζογέφυρα είναι ένα είδος γέφυρας που η χρήση της απευθύνεται σε πεζούς και σε κάποιες περιπτώσεις σε ποδηλάτες και όχι στην κυκλοφορία οχημάτων.»

Οι γέφυρες δεσμευμένου τόξου (tied-arch bridges) τύπου Nielsen, όπως είναι ορθότερο να αποκαλούνται, είναι γέφυρες που αποτελούνται συνήθως από δύο κεκλιμένα τόξα προς το μέσο της γέφυρας, ένα σε κάθε πλευρά του καταστρώματος και δύο κύριες δοκούς που συνδέουν τις άκρες των τόξων και υποστηρίζουν το βάρος του καταστρώματος. Επίσης τοποθετούνται κεκλιμένοι, κατά τον προηγούμενο τρόπο, αναρτήρες που συνδέουν τα τόξα με τις κύριες δοκούς. Οι κεκλιμένοι αναρτήρες ουσιαστικά είναι πατέντα του σουηδού μηχανικού Octavius F.Nielsen, την οποία κατέθεσε το 1926. Γέφυρες κατασκευασμένες κατά αυτόν τον τρόπο μπορούν να θεωρηθούν ως ένας συνδυασμός τοξωτής και κρεμαστής γέφυρας. Από την μία λειτουργούν τοξωτά καθώς το βάρος του καταστρώματος μεταφέρεται ως θλίψη στο τόξο μέσω των αναρτήρων, το οποίο τόξο τείνει στο να ευθυγραμμιστεί και να «σπρώξει» τα άκρα του προς τα έξω. Τα άκρα όμως αυτά συνδέονται με την κύρια δοκό η οποία εξισορροπεί αυτήν την κατάσταση με την εμφάνιση εφελκυσμού. Αυτό επιτρέπει την τοποθέτηση της γέφυρας σε πιο απλές θεμελιώσεις καθώς οι τιμές των δυνάμεων που προκύπτουν στις στηρίξεις είναι μικρές και οι δυσμενέστερες δυνάμεις εμφανίζονται μέσα στο κλειστό «κύκλωμα» τόξου-κυρίας δοκού. Ένα μεγάλο προτέρημα αυτού του τύπου γέφυρας είναι ότι επειδή υπάρχει αυτό το κλειστό «κύκλωμα» δυνάμεων και η ευστάθεια δεν εξαρτάται από τις στηρίξεις στο έδαφος, μπορούν να προκατασκευαστούν στο εργοτάξιο και ύστερα απλά να μεταφερθούν και να τοποθετηθούν στην απαιτούμενη τελική θέση. Προφανώς οι τοξωτές αυτές γέφυρες έχουν και αρνητικά, συγκεκριμένα είναι κατασκευές όπου η σύνδεση τόξου και κύριας δοκού καθώς και η σύνδεση των αναρτήρων είναι οι κρισιμότερες. Πιθανή αστοχία των συγκολλήσεων, λόγω ελλιπούς συντήρησης, σε αυτά τα σημεία μπορεί να οδηγήσει σε πιθανή αστοχία ολόκληρης της γέφυρας λόγω έλλειψης ευστάθειας. Επίσης οι γέφυρες δεσμευμένου τόξου έχουν συνήθως μεγαλύτερο κόστος κατασκευής συγκριτικά με άλλους τύπους γεφυρών ίδιου μήκους ανοίγματος.

Μερικά παραδείγματα πεζογεφυρών δεσμευμένου τόξου (tied-arch) τύπου Nielsen είναι:

- Πεζογέφυρα Infinity Bridge στην πόλη Stockton-on-Tees της Αγγλίας.
    a) 2 ανοιγμάτων συνολικού μήκους 240m.

b) Πλάτος 5m
c) Μέγιστο ύψος 40m
d) Σύμμικτη κατασκευή
e) Κόστος κατασκευής 15 εκατ.

Σχήμα 1.2.1 Πεζογέφυρα Berkeley I-80 bridge στο Berkeley της California.

Σχήμα 1.2.2 Άποψη συνολικής αναδόμησης του έργου.

- Πεζογέφυρα Berkeley I-80 bridge στο Berkeley της California.

a) 1 άνοιγμα μήκους 85m
b) Κατάστρωμα πλάτους 4.6m
c) Σύμμικτη κατασκευή
d) Κόστος 6.4 εκατ. (Συνολικό κόστος αναδόμησης της περιοχής)

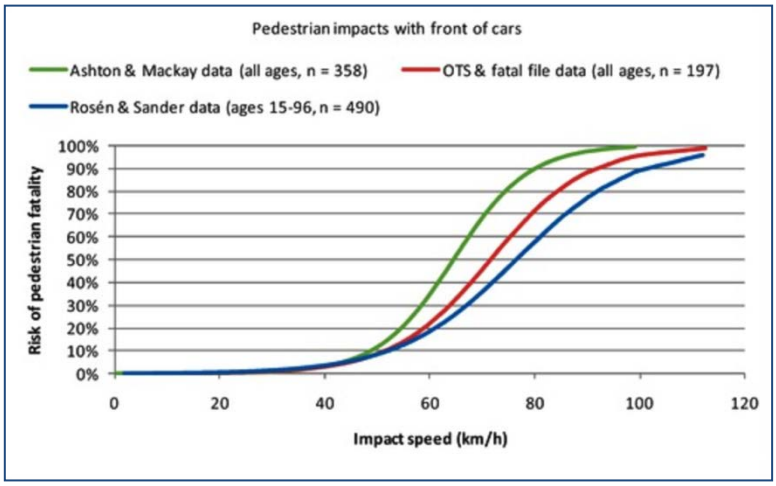
1.3 Μόρφωση Τοξωτής Πεζογέφυρας στην περιοχή της Βούλας

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται τον σχεδιασμό και την μελέτη μιας τοξωτής πεζογέφυρας που θα τοποθετηθεί στην λεωφόρο Κων/νου Καραμανλή (Παραλιακή) στο ύψος της περιοχής της Βούλας. Η λεωφόρος αυτή διέρχεται και χωρίζει την περιοχή σε δύο ζώνες, η πρώτη νοτιοδυτικά η οποία αποτελείται από την πλατεία Ελ.Βενιζέλου και δύο παραλίες, και η δεύτερη βορειοανατολικά η οποία είναι ζώνη κατοικιών. Επίσης η λεωφόρος Κων/νου Καραμανλή στο συγκεκριμένο ύψος έχει κατά την μια διεύθυνση τέσσερις λωρίδες κυκλοφορίας, λόγω μια διαπλάτυνσης για είσοδο στην πόλη, και κατά την άλλη διεύθυνση τρεις λωρίδες, συνολικού πλάτους 28m χωρίς την ενδιάμεση νησίδα. Θεωρείται ένας οδικός άξονας όπου αναπτύσσονται γενικά υψηλές ταχύτητες άνω των 70km/h.

Η ζώνη νότια της λεωφόρου αποτελεί πόλο έλξης μεγάλου αριθμού κατοίκων των τριγύρω περιοχών λόγω του κέντρου «Νότος», των παιδικών χαρών και των δύο παραλιών που βρίσκονται στον χώρο της. Αυτό δημιουργεί την ανάγκη δημιουργίας μιας ασφαλούς διέλευσης της λεωφόρου για τις οικογένειες με τα μικρά παιδιά και τα ποδήλατα καθώς στο σημείο αναπτύσσονται υψηλές ταχύτητες από την κυκλοφορία, δεν υπάρχει φωτεινός σηματοδότης, η υπάρχουσα διάβαση πεζών δεν χρησιμοποιείται επειδή βρίσκεται σε σημείο που δεν εξυπηρετεί τους πεζούς, και υπάρχει χαμηλή ορατότητα. Όλοι αυτοί οι παράγοντες συντελούν σε σοβαρό κίνδυνο ατυχήματος που στις συγκεκριμένες ταχύτητες συνεπάγεται με πολύ σοβαρό τραυματισμό ή ακόμα και θάνατο.

Σχήμα 1.3.1 Υπάρχουσα «ξεχασμένη» διάβαση πεζών.

Σχήμα 1.3.2 Σύνηθες επικίνδυνο σημείο διέλευσης πεζών.



Σχήμα 1.3.3 Διάγραμμα πιθανότητας θανάτου πεζού συναρτήσει ταχύτητας προσκρουόμενου οχήματος.

Όλοι οι παραπάνω σοβαροί λόγοι καταδεικνύουν την ανάγκη τοποθέτησης μίας πεζογέφυρας η οποία θα εξυπηρετεί την ασφαλή διέλευση των πεζών. Η τοποθέτηση της θα πρέπει να γίνει στο κατάλληλο σημείο ώστε να είναι προσφορότερη η χρήση της έναντι της γρήγορης και επικίνδυνης διέλευσης του οδοστρώματος. Επίσης ο σχεδιασμός της πεζογέφυρας θα πρέπει να καλύπτει και τις εξής απαιτήσεις χρηστότητας:

1) Συνολικό μήκος γέφυρας μεγαλύτερο των 38 m (άθροισμα πλάτους νησίδας, πεζοδρομίων και οδοστρώματος.
2) Ελάχιστο ελεύθερο ύψος κάτω από την γέφυρα 4.5m για την διέλευση των οχημάτων. Συνίσταται το ελεύθερο ύψος κάτω από τις γέφυρες να είναι 5.00 m, ώστε να είναι δυνατή η ανακατασκευή του ασφαλτοτάπητα με διάστρωση νέων επιπλέον στρώσεων.
3) Πρόβλεψη τοποθέτησης ανελκυστήρων για την εξυπηρέτηση των ΑμεΑ.

Οι απαιτήσεις αυτές καθόρισαν την γενική γεωμετρία του φορέας ως εξής:

- Γέφυρα 2 ανοιγμάτων συνολικού μήκους 40 m (20 m έκαστο).
- Πλάτος γέφυρας 5 m.
- Ύψος κατώτερης ίνας καταστρώματος από το οδόστρωμα 5 m.

Σχήμα 1.3.4 Δορυφορική εικόνα περιοχής και σημείο τοποθέτησης της γέφυρας.

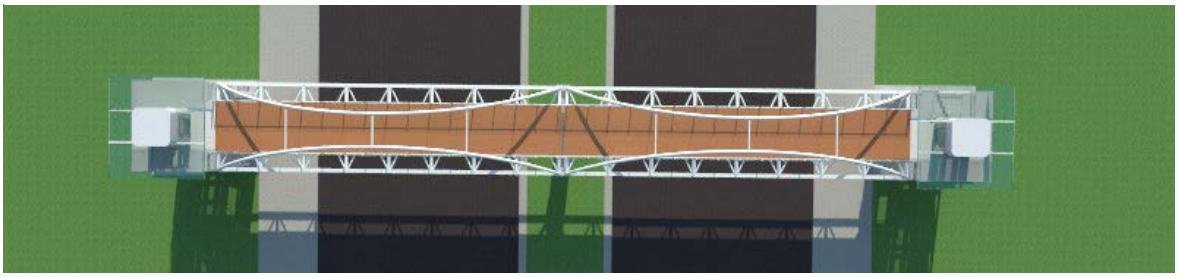
2 Μόρφωση Γέφυρας

2.1 Εισαγωγή

Η συγκεκριμένη μελέτη αναφέρεται στον σχεδιασμό μια τοξωτής πεζογέφυρας δύο ίδιων ανοιγμάτων με κατάστρωμα ανηρτημένο από προεντεταμένα καλώδια. Ο φορέας της γέφυρας είναι τοξοειδής τύπου Nielsen, με κεκλιμένα τόξα προς το μέσο της γέφυρας για λόγους αύξησης της ευστάθειας του στατικού συστήματος. Πιο συγκεκριμένα η πεζογέφυρα αποτελείται από τα εξής μέρη:

1) Δύο (2) ανοίγματα όπου έκαστο μορφώνεται απο:
    a) Δύο (2) κεκλιμένα τόξα
    b) Δύο (2) κύριες δοκούς
    c) Δεκατέσσερα (14) καλώδια επί κεκλιμένων αναρτήρων.
    d) Εννέα (9) διαδοκίδες.
    e) Τριάντα δύο (32) μηκίδες.
    f) Κατάστρωμα από ξύλινες δοκούς.
    g) Οκτώ (8) οριζόντιους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας.
    h) Δύο (2) στηρίξεις άρθρωσης.
    i) Δύο (2) ελαστομεταλλικά εφέδρανα.
    j) Τρείς (3) εγκάρσιους σύνδεσμους των τόξων.
2) Τρία (3) βάθρα από ωπλισμένο σκυρόδεμα.
3) Δύο (2) πυργίσκους ανάβασης με ανελκυστήρα και κλίμακα.

Σχήμα 2.1 Προοπτική άποψη πεζογέφυρας με χρήση του προγράμματος SketchUp

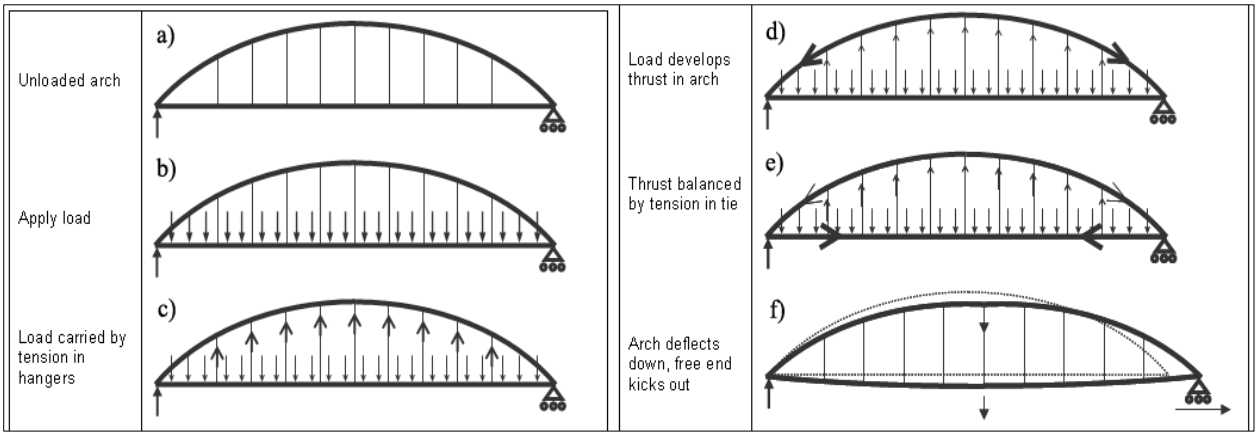


Σχήμα 2.2 Κάτοψη πεζογέφυρας (SketchUp).

2.2 Στατικό σύστημα και συμπεριφορά φορέα

Κάθε άνοιγμα του φορέα της γέφυρας αποτελεί ένα κλειστό στατικό σύστημα λόγω της ιδιομορφίας αυτού του τύπου γεφυρών (tied-arch bridges) και για αυτόν τον λόγο μεταφέρει κυρίως κατακόρυφες δυνάμεις στις στηρίξεις του. Όλες οι εσωτερικές συνδέσεις του φορέα μεταξύ των μελών του θεωρούνται μονολιθικές. Επιβάλλονται οι κατάλληλες δεσμεύσεις ώστε ο φορέας να γίνει εξωτερικά ισοστατικός, δηλαδή δύο (2) αρθρώσεις στο ένα άκρο του και δύο (2) κυλίσεις (ελαστομεταλλικά εφέδρανα) στο άλλο. Η κυκλοφορία των δυνάμεων στο κλειστό αυτό «κυκλώμα» θα λειτουργήσει με τον εξής τρόπο:

- Το ξύλινο κατάστρωμα μεταβιβάζει τα φορτία του μέσω των μηκίδων στις διαδοκίδες.
- Οι διαδοκίδες μεταφέρουν το ίδιον βάρος του και τα υπόλοιπα φορτία στις κύριες δοκούς.
- Οι χιαστί σύνδεσμοι μεταφέρουν το ίδιον βάρος τους κατευθείαν στις κύριες δοκούς και εξυπηρετούν κυρίως στην πλευρική ευστάθεια της γέφυρας.
- Με την σειρά τους οι κύριες δοκοί παραλαμβάνουν τα φορτία και καταπονούνται καμπτικά και διατμητικά με αποτέλεσμα την δημιουργία βέλους.
- Τα καλώδια που αναρτώνται και συνδέουν τις κύριες δοκούς με τα τόξα μεταφέρουν τις δυνάμεις στα τόξα και λόγω της προέντασης τους αντισταθμίζουν, σύμφωνα με την μελέτη, ένα μέρος του βέλους.
- Τα καλώδια εφελκύονται και μεταφέρουν τις δυνάμεις τους στα τόξα και τους προκαλούν θλίψη.
- Η θλίψη των τόξων εξισορροπείται από τις εφελκυστικές τάσεις που δημιουργούνται στις κυρίες δοκούς, οι οποίες λειτουργούν ως ελκυστήρες.
- Τα τόξα παραμορφώνονται κατακόρυφα προς τα κάτω αλλά περιορίζονται καθώς είναι δεσμευμένα από τις κύριες δοκούς. Αυτό μεταφράζεται σε μικρή οριζόντια μετακίνηση του ελεύθερου άκρου του φορέα.

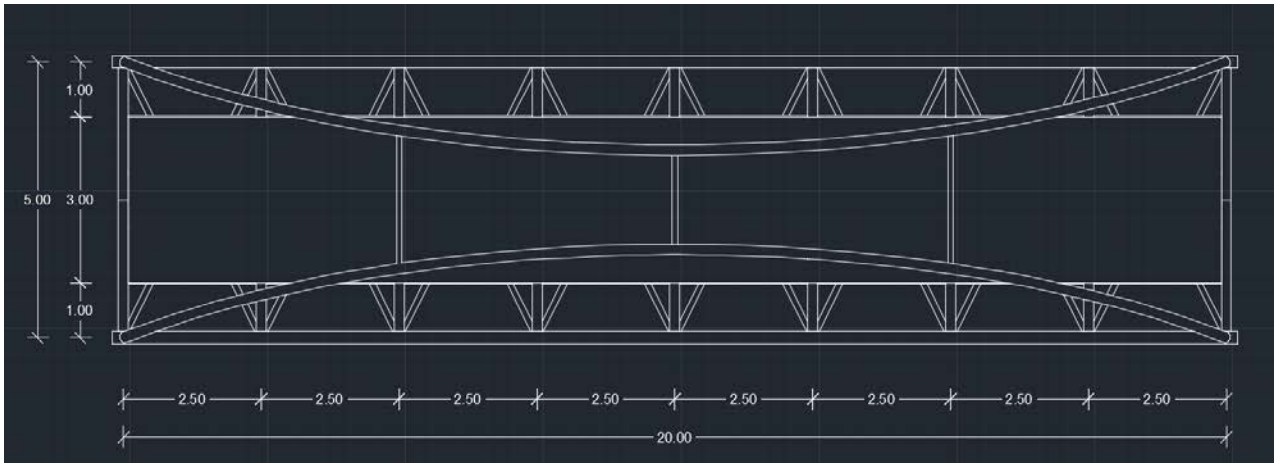


Σχήμα 2.3 Στατική συμπεριφορά δεσμευμένου τόξου.

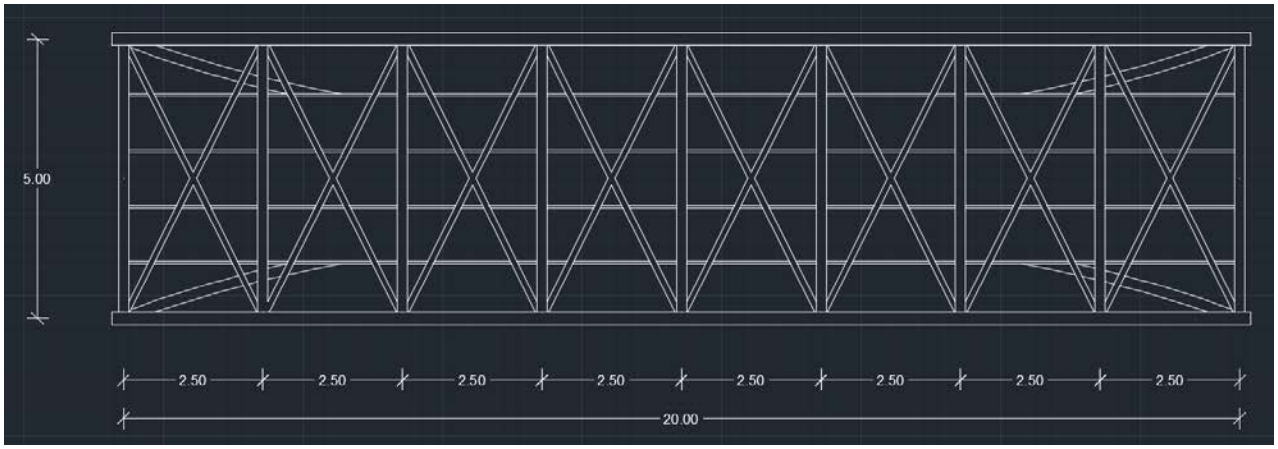
2.3 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γέφυρας

2.3.1 Γενικές διαστάσεις και σχέδια

Ο φορέας της υπό μελέτης γέφυρας έχει συνολικό μήκος 40 m και πλάτος 5 m και αποτελείται από δύο (2) πανομοιότυπα και συμμετρικά ανοίγματα 20 m έκαστο. Για λόγους ευκρίνειας και οικονομίας χρόνου κρίνεται σκόπιμη η παρουσίαση των γεωμετρικών μεγεθών του ενός ανοίγματος. Στο ύψος του καταστρώματος το άνοιγμα έχει πλάτος 5 m και κατάστρωμα πλάτους 3 m, μηκίδες που τοποθετούνται ανά 1 m και διαδοκίδες οι οποίες εμφανίζονται εγκάρσια ανά 2.5 m Παρακάτω εκθέτονται τα σχέδια και οι διαστάσεις του ανοίγματος. Αρχικά η κάτοψη και η άνοψη του εξεταζόμενου μέρους:

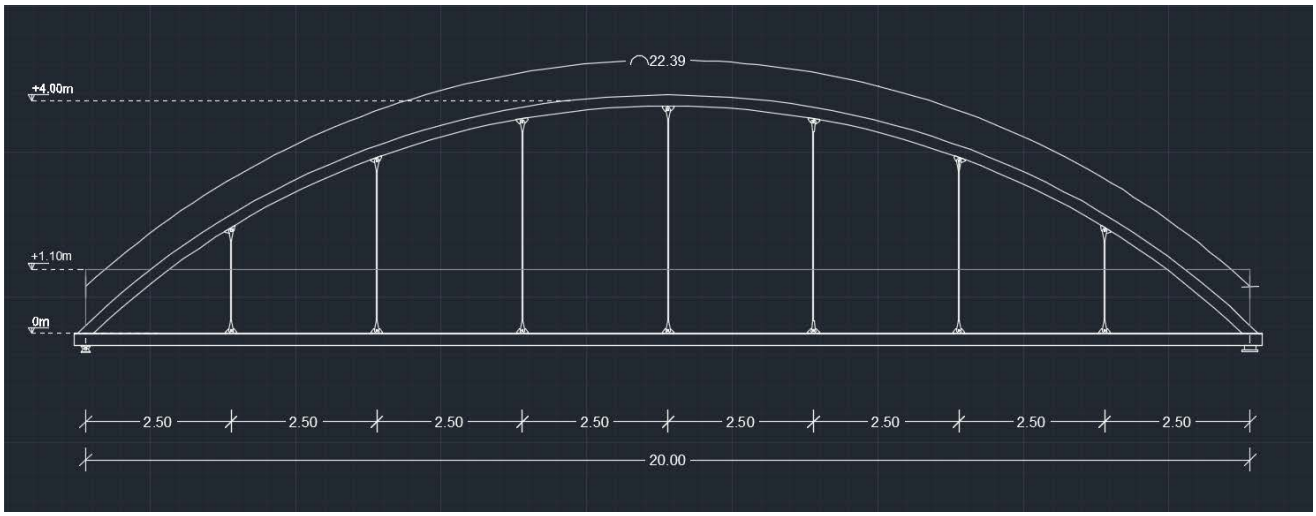


Σχήμα 2.4 Κάτοψη ανοίγματος φορέα.

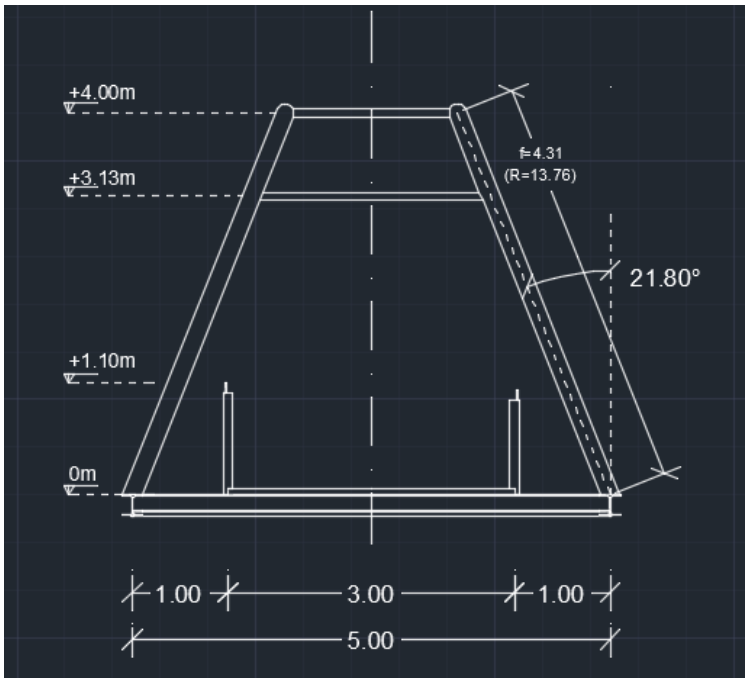


Σχήμα 2.5 Άνοψη ανοίγματος φορέα.

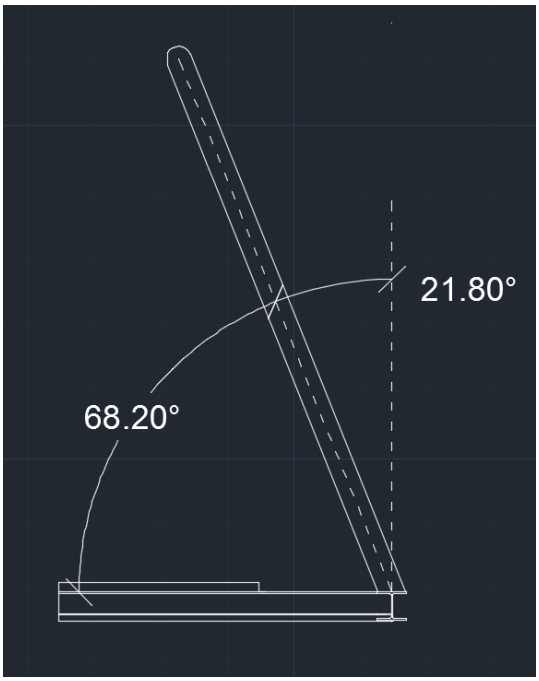
Στην συνέχεια παρουσιάζονται η μπροστινή όψη και η πλάγια όψη του ανοίγματος. Στην μπροστινή όψη διακρίνονται οι θέσεις των καλωδίων και το ύψος του φορέα. Ειδικά στη πλάγια όψη εμφανίζεται και το κεκλιμένο επίπεδο πάνω στο οποίο βρίσκονται τα τόξα, τα οποία έχουν κλίση 21.80^{o}, ανήκουν σε κύκλο ακτίνας $R = 13.76\,m$ και όπου η κρέμαση χορδής είναι ίση με 4.31 m.



Σχήμα 2.6 Μπροστινή όψη.



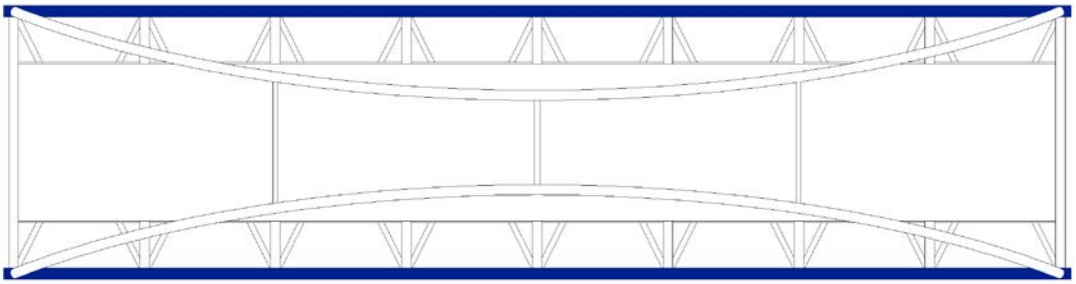
Σχήμα 2.7 Πλάγια όψη.



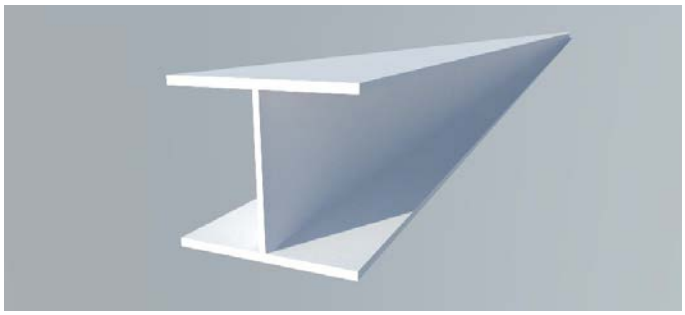
Σχήμα 2.8 Συμπληρωματικές γωνίες επιπέδου τόξου.

2.3.2 Κύριες δοκοί καταστρώματος

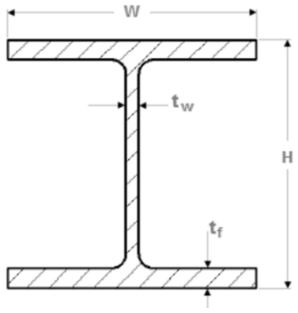
Οι κύριες δοκοί του καταστρώματος είναι ελατής διατομής HEA220 και είναι συνεχείς μήκους 20 m. Σε αυτές μεταφέρονται όλα τα φορτία του καταστρώματος και είναι υπεύθυνες για την συγκράτηση των τόξων του φορέα.



Σχήμα 2.9 Κάτοψη ανοίγματος και κύριες δοκοί.



Σχήμα 2.10 Προοπτικό κυρίας δοκού HEA220



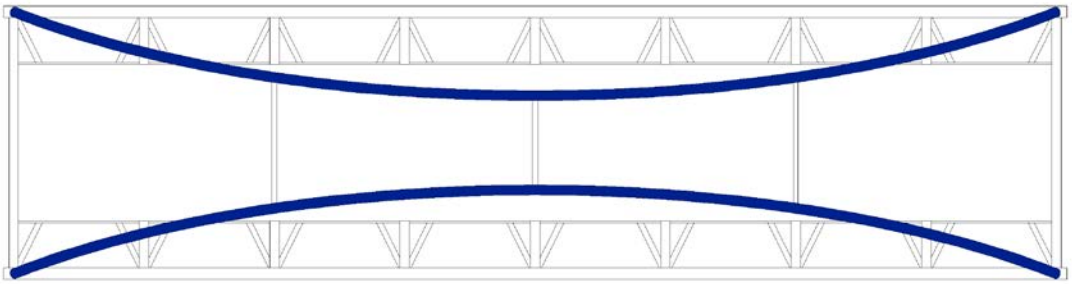
Σχήμα 2.11 Διαστάσεις τυπικής διατομής HEA

Τύπος Διατομής	*G* kg/m	*H* mm	*W* mm	t_w mm	t_f mm
HEA 220	50.5	210	220	7.0	11.0

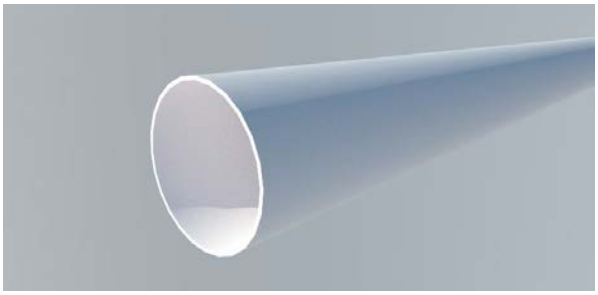
Πίνακας 2.1 Χαρακτηριστικά διατομής HEA220.

2.3.3 Τοξωτά μέλη

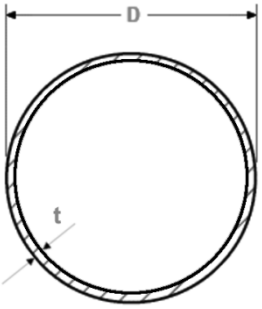
Τα τόξα του φορέα είναι κοίλης κυκλικής διατομής ψυχρής έλασης TUBE_O-D193.7X6.3 .



Σχήμα 2.12 Κάτοψη ανοίγματος και τοξωτοί φορείς



Σχήμα 2.13 Προοπτικό κοίλης κυκλικής διατομής D193.7X6.3.



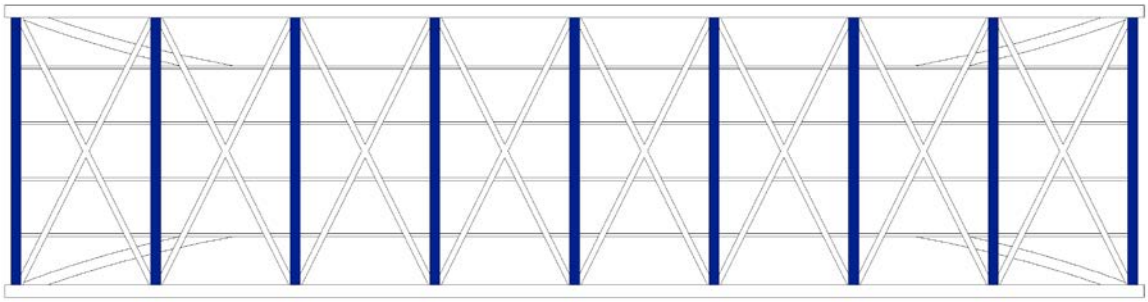
Σχήμα 2.14 Διαστάσεις τυπικής κοίλης κυκλικής διατομής.

Τύπος Διατομής	*G* kg/m	*D* mm	*t* mm
D193.7X6.3	29.1	193.7	6.3

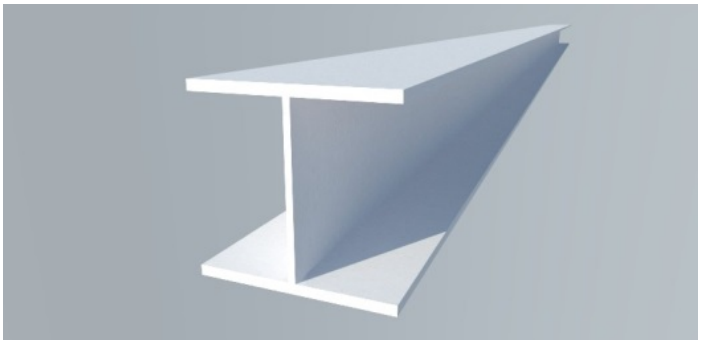
Πίνακας 2.2 Χαρακτηριστικά διατομής D193.7X6.3

2.3.4 Διαδοκίδες

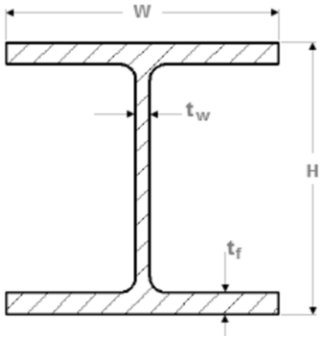
Υπάρχουν εννέα (9) διαδοκίδες σε κάθε άνοιγμα, τοποθετημένες εγκάρσια στις κύριες δοκούς ανά 2.50 m. Το μήκος τους είναι 5 m και έχουν διατομή HEA180.



Σχήμα 2.15 Άνοψη ανοίγματος και θέσεις διαδοκίδων.



Σχήμα 2.16 Προοπτικό διαδοκίδας διατομής HEA180.



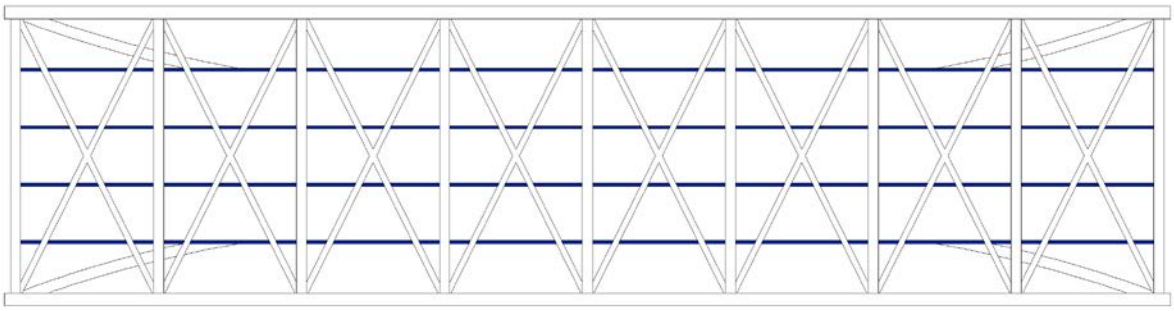
Σχήμα 2.17 Διαστάσεις τυπικής διατομής HEA.

Τύπος Διατομής	*G* kg/m	*H* mm	*W* mm	t_w mm	t_f mm
HEA 180	35.5	171	180	6.0	9.5

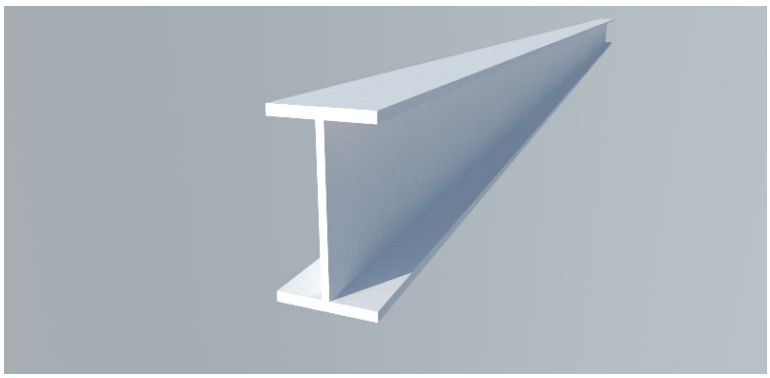
Πίνακας 2.3 Χαρακτηριστικά διατομής HEA180.

2.3.5 Μηκίδες

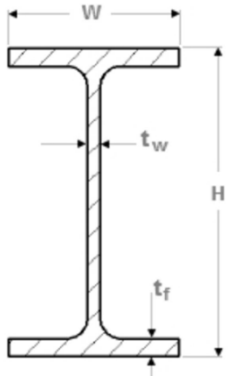
Υπάρχουν τριάντα δύο (32) μηκίδες σε κάθε άνοιγμα της γέφυρας και τοποθετούνται εγκάρσια στις διαδοκίδες ανά 1 m. Εξυπηρετούν στο να στηρίζουν το ξύλινο κατάστρωμα και να μεταφέρουν το βάρος και τα φορτία του στις διαδοκίδες. Οι μηκίδες έχουν μήκος 2.5 m και είναι διατομής IPE100.



Σχήμα 2.18 Άνοψη ανοίγματος και θέσεις μηκίδων.



Σχήμα 2.19 Προοπτικό μηκίδας IPE100.



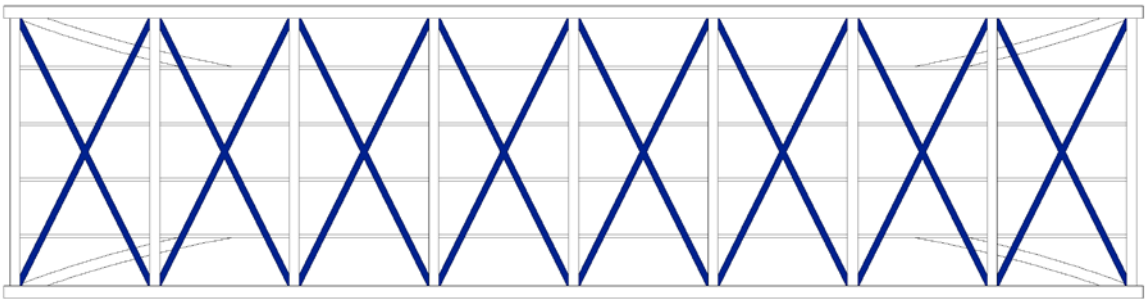
Σχήμα 2.20 Διαστάσεις τυπικής διατομής IPE.

Τύπος Διατομής	*G* kg/m	*H* mm	*W* mm	t_w mm	t_f mm
IPE100	8.1	100	55	4.1	5.7

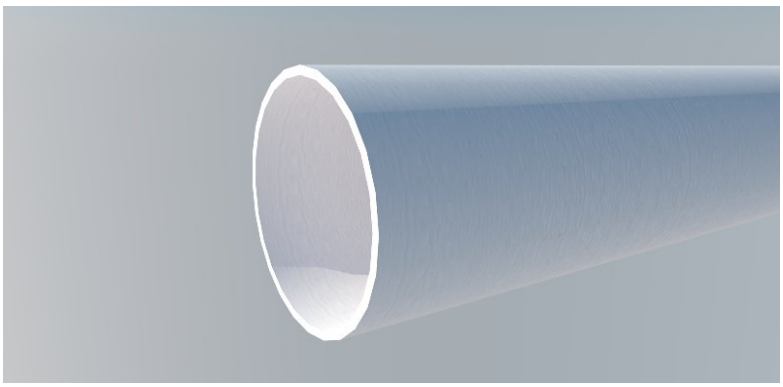
Πίνακας 2.4 Χαρακτηριστικά διατομής IPE100.

2.3.6 Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

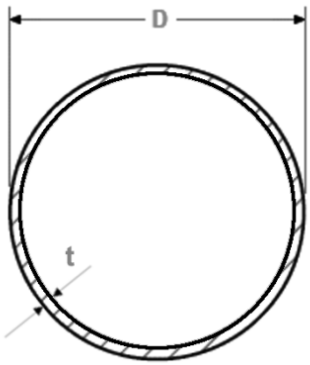
Στο κάθε άνοιγμα της γέφυρας τοποθετούνται οκτώ (8) οριζόντιοι σύνδεσμοι χιαστί που συνεισφέρουν στην πλευρική ευστάθεια του καταστρώματος. Ο κάθε χιαστί σύνδεσμος αποτελείται από δύο (2) συνεχείς δοκούς κοίλης κυκλικής διατομής TUBE_O-D101.6X4 ψυχρής έλασης που συνδέονται στα μέσα τους. Κάθε δοκός είναι μήκους 5.59 m και βρίσκονται σε γωνία 63.43^o με τον άξονα των διαδοκίδων. Επίσης συνδέονται στο ύψος των κάτω πελμάτων των διαδοκίδων.



Σχήμα 2.21 Άνοψη ανοίγματος και θέσεις χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.



Σχήμα 2.22 Προοπτικό διατομής TUBE_O-D101.6X4



Σχήμα 2.23 Τυπική κοίλη κυκλική διατομή.

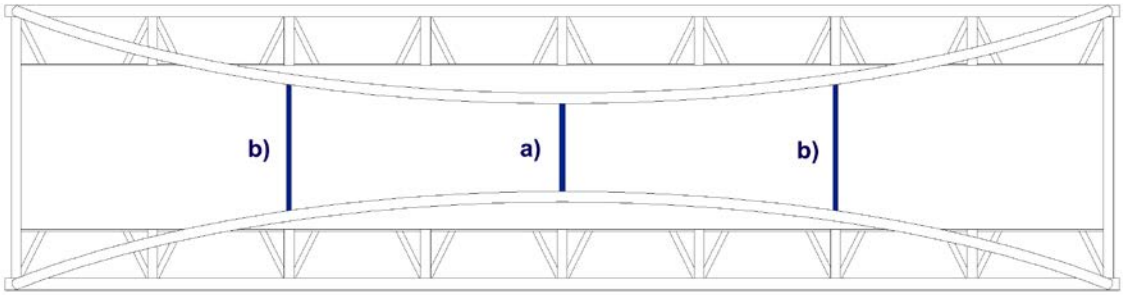
Τύπος Διατομής	*G* kg/m	*D* mm	*t* mm
D101.6X4	9.63	101.6	4.0

Πίνακας 2.5 Χαρακτηριστικά διατομής TUBE_O-D101.6X4

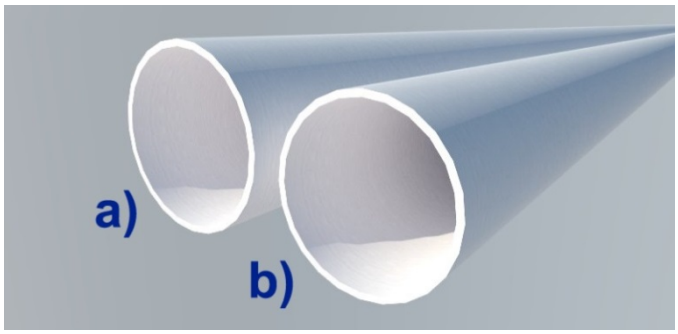
2.3.7 Εγκάρσιοι σύνδεσμοι τόξων

Τοποθετούνται τρείς (3) εγκάρσιοι σύνδεσμοι μεταξύ των δύο τόξων οι οποίοι συνεργούν στην δημιουργία καλύτερης πλευρικής ευστάθειας. Οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι είναι δύο ομάδων:

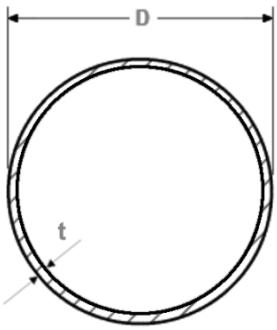
a) Κεντρικός εγκάρσιος σύνδεσμος κοίλης κυκλικής διατομής TUBE_O-D101.6X4 ψυχρής έλασης μήκους 1.80 m.
b) Ακραίοι εγκάρσιοι σύνδεσμοι κοίλης κυκλικής διατομής TUBE_O-D88.9X3.2 ψυχρής έλασης μήκους 2.50 m.



Σχήμα 2.24 Κάτοψη ανοίγματος και θέσεις εγκάρσιων συνδέσμων.



Σχήμα 2.25 Προοπτικό των δυο κοίλων κυκλικών διατομών



Σχήμα 2.26 Τυπική κοίλη κυκλική διατομή.

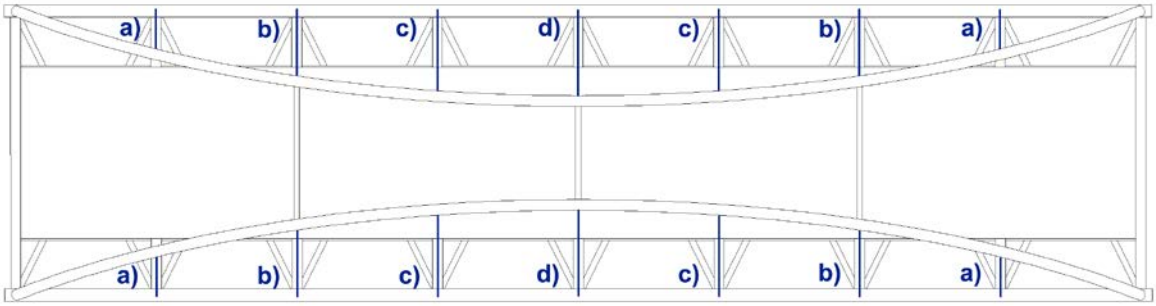
Τύπος Διατομής	*G* kg/m	*D* mm	*t* mm
a) D101.6X4	9.63	101.6	4.0
b)D88.9X3.2	6.76	88.9	3.2

Πίνακας 2.6 Χαρακτηριστικά διατομών εγκάρσιων συνδέσμων.

2.3.8 Καλώδια

Οι κύριες δοκοί κάθε ανοίγματος της γέφυρας αναρτώνται από δεκατέσσερα (14) αντικριστά προεντεταμένα καλώδια ανά 2.50 m, στα άκρα κάθε διαδοκίδας, τα οποία μπορούν να καταταχθούν ανάλογα με το μήκος τους στις εξής ομάδες:

a) Τέσσερα (4) καλώδια μήκους 2.08 m.
b) Τέσσερα (4) καλώδια μήκους 3.37 m.
c) Τέσσερα (4) καλώδια μήκους 4.08 m.
d) Δύο (2) καλώδια μήκους 4.31 m.



Σχήμα 2.27 Κάτοψη ανοίγματος και θέσεις καλωδίων.

Επιλέγονται καλώδια προέντασης *PG 10* της εταιρείας *PFEIFER* των οποίων χαρακτηριστικά εμφανίζονται στον παρακάτω πίνακα τεχνικού φυλλαδίου της εταιρείας.

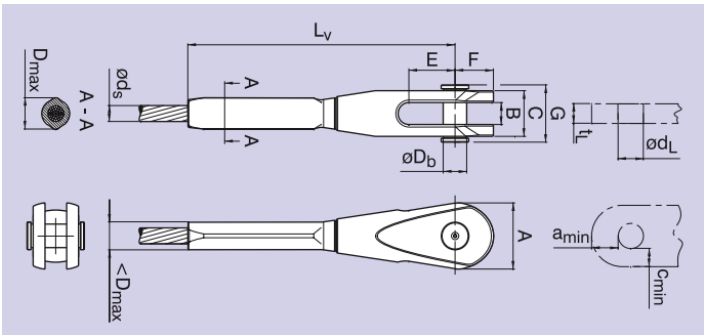
Größe *size*	Charakt. Bruchkraft *charact. breaking load* $Z_{B,k}$ DIN 18800* kN	Grenzzugkraft *limit tension* $Z_{R,d}$ DIN 18800 kN	Metall. Querschnitt *metallic cross section* ca./*approx.* mm²	Gewicht *weight* ca./*approx.* kg/m	Konstruktion *construction*	Seil-Nenndurchmesser *nomin. strand dia.* d_S mm
PG 5	59	36	39	0,3	1 x 19	8,1
PG 10	93	56	60	0,5	1 x 19	10,1
PG 15	134	81	87	0,7	1 x 19	12,2
PG 20	181	109	117	0,9	1 x 37	14,1
PG 25	260	158	168	1,3	1 x 37	17,0
PG 40	367	222	237	1,9	1 x 37	20,1
PG 55	537	326	347	2,7	1 x 37	24,4
PG 75	722	438	467	3,7	1 x 37	28,3
PG 95	884	536	572	4,5	1 x 61	31,3
PG 125	1189	721	769	6,1	1 x 61	36,3

*nach EC 3 = $F_{u,k}$ und nach ASCE 19-96 = S_d
Konstruktionsänderungen vorbehalten
Größere Abmessungen und Zwischengrößen auf Anfrage

*according EC 3 = $F_{u,k}$ and according ASCE 19-96 = S_d
Subject to technical modification
Bigger dimensions and intermediate dimensions upon request

Πίνακας 2.7 Χαρακτηριστικά καλωδίων προέντασης της σειράς *PG* της εταιρείας *PFEIFER*.

Χρησιμοποιούνται επίσης αναρτήρες καλωδίων *Type 980* για καλώδια τύπου *PG 10* της ίδιας εταιρείας.



Σχήματα 2.28 & 2.29 Διαστάσεις τυπικού αναρτήρα *Type 980* και προοπτικό του.

Größe *size*	A mm	B mm	C mm	D_{max}* mm	D_b mm	E mm	F mm	G mm	~L_v* mm	Anschlußlasche/*connnecting plate* Material/*material*: S 355 d_L mm	t_L mm	a_{min} mm	c_{min} mm	Ges.-Gewicht* *tot.-weight** kg	d_S mm
PG 5	33	12,5	25	16	12	24	20	36	137	13	10	14	10	0,3	8,1
PG 10	43	14,5	30	20	15	29	25	41	170	16	12	17	12	0,6	10,1
PG 15	51	17,5	37	25	19	35	30	48	205	20	15	22	15	1,0	12,2
PG 20	61	20,5	42	30	22	41	35	55	240	23	18	25	17	1,6	14,1
PG 25	69	22,5	48	34	25	48	41	61	283	27	20	29	20	2,5	17,0
PG 40	84	28,0	59	40	30	58	49	74	343	32	25	34	24	4,8	20,1
PG 55	103	28,0	70	50	33	66	60	87	411	35	25	41	30	9,1	24,4
PG 75	119	33,0	82	57	40	76	69	99	480	42	30	48	34	12,5	28,3
PG 90	128	38,0	87	64	45	84	74	108	521	47	35	51	36	18,0	31,3
PG 125	152	49,0	105	71	55	101	89	126	616	57	45	63	44	25,5	36,3

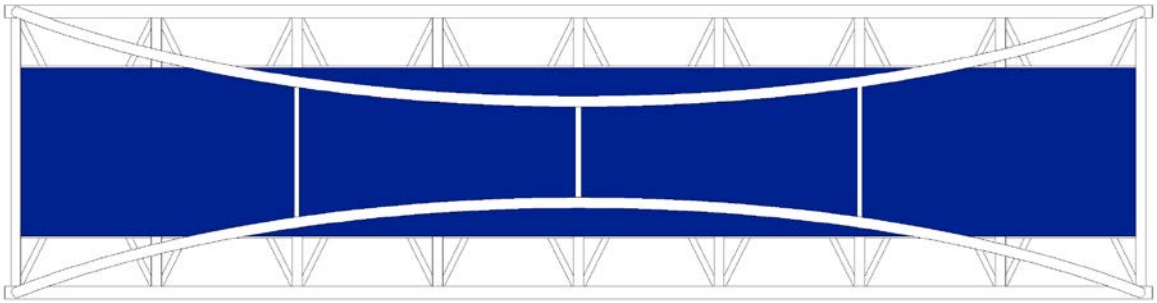
*nach Pressung
Maßangaben ohne Korrosionsschutz
Konstruktionsänderungen vorbehalten

*after swaging
Dimensions without corrosion protection
Subject to technical modification

Πίνακας 2.8 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά αναρτήρων *Type 980* της εταιρείας *PFEIFER*

2.3.9 Κατάστρωμα

Το κατάστρωμα της γέφυρας έχει πλάτος 3 m και μήκος 20 m και όπως συνεπάγεται, εμβαδόν 60 m^2. Για την μόρφωση του καταστρώματος επιλέγονται ξύλινοι δοκοί μήκους 3 m, πλάτους 144 mm και πάχους 70mm από το τεχνικό φυλλάδιο της εταιρείας *CTS Bridges*. Ορίζονται ως μέγιστο πλάτος αρμών μεταξύ των ξύλινων δοκών τα 4 mm.



Σχήμα 2.30 Κάτοψη ανοίγματος και θέση επιφάνειας καταστρώματος.

Σχήμα 2.31 Ρεαλιστική απεικόνιση του ξύλινου καταστρώματος

Σχήμα 2.32 Διάφορες επιλογές επένδυσης καταστρώματος

2.3.10 Ποιότητες και παραδοχές βασικών υλικών

Ο κύριος φορέας της γέφυρας κατά κύριο λόγο αποτελείται από μεταλλικά στοιχεία. Πιο συγκεκριμένα οι κύριες δοκοί, τα τόξα, οι διαδοκίδες, οι μηκίδες, οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι από δομικό χάλυβα ποιότητας S355. Τα καλώδια της πεζογέφυρας είναι κατασκευασμένα από γαλβανισμένο χάλυβα ποιότητας S1570C. Τα βάθρα στα οποία στηρίζεται η γέφυρα είναι από έγχυτο σκυρόδεμα C30/37 ωπλισμένο με ράβδους οπλισμού ποιότητας B500C.

Τα χαρακτηριστικά των υλικών φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 2.9 Χαρακτηριστικά χάλυβα S355.

Μέτρο ελαστικότητας	E = 210000 MPa
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή	$\nu = 0.3$
Μέτρο διάτμησης	$G = 80769.23\ MPa$
Ειδικό βάρος	$\gamma = 76.97\ kN/m^3$
Πυκνότητα	$\rho = 7849\ kg/m^3$
Όριο διαρροής	f_y = 355 MPa, $t \leq 40\ mm$
	f_y = 335 MPa, $40\ mm \leq t \leq 80\ mm$
Όριο θραύσης	f_u = 510 MPa, $t \leq 40\ mm$
	f_u = 470 MPa, $40\ mm \leq t \leq 80\ mm$
Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής	$\alpha_\tau = 12 \cdot 10^{-6}/^oC$
Συντελεστής ασφαλείας γ_{M0}	1.00
Συντελεστής ασφαλείας γ_{M1}	1.10
Συντελεστής ασφαλείας γ_{M2}	1.25

Πίνακας 2.10 Χαρακτηριστικά σκυροδέματος C30/37.

Μέτρο ελαστικότητας	E = 33 GPa
Λόγος Poisson	v = 0.2
Ειδικό βάρος	$\gamma = 25\ kN/m^3$
Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή	f_{ck} =30 MPa

Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή	f_{ctm} = 2.9 MPa
Συντελεστής ασφαλείας γ_c	1.50

Πίνακας 2.11 Χαρακτηριστικά χάλυβα προέντασης S1570C.

Μέτρο ελαστικότητας	E = 160 GPa
Λόγος Poisson	v = 0.3
Ειδικό βάρος	$\gamma = 78.50\ kN/m^3$
Όριο διαρροής	f_y = 1300 MPa
Όριο θραύσης	f_u = 1570 MPa

3 Δράσεις επί της Πεζογέφυρας

3.1 Περί δράσεων

Δράσεις θεωρούνται οι εξωτερικές καταπονήσεις που ασκούνται σε μια τεχνική κατασκευή ή έργο μηχανικού και προκαλούν την ανάπτυξη εντατικών μεγεθών και κατά συνέπεια μετακινήσεων στα μέλη του φορέα της κατασκευής. Μια φέρουσα κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται με τέτοιον τρόπο ώστε να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανισθούν κατά την διάρκεια της κατασκευής και χρήσης της ώστε να παραμένει κατάλληλη για την σκοπούμενη χρήση.

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε :

- Άμεσες (direct), π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία.
- Έμμεσες (indirect), π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχωρήσεις στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Ως προς τον χρόνο, οι δράσεις αυτές ταξινομούνται σε :

- Μόνιμες (G) (permanent), π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής, προσαρτήματα κλπ.
- Μεταβλητές (Q) (variable), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου.
- Τυχηματικές (A) (accidental), π.χ. εκρήξεις ή προσκρούσεις οχημάτων.

Ορισμένες δράσεις, π.χ. οι σεισμικές δράσεις ή τα φορτία χιονιού μπορεί να θεωρούνται είτε ως τυχηματικές ή και μεταβλητές δράσεις, ανάλογα με την περιοχή της κατασκευής, όπως περιγράφεται αναλυτικά σε άλλα EN (1992 και 1998).

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις ταξινομούνται σε :

- Καθορισμένες (fixed), π.χ. ίδιο βάρος
- Ελεύθερες (free), π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών.

Ως προς τη φύσης τους, ταξινομούνται σε στατικές ή δυναμικές, ανάλογα με την απόκριση της κατασκευής.

Η προένταση (P) είναι μόνιμη δράση. Οι έμμεσες δράσεις είναι είτε μόνιμες G_{ind} (π.χ. υποχώρηση στήριξης), ή μεταβλητές Q_{ind} (π.χ. θερμοκρασιακή μεταβολή).

Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που προαναφέρθηκαν δίνονται αναλυτικά στα διάφορα Μέρη του EN 1991. Ανάλογες χαρακτηριστικές τιμές για τις ιδιότητες των υλικών, προκειμένου να προσδιορισθεί ή αντοχή των διατομών ή των μελών της κατασκευής, δίνονται στα υπόλοιπα EN (1992 έως 1999).

3.2 Μόνιμες Δράσεις

Δράσεις οι οποίες αναμένονται να δρουν κατά τη διάρκεια μια δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους της στο χρόνο είναι αμελητέα, ή για την οποία ή διακύμανση είναι πάντα προς την ίδια κατεύθυνση (μονοτονική) μέχρις ότου η δράση φτάσει μια ορισμένη οριακή τιμή.

3.2.1 Ίδιον βάρος μεταλλικού φορέα (G)

Υπολογίζεται απευθείας από το εκάστοτε λογισμικό ανάλυσης, αφού έχουν ορισθεί τα υλικά και τα γεωμετρικά στοιχεία των διατομών. Ειδικότερα στην περίπτωση των σιδηρών γεφυρών ο συντελεστής του ίδιου βάρους (self-weight) στο λογισμικό λαμβάνεται 1.10 ώστε να ληφθούν υπ'όψιν τα πρόσθετα βάρη των διάφορων ελασμάτων και μέσων σύνδεσης στους κόμβους του φορέα, σύμφωνα με τον EN 1991-1.

3.2.2 Ίδιον βάρος ξύλινου καταστρώματος (G')

Από τους πίνακες τεχνικού φυλλαδίου της CTS επιλέγεται κατάστρωμα ξύλινων δοκών συνολικού εμβαδού A = 60 m^2 και πάχους 7 cm. Επιλέγεται ειδικό βάρος ξυλείας 8 kN/m^2, το οποίο λόγω του πάχους, τελικά μετατρέπεται σε επιφανειακό φορτίο ίσο με $G'_{(\kappa\alpha\tau\alpha\sigma\tau\rho\acute{\omega}\mu\alpha\tau o\varsigma)} = 0.56\ kN/m^2$.

3.2.3 Ίδιον βάρος κιγκλιδωμάτων (G')

Επιλέγονται γυάλινα στηθαία για την πεζογέφυρα πάχους 2 mm και λοιποί εξοπλισμοί που προσθέτουν συνολικό πρόσθετο μόνιμο φορτίο $G'_{\lambda o\iota\pi\acute{\alpha}} = 0.50 kN/m^2$.

3.2.4 Δύναμη προέντασης καλωδίων (P)

Η περίπτωση της προέντασης πρέπει να θεωρείται ως μία μόνιμη δράση. Ο ακριβής υπολογισμός των δυνάμεων προέντασης περιγράφονται σε επόμενο κεφάλαιο.

3.3 Μεταβλητές Δράσεις

Δράσεις για τις οποίες η διακύμανση των μεγεθών τους στο χρόνο δεν είναι ούτε αμελητέα ούτε μονοτονική. Οι συγκεκριμένες δράσεις αναφέρονται στην καθημερινή χρήση της πεζογέφυρας και προέρχονται από τον ανθρώπινο παράγοντα αλλά και το περιβάλλον. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αποτελούν π.χ. επιβαλλόμενα φορτία κυκλοφορίας στα καταστρώματα, δράσεις ανέμου ή φορτία χιονιού, έμμεσες δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών κτλ. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 και το εθνικό προσάρτημα της Ελλάδας συνδυάζονται με αυξημένους συντελεστές ασφαλείας καθώς αποτελούν δράσεις των οποίων ο υπολογισμός τους, λόγω της φύσης τους είναι αδύνατον να είναι ακριβής. Για αυτό τον λόγο προσεγγίζονται στατιστικά με δεδομένες κατανομές μεγίστων/ελαχίστων τιμών και επιλέγεται το τελικό μέγεθος σύμφωνα με την πιθανότητα μη υπέρβασης των μεγίστων τιμών μίας συγκεκριμένης περιόδου αναφοράς, η οποία βρίσκεται κοντά στον προβλεπόμενο χρόνο ζωής του έργου.

3.3.1 Δράσεις κυκλοφορίας

Στο EN 1991-2 ορίζονται τα προσομοιώματα φόρτισης για την πραγματοποίηση των ελέγχων ως εξής:

3.3.1.1 Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο (q_{fk})

Θεωρείται η φόρτιση ανθρωποσυνωστισμού, η οποία θα απεικονίζεται, όπου αυτό απαιτείται, με ένα Προσομοίωμα Φόρτισης το οποίο θα αποτελείται από ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο (που περιέχει τη δυναμική προσαύξηση) ίσο με 5 kN/m^2.

3.3.1.2 Συγκεντρωμένο φορτίο (Q_{fwk})

Φορτίο το οποίο δρα σε μια τετραγωνική επιφάνεια πλευράς 0.10 m και χρησιμοποιείται για την πραγματοποίηση τοπικών ελέγχων. Η χαρακτηριστική τιμή του συγκεντρωμένου φορτίου Q_{fwk} θα πρέπει να λαμβάνεται ίση με 10 kN. Στην παρούσα μελέτη η επιρροή του αγνοείται.

3.3.1.3 Όχημα εξυπηρέτησης (Q_{serv})

Όχημα το οποίο μπορεί να είναι ένα όχημα για συντήρηση, για περιπτώσεις εκτάκτου ανάγκης (π.χ. ασθενοφόρο) ή για άλλες υπηρεσίες. Στην συγκεκριμένη πεζογέφυρα η προσπέλαση ενός τέτοιου οχήματος είναι φυσικά αδύνατη οπότε η επιρροή του δεν λαμβάνεται υπόψη.

3.3.1.4 Οριζόντιο φορτίο (Q_{flk})

Στις πεζογέφυρες μόνο, λαμβάνεται υπόψη μια οριζόντια δύναμη Q_{flk} , η οποία δρα κατά μήκος του καταστρώματος της γέφυρας στη στάθμη του οδοστρώματος, και εξασφαλίζει την οριζόντια διαμήκη ευστάθεια των πεζογεφυρών. Η χαρακτηριστική τιμή της οριζόντιας δύναμης θα πρέπει να λαμβάνεται ίση με την μεγαλύτερη των ακόλουθων δυο τιμών :

- 10% του συνολικού φορτίου που αντιστοιχεί στο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο.
- 60% του συνολικού βάρους του οχήματος εξυπηρέτησης, όταν συντρέχουν οι προϋποθέσεις.

Στην παρούσα μελέτη δεν νοείται όχημα εξυπηρέτησης οπότε λαμβάνουμε το 10% του συνολικού ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου το οποίο προκύπτει :

$$Q_{flk} = 0.10 \cdot q_k = 0.10 \cdot 5.00 = 0.5\ kN/m^2$$

Η οριζόντια αυτή δύναμη θα πρέπει να θεωρείται ότι δρα ταυτόχρονα με το αντίστοιχο κατακόρυφο φορτίο, και σε καμία περίπτωση με το συγκεντρωμένο φορτίο Q_{fwk}. Οι ομάδες φορτίων που δρουν ταυτόχρονα εμφανίζονται στον παρακάτω πίνακα :

Πίνακας 3.1 Ορισμός των ομάδων των φορτίων (χαρακτηριστικές τιμές).

Τύπος φορτίου		Κατακόρυφες δυνάμεις		Οριζόντιες δυνάμεις
Σύστημα φόρτισης		Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο	Όχημα εξυπηρέτησης	
Ομάδες Φορτίων	gr1	q_{fk}	0	Q_{flk}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{flk}

3.4 Φορτία Χιονιού

3.4.1 Εισαγωγή

Το Μέρος 1-3 του EN 1991 παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης. Ανάλογα με τη μορφή της επιφάνειας, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από την στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, το περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί επί των επιφανειών κατά διάφορους τρόπους . Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσον είναι εκτεθειμένη η επιφάνεια στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

Για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικώς το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι.

Για τοποθεσίες όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων), θα εφαρμόζεται ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Στον σχεδιασμό της πεζογέφυρας που μελετάται όσο αναφορά τα φορτία χιονιού έχουν γίνει οι εξής παραδοχές :

- Το φορτίο χιονιού θα εφαρμοστεί μόνο στην επιφάνεια του καταστρώματος της πεζογέφυρας.
- Το κατάστρωμα της πεζογέφυρας θα αντιμετωπιστεί ως μια ειδική περίπτωση οριζόντιας στέγης όπου στα άκρα της υπάρχει συγκέντρωση χιονιού λόγω των γυάλινων κιγκλιδωμάτων.

3.4.2 Φορτίο χιονιού σε στέγες

Το φορτίο χιονιού σε μία στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

a) Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \tag{3.1}$$

b) Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad} \quad (3.2)$$

όπου:
μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού
s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0.8$
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δένδρα) C_e 1.2

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωση της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991-Μέρος 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρείς ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

- Ζώνη I ($s_{k,0} = 0.4$ kN/m^2): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλήν των Σποράδων και της Εύβοιας.
- Ζώνη II ($s_{k,0} = 0.8$ kN/m^2): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.
- Ζώνη III ($s_{k,0} = 1.7$ kN/m^2): Υπόλοιπη χώρα.

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500 m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις περιέχονται στο Εθνικό Προσάρτημα.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψόμετρου (A), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0}\left[1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right] \quad (3.3)$$

Όπου:

$S_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για A =)), σε kN/m^2

A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, σε m.

Η πεζογέφυρα της μελέτης, βρίσκεται στην Βούλα Αττικής, η οποία εντάσσεται στην ζώνη III, οπότε $s_{k,0} = 1.7$ kN/m^2. Το υψόμετρο της τοποθεσίας της πεζογέφυρας βρίσκεται σε υψόμετρο A = 5 m. Τελικώς η εξίσωση (3.3) παίρνει την τιμή $s_k = 1.70$kN/m^2.

Επιλέγεται συντελεστής έκθεσης C_e = 1 καθώς δεν ισχύει κάτι ειδικότερο στην περιοχή, και θερμικός συντελεστής C_t = 1 που αντιπροσωπεύει το ξύλινο κατάστρωμα. Καταλήγουμε σε φορτίο χιονιού $s = \mu_i \cdot 1.70 kN/m^2$.

3.4.3 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού (μ_i)

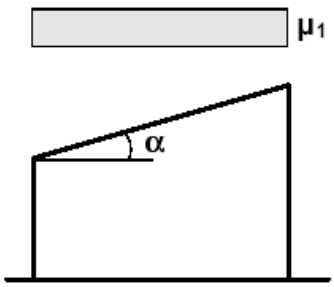
Γενικά θα χρησιμοποιούνται οι παρακάτω συντελεστές μορφής, εκτός εάν η Αρμόδια Εθνική Υπηρεσία επιβάλλει λόγω ιδιαίτερων κλιματολογικών συνθηκών, τη χρήση των συντελεστών που δίνονται στο Παράρτημα Β του μέρους 1-3.

Για τον προσδιορισμό των αντίστοιχων συντελεστών μορφής λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μία ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μία αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης.

3.4.3.1 Μονοκλινείς στέγες

Στο Σχήμα 3.1 φαίνεται η προβλεπόμενη διάταξη για το συντελεστή μορφή φορτίου σε μονοκλινείς στέγες.



Σχήμα 3.1 Συντελεστής μορφής φορτίου σε μονοκλινείς στέγες

Οι συντελεστές μορφής δίνονται στον Πίνακα 3.2 για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Πίνακας 3.2 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού.

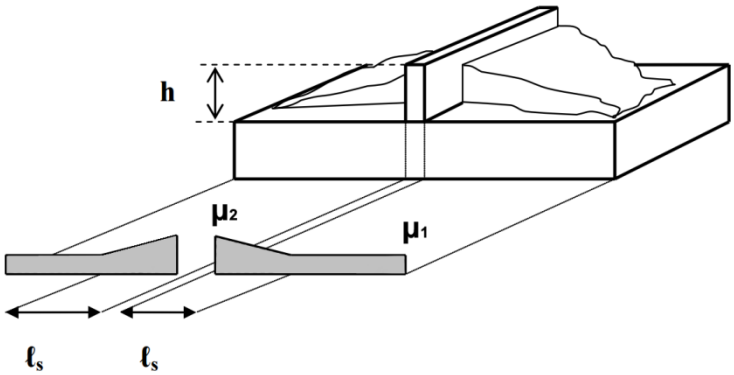
Κλίση στέγης	$0^o \leq \alpha \leq 30^o$	$30^o < \alpha < 60^o$	$\alpha \geq 60^o$
μ_1	0,8	0,8 (60-α)/30	0,0
μ_2	0,8+0,8 α/30	1,6	--

Εάν προβλέπεται στο χαμηλότερο άκρο της στέγης κάποιο κιγκλίδωμα ή στηθαίο ή άλλο εμπόδιο, ο συντελεστής μορφής δεν θα πρέπει να μειώνεται κάτω του 0.8.

Στην περίπτωση της υπό μελέτης πεζογέφυρας, το κατάστρωμα της είναι οριζόντιο, δηλαδή $\alpha = 0^o$ και άρα $\mu_1 = \mu_2 = 0.8$.

3.4.3.2 Συγκέντρωση χιονιού σε προεξοχές, εμπόδια ή στηθαία

Σε περίπτωση ανέμου είναι δυνατή η συγκέντρωση χιονιού στα σημεία όπου υπάρχουν προεξοχές ή εμπόδια στη στέγη. Στο Σχ. 3.2 δίνεται μια τυπική μορφή τέτοια κατανομής.



Σχήμα 3.1 Συντελεστές μορφής χιονιού σε προεξοχές και εμπόδια.

Αν η κατακόρυφη επιφάνεια της προεξοχής είναι μικρότερη από 1 m^2, δεν λαμβάνεται υπόψη συγκέντρωση χιονιού.

Αν η στέγη εκτείνεται και από τις δύο πλευρές της προεξοχής, θα πρέπει να εξετάζονται τόσο οι φορτίσεις κάθε μιας πλευράς μεμονωμένα, όσο και η ταυτοχρονή φόρτιση και των δύο πλευρών.

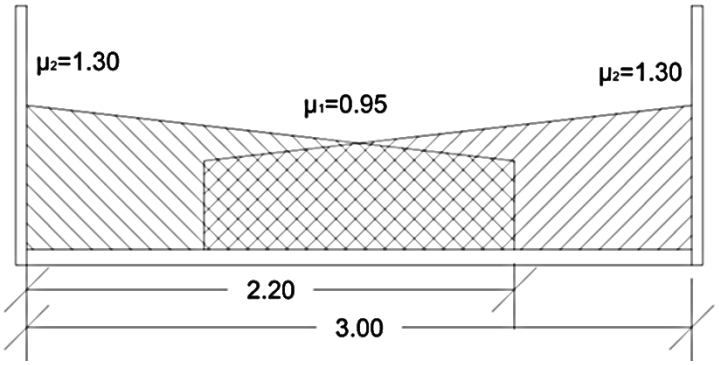
Τα αντίστοιχα μήκη συγκέντρωσης l_s και οι συντελεστές μορφής μ_1 και μ_2, λαμβάνονται ως εξής:

$$\mu_1 = 0.8 \text{ , } \mu_2 = \gamma h/s_k \tag{3.4}$$

με τον περιορισμό $0.80 \leq \mu_2 \leq 2.0$
όπου
$\gamma = 2$ κN/m^2 (πυκνότητα χιονιού), και

$$l_s = 2h \text{ , με τον περιορισμό: } 5 \leq l_s \leq 15\ m \tag{3.5}$$

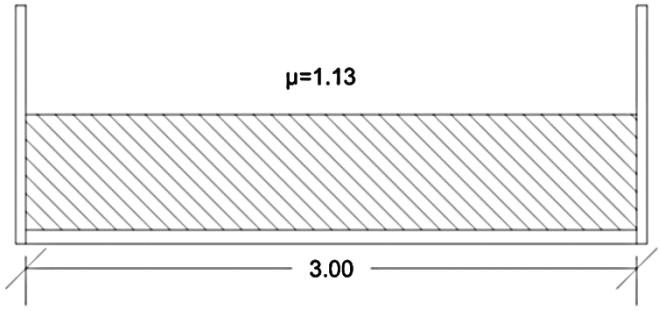
Το κατάστρωμα της πεζογέφυρας είναι 3 m και σε κάθε πλευρά υπάρχει ένα υαλοπέτασμα ύψους 1.10 m (στηθαίο). Η τιμή της εξίσωσης 3.4 γίνεται $\mu_1 = 0.8$ και $\mu_2 = 1.30$. Έπειτα καταλήγουμε σε μήκος συγκέντρωσης ίσο με $l_s = 2 \cdot 1.1 = 2.2\ m$. Παρότι υπάρχει ο περιορισμός της 3.5 για το l_s την αγνοούμε, καθώς για την περίπτωση του καταστρώματος που μελετάται η προσέγγιση αυτή είναι ορθότερη και δυσμενέστερη, και για αυτό τον λόγο προτιμάται.



Σχήμα 3.2 Συντελεστές μορφής χιονιού στο κατάστρωμα.

3.4.3.3 Συντελεστής μορφής χιονιού στο κατάστρωμα της πεζογέφυρας

Για να επιλεγεί ο τελικός συντελεστής μορφής χιονιού μ_i, γίνεται ο συνδυασμός των δύο περιπτώσεων των παραγράφων 3.4.3.1 και 3.4.3.2. Συμπεραίνουμε ότι δυσμενέστερη περίπτωση αποτελεί η κατανομή που παρουσιάζεται στο σχήμα 3.2. Για διευκόλυνση της μετέπειτα εισαγωγής του φορτίου χιονιού στο πρόγραμμα, επιλέγεται η μετατροπή του συντελεστή μορφής σε έναν ομοιόμορφο, του οποίου η τιμή προκύπτει μ = 1.13 .



Σχήμα 3.3 Τελικός συντελεστής μορφής χιονιού

3.4.4 Φορτίο χιονιού στο κατάστρωμα της πεζογέφυρας

Έχοντας καταλήξει σε τιμές για όλες τις παραμέτρους, η τελική τιμή του φορτίου χιονιού στο κατάστρωμα της πεζογέφυρας από την εξίσωση 3.2 προκύπτει ίσο με:

$$s = 1.92kN/m^2$$

3.5 Δράσεις ανέμου

3.5.1 Γενικά

Ο Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4 περιέχει τις ισχύουσες διατάξεις και τις μεθόδους υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου στις τεχνικές κατασκευές και έργα πολιτικού μηχανικού για ύψη μέχρι 200 m. Επίσης παρέχει κανονισμούς για γέφυρες με άνοιγμα μέχρι 200 m, εφόσον δεν αποτελούν κατασκευές, όπου χρειάζεται περαιτέρω μελέτη δυναμικής απόκρισης.

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Θα πρέπει να γίνεται ο συνδυασμός του και με τις υπόλοιπες δράσεις που ασκούνται στην κατασκευή και μπορεί να επιφέρουν αλλαγές στο σχήμα των επιφανειών φόρτισης ή στα δυναμικά χαρακτηριστικά. Στις μεταλλικές κατασκευές η δράση του ανέμου είναι σύνηθες να αποτελεί την βασική και κρίσιμη φόρτιση, στην οποία και θα βασιστεί η διαστασιολόγηση των διατομών του φορέα.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 υπάρχουν δύο μεθοδολογίες υπολογισμού των ανεμοπιέσεων, η απλή διαδικασία, η οποία μπορεί να εφαρμοστεί στις περισσότερες περιπτώσεις και η πιο λεπτομερής που εφαρμόζεται όταν η κατασκευή είναι ευαίσθητη σε δυναμική διέγερση.

Τα επιμέρους στοιχεία του ενός ανοίγματος της πεζογέφυρας, στα οποία ασκούνται τα φορτία του ανέμου είναι τα εξής:

- Το κατάστρωμα (περιλαμβάνονται τα υαλοπετάσματα ύψους 1.1 m)

- Τα δύο (2) τόξα κοίλης κυκλικής διατομής
- Τα δεκατέσσερα (14) καλώδια.

3.5.2 Δυνάμεις ανέμου

Η συνολική δύναμη του ανέμου F_w η οποία επενεργεί επί μιας κατασκευής ή επί ενός επιμέρους στοιχείου της, θα προσδιορίζεται είτε με υπολογισμό δυνάμεων χρησιμοποιώντας του συντελεστές δύναμης, είτε με υπολογισμό δυνάμεων από τις πιέσεις επί των επιφανειών.

Κατά συνέπεια, μπορεί να υπολογίζεται άμεσα από την σχέση:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \tag{3.6}$$

όπου:

$c_s c_d$ είναι ο δυναμικός συντελεστής

c_f είναι ο συντελεστής δύναμης για την κατασκευή ή το στοιχείο κατασκευής

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος αναφοράς z_e

A_{ref} είναι η επιφάνεια αναφοράς της κατασκευής ή του στοιχείου της κατασκευής, μετρούμενη γενικά ως η προβολή της κατασκευής σε επίπεδο κάθετο προς τη διεύθυνση του ανέμου

3.5.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z, η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot I_v(z)\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \tag{3.7}$$

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (ρ =1.25 Kg/m^2)

$I_v(z)$ είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \tag{3.8}$$

q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \tag{3.9}$$

όπου:

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \tag{3.10}$$

Στην σχέση αυτή:

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1.0)

c_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1.0)

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου. Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα, η τιμής της βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,0}$ για τη χώρα μας ορίζεται σε 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από τη σχέση:

$$v_m = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \tag{3.11}$$

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1.0)

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

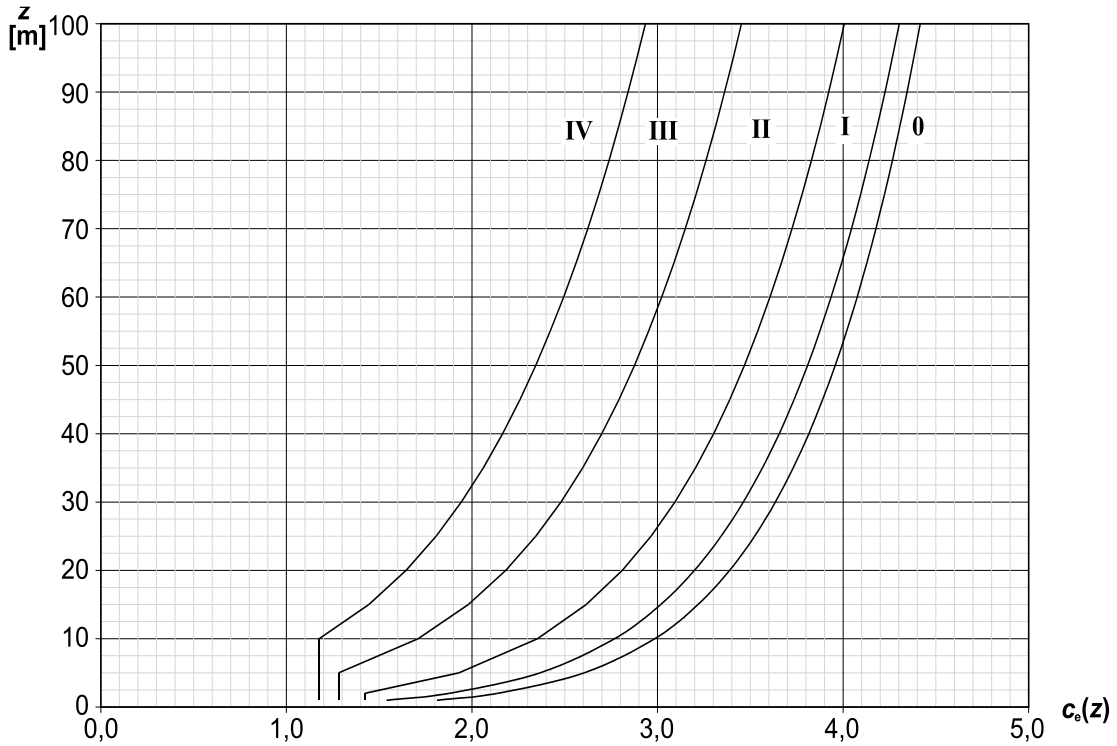
$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(\frac{z}{z_0})} \quad \text{για} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{για} \quad z \leq z_{min} \tag{3.12}$$

όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1.0).

Για επίπεδο έδαφος όπου $c_o(z) = 1$, ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ δίνεται σε διάγραμμα στο Σχ 3.4 ως συνάρτηση του ύψους z πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.

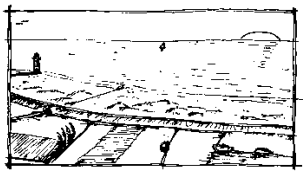
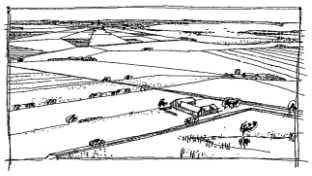
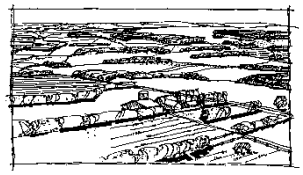
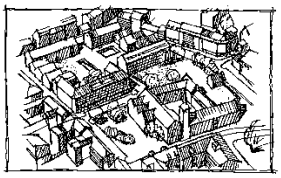


Σχήμα 3.4 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για c_0=1.0 και k_I=1.0 .

Πίνακας 3.3 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι.

Κατηγορία εδάφους	z_o **m**	z_{min} **m**
0 Θάλασσα 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, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	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 15m.	1.0	10

Πίνακας 3.4 Απεικονίσεις της τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους.

Κατηγορία εδάφους 0 Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	
Κατηγορία εδάφους I Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	
Κατηγορία εδάφους II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	
Κατηγορία εδάφους III Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	
Κατηγορία εδάφους IV Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m	

Αρχικά υπολογίζεται η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ στο ύψος του καταστρώματος δηλαδή τα 5 m. Για τον υπολογισμό, θα χρησιμοποιηθεί το πρώτο μέρος της σχέσης 3.7. Παρακάτω εμφανίζεται η υπολογιστική διαδικασία:

1) Η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου επιλέγεται ως 33 m/s καθώς η πεζογέφυρα βρίσκεται σε παραλιακή περιοχή. Οι συντελεστές εποχής και διεύθυνσης ισούνται με 1.0 , οπότε η βασική ταχύτητα ανέμου v_b από τη σχέση 3.10 υπολογίζεται ως $v_b = 1 \cdot 1 \cdot 33 = 33\ m/s$.
2) Υπολογίζεται η βασική πίεση q_b από την σχέση 3.9 , με πυκνότητα αέρα ίση με $\rho = 1.25\ Kg/m^3$, ως εξής $q_p = 0.5 \cdot 1.25 \cdot 33^2 = 680.625\ \frac{Kg}{m \cdot s^2}$.
3) Από το Σχήμα 3.4 υπολογίζεται ο συντελεστής έκθεσης του καταστρώματος $c_e(5)$ σε ύψος 5 m. Το έδαφος της περιοχής εντάσσεται στην κατηγορία 0. Προκύπτει τιμή $c_e(5) = 2.67$.
4) Τελικώς υπολογίζεται η πίεση ταχύτητας αιχμής: $q_p(5) = c_e(5) \cdot q_b = 2.67 \cdot 680.625 \rightarrow q_p(5) = 1817.269 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{m}^2} \rightarrow q_p(5) = 1.817\ kN/m^2$.

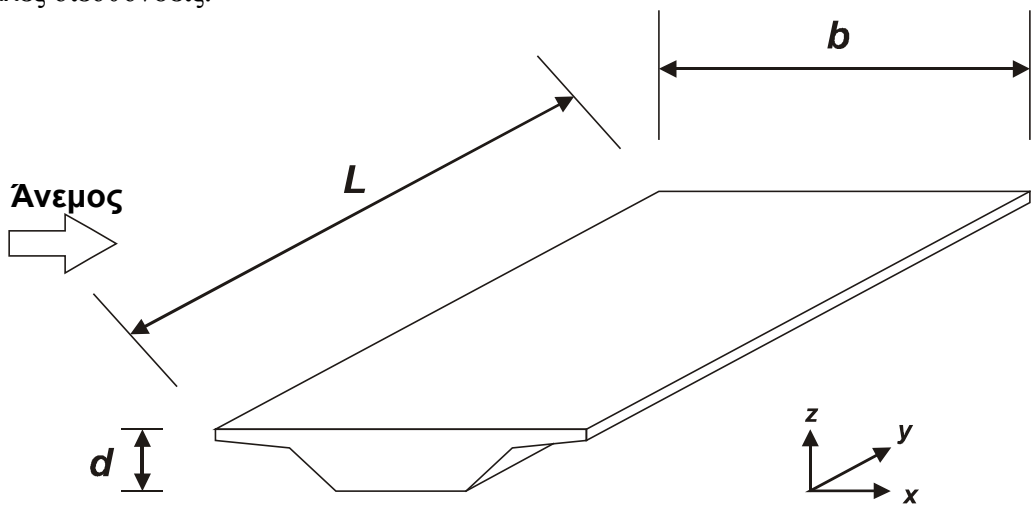
3.5.4 Συντελεστής δύναμης καταστρώματος και επιφάνεια αναφοράς

3.5.4.1 Δράσεις ανέμου στο κατάστρωμα

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 , οι δράσεις ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών δημιουργούν δυνάμεις στις διευθύνσεις x,y και z όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5,
όπου:

- x διεύθυνση – είναι η διεύθυνση παράλληλη 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,y,z 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.



Σχήμα 3.5 Διευθύνσεις των δράσεων ανέμου σε γέφυρες.

3.5.4.2 Συντελεστές δύναμης στη διεύθυνση x και επιφάνεια αναφοράς

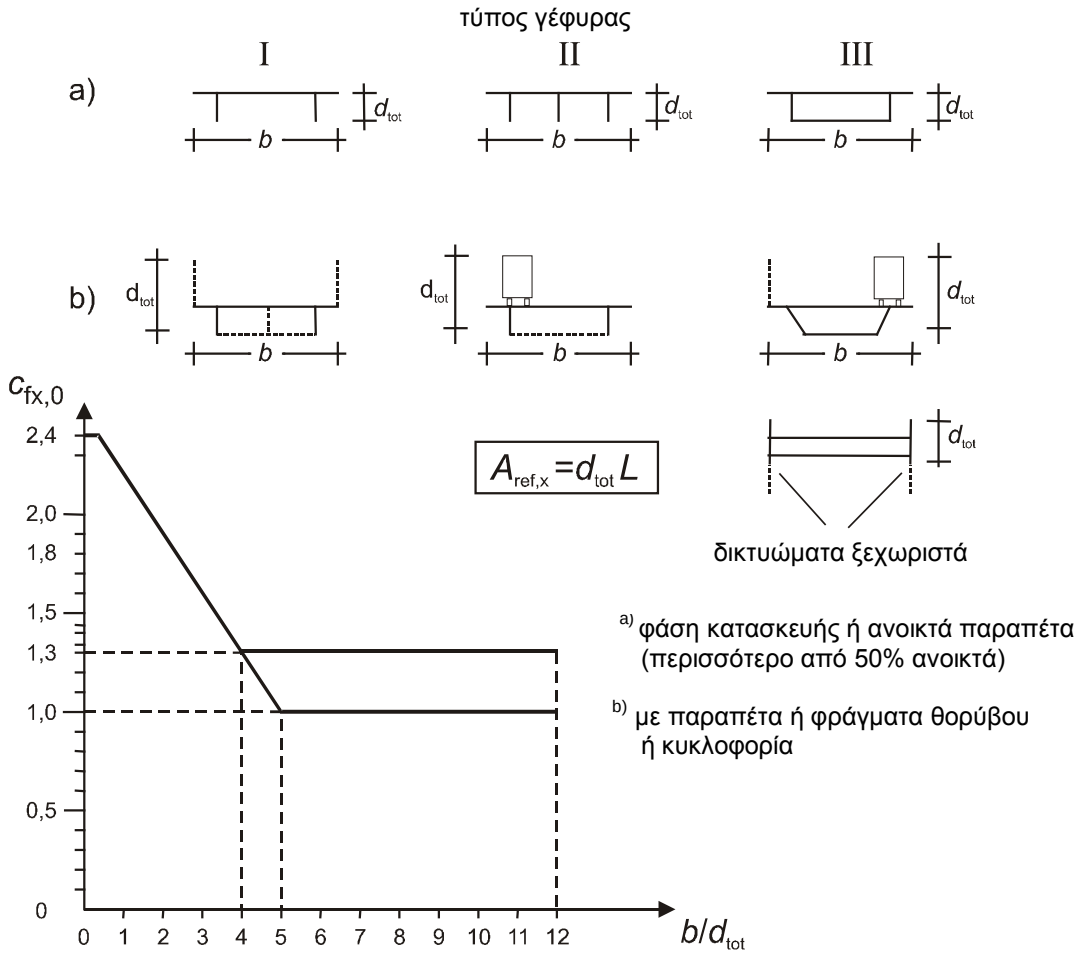
Οι συντελεστές δύναμης για τις δράσεις του ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση x δίνονται από τη σχέση:

$$C_{f,x} = C_{fx,0} \tag{3.13}$$

όπου:
$C_{fx,0}$ είναι ο συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελεύθερων άκρων.

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

Ο συντελεστής δύναμης για ένα κατάστρωμα μπορεί να υπολογίζεται από το παρακάτω σχήμα.

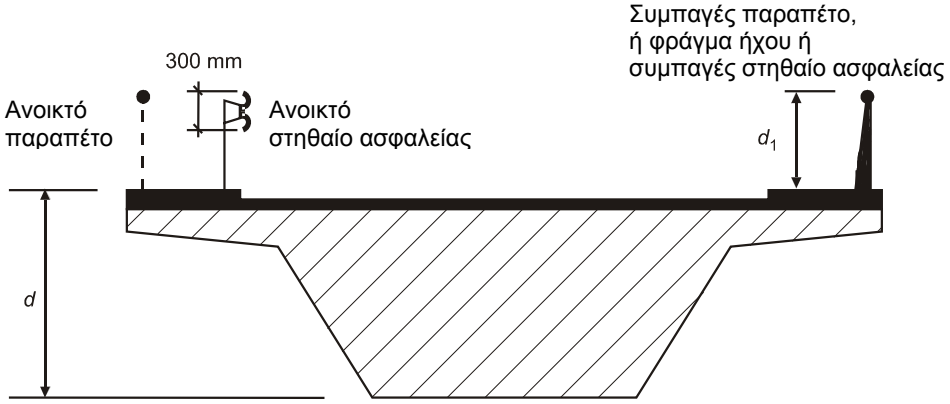


Σχήμα 3.6 Συντελεστής δύναμης για γέφυρες, $C_{fx,0}$.

Στην πεζογέφυρα που μελετάται το πλάτος του συνολικού καταστρώματος είναι b = 3 m και το συνολικό ύψος της προσήνεμης επιφάνειας d_{tot} προκύπτει από την πρόσθεση του ύψους της κυρίας δοκού (από προδιαστασιολόγηση είχε προκύψει 0.2 m) και το ύψος των γυάλινων στηθαίων ασφαλείας. Καταλήγουμε στην τιμή d_{tot} = 0.2+1.1 = 1.3 . Έχουμε ότι $\frac{b}{d_{tot}} = 3.846$ και από το διάγραμμα υπολογίζεται το $C_{fx,0}$ ίσο με 1.39 .

Η επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,x}$ κατά την διεύθυνση x υπολογίζεται βάσει της θεώρησης μια ισοδύναμης ολόσωμης δοκού όλων των συμπαγών τμημάτων (κύριες δοκοί, στηθαία ασφαλείας), σε κάθετη προβολή, που βρίσκονται πάνω ή κάτω από την επιφάνεια του καταστρώματος.

Τα παρακάτω σχήματα υποδεικνύουν το συνολικό ύψος της ισοδύναμης δοκού.



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

Πίνακας 3.5 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 m	d + 0,6 m
Συμπαγές παραπέτο ή συμπαγές στηθαίο ασφαλείας	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Ανοικτό παραπέτο και ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	d + 0,6 m	d + 1,2 m

Η πεζογέφυρα έχει συμπαγή στηθαία ασφαλείας ύψους 1.1 m και στις δύο πλευρές, άρα $d+2d_1 = 0.2 + 2 \cdot 1.1 = 2.4\ m$. Το μήκος της ισοδύναμης δοκού είναι ίσο με το μήκος του ανοίγματος της γέφυρας δηλαδή L = 20 m .

Το εμβαδόν της επιφάνειας αναφοράς $A_{ref,x}$ υπολογίζεται ως:

$$A_{ref,x} = (\mathrm{d} + 2\mathrm{d}_1) \cdot \mathrm{L} = 2.4 \cdot 20 \rightarrow A_{ref,x} = 48\ m^2$$

3.5.4.3 Συντελεστές δύναμης στη διεύθυνση z και επιφάνεια αναφοράς

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

Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να δίνει τιμές για το $C_{f,z}$. Στην περίπτωση απουσίας δοκιμών σε αεροδυναμική σήραγγα, η προτεινόμενη τιμή 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. Στην πεζογέφυρα της μελέτης λαμβάνουμε $C_{f.z} = \pm 0.9$.

Η επιφάνεια αναφοράς είναι ίση με την επιφάνεια της κάτοψης, δηλαδή $A_{refz} = b \cdot L = 3 \cdot 20 \rightarrow A_{refz} = 60m^2$.

Εάν δεν προδιαγράφεται διαφορετικά, η εκκεντρότητα της δύναμης στη διεύθυνση z μπορεί να λαμβάνεται e=b/4 δηλαδή e=3/4=0.75 m .

3.5.5 Συντελεστής δυναμικής απόκρισης

Για συνήθη καταστρώματα γεφυρών ανοίγματος μικρότερου των 40 m, γενικά δεν χρειάζεται διαδικασία δυναμικής απόκρισης. Για τους σκοπούς αυτής της κατηγοριοποίησης, συνήθεις γέφυρες μπορεί να θεωρούνται ότι περιλαμβάνουν γέφυρες από χάλυβα, μπετόν, αλουμίνιο ή ξύλο, περιλαμβάνοντας και σύμμικτες κατασκευές.

Εάν δεν απαιτείται διαδικασία δυναμικής απόκρισης το c_sc_d μπορεί να λαμβάνεται ίσο με 1.0 .

Για τα επιμέρους στοιχεία της πεζογέφυρας ισχύει:

- Το κατάστρωμα εμπίπτει στην κατηγορία γεφυρών, στις οποίες δεν χρειάζεται διαδικασία δυναμικής απόκρισης αφού L=20<40 m. Επιλέγεται δυναμικός συντελεστής $c_sc_d = 1.0$.
- Για τα τοξωτά μέλη και τα καλώδια της γέφυρας θα χρειαστεί υπολογισμός του συντελεστή δυναμικής απόκρισης c_sc_d , η διαδικασία και ο υπολογισμός του παρουσιάζεται σε επόμενη παράγραφο.

3.5.6 Υπολογισμός δύναμης ανέμου καταστρώματος κατά x

Για το κατάστρωμα κατά την εγκάρσια διεύθυνση έχουμε υπολογίσει τους παρακάτω συντελεστές συντελεστές της σχέσης 3.6 και έχουμε:

- Δυναμικό συντελεστή c_sc_d ίσο με 1.
- Συντελεστή δύναμης $C_{f,x}$ ίσο με 1.39
- Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(5)$ ίσο με 1.817 kN/m^2 .
- Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,x}$ ίση με 48 m^2 .

Υπολογίζουμε την συνολική δύναμη κατά την εγκάρσια διεύθυνση του καταστρώματος:

$$F_{w,x} = 1 \cdot 1.39 \cdot 1.817 \cdot 48 \rightarrow F_{w,x} = 121.23\ kN\ (2.02\ kN\ \text{ανά τετραγωνικό καταστρώματος})$$

3.5.7 Υπολογισμός δύναμης ανέμου καταστρώματος κατά y

Οι διαμήκεις δυνάμεις του ανέμου, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, για γέφυρες με ολόσωμους δοκούς θα πρέπει να λαμβάνονται ίσες με το 25 % των δυνάμεων του ανέμου στην εγκάρσια διεύθυνση. Δηλαδή:

$$F_{w,y} = 0.25 \cdot F_{w,x} = 0.25 \cdot 121.23 \rightarrow F_{w,y} = 30.33\ kN$$ *(0.51 kN ανά τετραγωνικό καταστρώματος)*

3.5.8 Υπολογισμός δύναμης ανέμου καταστρώματος κατά z

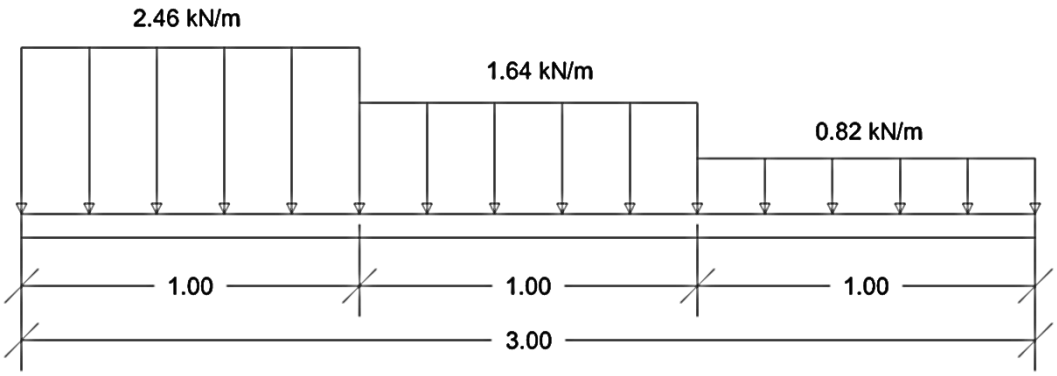
Για το κατάστρωμα κατά την κατακόρυφη διεύθυνση z έχουμε υπολογίσει τους παρακάτω συντελεστές συντελεστές της σχέσης 3.6 και έχουμε:

- Δυναμικό συντελεστή $c_s c_d$ ίσο με 1.
- Συντελεστή δύναμης $C_{f,z}$ ίσο με ± 0.9
- Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(5)$ ίσο με 1.817 kN/m^2 .
- Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,z}$ ίση με 60 m^2.

Υπολογίζουμε την συνολική δύναμη κατά την κατακόρυφη διεύθυνση του καταστρώματος:

$$F_{w,z} = 1 \cdot \pm 0.9 \cdot 1.817 \cdot A_{ref} \rightarrow F_{w,z} = \pm 1.64\ kN/m^2$$ *(ανά τετραγωνικό μέτρο καταστρώματος)*

Η δύναμη $F_{w,z}$ ασκείται με μία εκκεντρότητα e = 0.75 m από το μέσο του καταστρώματος, όποτε το κατανεμημένο φορτίο θα πάρει την εξής μορφή ώστε να ληφθεί η υπόψη η επιρροή της εκκεντρότητας.



Σχήμα 3.8 Ισοδύναμο κατανεμημένο φορτίου ανέμου ανά τρέχον μέτρο καταστρώματος.

3.5.9 Υπολογισμός δυνάμεων ανέμου στα τόξα και στα καλώδια

3.5.9.1 Αριθμός Reynolds

Οι συντελεστές δύναμης των διατομών εξαρτώνται από τον αριθμό Reynolds, Re, ο οποίος ορίζεται από την Εξίσωση (3.14).

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \tag{3.14}$$

όπου:

b είναι η διάμετρος

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

$v(z_e)$ είναι η ταχύτητα αιχμής του ανέμου η οποία είναι $v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}$

z_e είναι το μέγιστο ύψος πάνω από το έδαφος του θεωρούμενου στοιχείου.

3.5.9.2 Συντελεστές δύναμης

Ο συντελεστής δύναμης c_f για ένα κυκλικό κύλινδρο πεπερασμένου μήκους θα προσδιορίζεται από την εξίσωση (3.15).

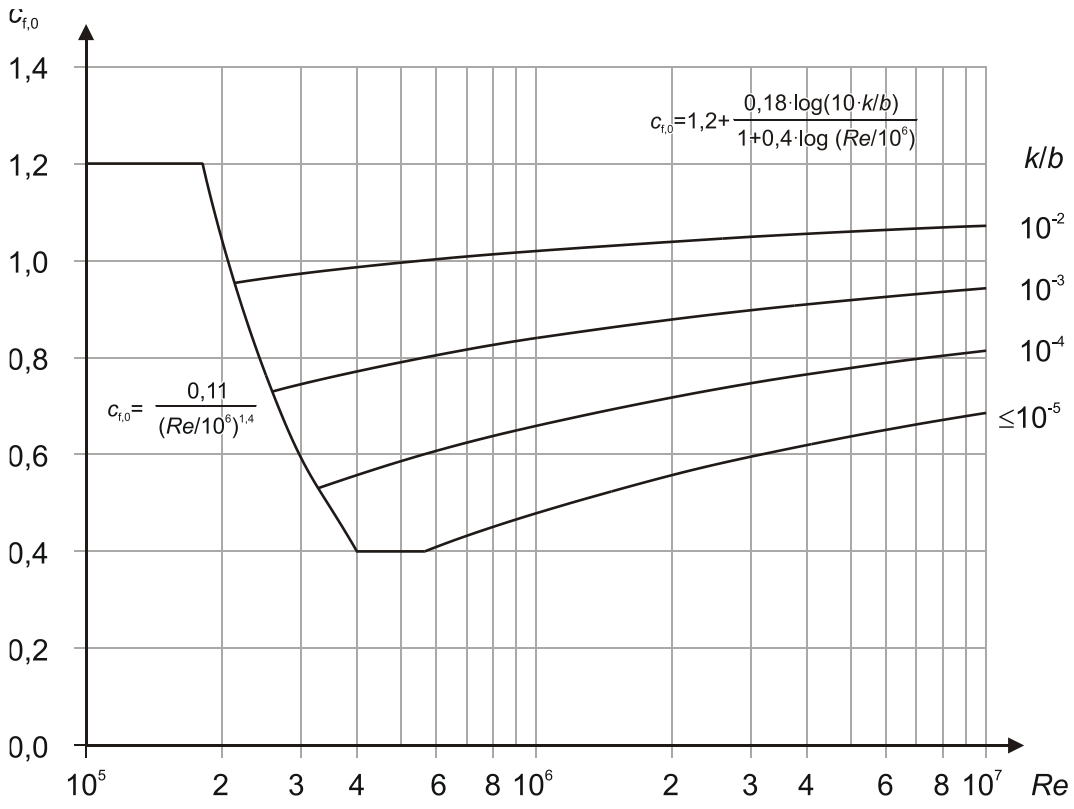
$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \tag{3.15}$$

όπου:

$c_{f,0}$ είναι ο συντελεστής δύναμης κυλίνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων.

ψ_λ είναι ο συντελεστής επίδρασης άκρων.

Από το παρακάτω σχήμα μπορεί να υπολογιστεί ο συντελεστής δύναμης.



Σχήμα 3.9 Συντελεστής δύναμης $c_{f,0}$ για κυκλικούς χωρίς ροή ελευθέρων άκρων και για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες k/b.

Οι τιμές ισοδύναμης τραχύτητας k δίνονται στον Πίνακα 3.6 και επίσης για συνεστραμμένα καλώδια το $c_{f,0}$ είναι ίσο με 1.2 για όλες τις τιμές του αριθμού Reynolds Re.

Πίνακας 3.6 Ισοδύναμη τραχύτητα k για διάφορους τύπους επιφανειών.

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 πριονισμένο ξύλο	2.0
στιλπνός χάλυβας	0.05	Σκουριά	2.0
χυτοσίδηρος	0.2	Τούβλα	3.0
γαλβανισμένος χάλυβας	0.2		

Επιλέγεται αρχικά τιμή ισοδύναμης τραχύτητας k = 0.02 mm θεωρώντας την επιφάνεια των καλωδίων και των τόξων ως γαλβανισμένο χάλυβα.

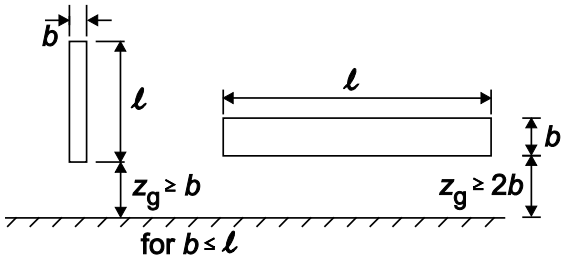
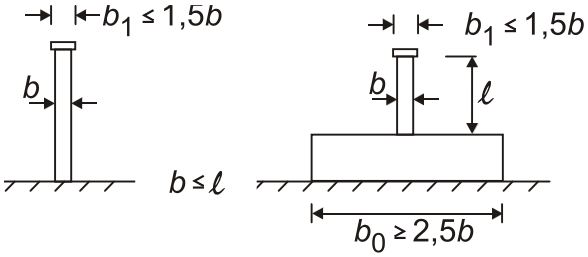
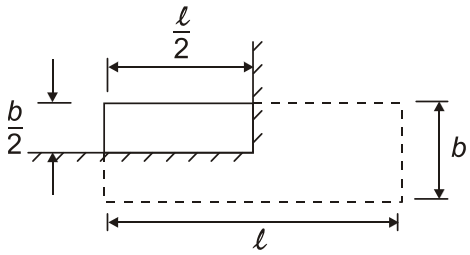
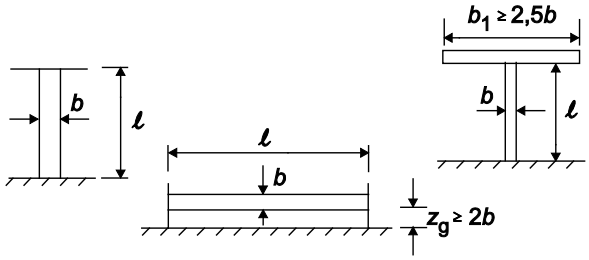
Η τιμή του συντελεστή δύναμης $c_{f,0}$ για τα τόξα και τα καλώδια της πεζογέφυρας υπολογίζεται ως η μέγιστη, δηλαδή 1.2 .

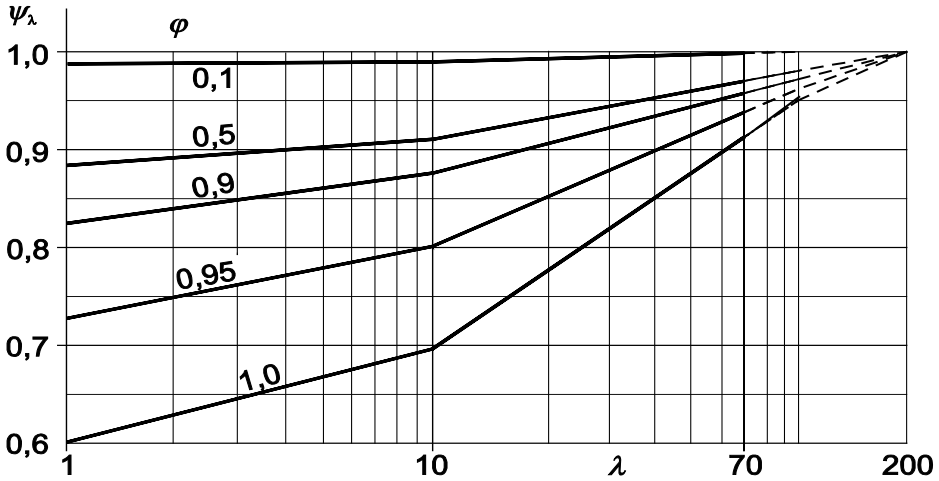
3.5.9.3 Συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ

Ο συντελεστής επίδρασης άκρων λαμβάνει υπόψη τη μειωμένη αντίσταση της κατασκευής λόγω της ροής του αέρα γύρα από τα άκρα (επίδραση άκρων). Τα σχήματα που εμφανίζονται παρακάτω βασίζονται σε μετρήσεις σε υποστροβιλώδη ροη. Τιμές που λαμβάνουν υπόψη την επίδραση του στροβιλισμού μπορεί να καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Όπου απαιτείται, ο συντελεστής επίδρασης των άκρων ψ_λ, θα πρέπει να υπολογίζεται ως συνάρτηση της λυγηρότητας.

Η ενεργός λυγηρότητα λ θα ορίζεται ανάλογα με τις διαστάσεις της κατασκευής και τη θέση της σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.7 Προτεινόμενες τιμές του λ για κυλίνδρους, πολυγωνικές διατομές, ορθογωνικές διατομές, διατομές με αιχμηρές γωνίες και δικτυωτές κατασκευές.

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

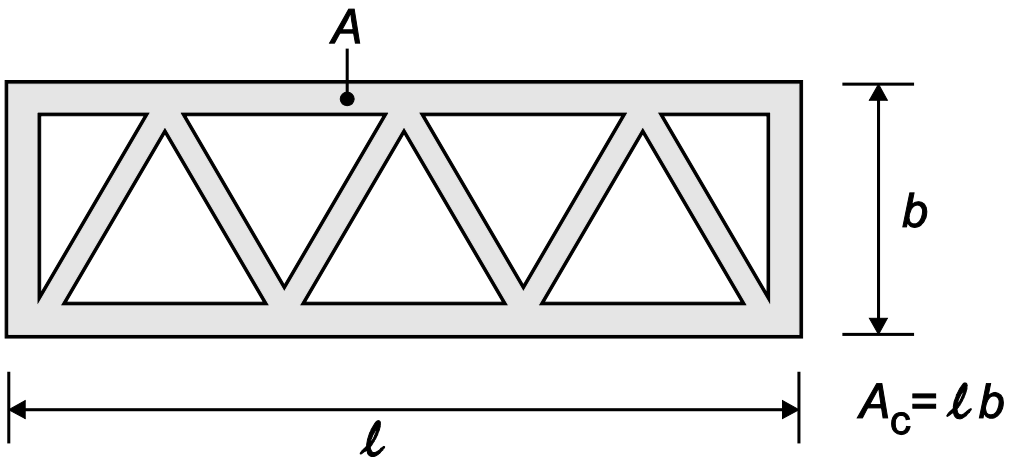


Σχήμα 3.10 Ενδεικτικές τιμές του συντελεστή επίδρασης άκρων ψ_λ ως συνάρτηση του συντελεστή πληρότητας φ και της λυγηρότητας λ.

Ο συντελεστής πληρότητας φ δίνεται από την εξίσωση:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \tag{3.16}$$

όπου:
A είναι το άθροισμα των προβαλλομένων επιφανειών των μελών
A_c είναι η συνολική επιφάνεια του περιγράμματος $A_c = l \cdot b$



Σχήμα 3.11 Ορισμός του συντελεστή πληρότητας φ.

Η ενεργός λυγηρότητα λ και ο συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_L του κάθε καλωδίου και των τόξων εμφανίζεται αναλυτικά σε επόμενη παράγραφο του κεφαλαίου.

Ο συντελεστής πληρότητας για τα καλώδια και τα τόξα της γέφυρας είναι ίσος με 1.

3.5.9.4 Συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Τα καλώδια και τα τόξα της γέφυρας είναι ευαίσθητα σε δυναμική απόκριση οπότε ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής πρέπει να υπολογιστεί με την λεπτομερή διαδικασία. Για τα τόξα γίνεται η παραδοχή ότι είναι ίσος με 1.0 και για τα καλώδια, σύμφωνα με παρόμοια έργα εκτιμάται και τελικά επιλέγεται ίσος με 1.15 .

3.5.9.5 Παρουσίαση λογιστικού φύλλου υπολογισμών και τελικά φορτία

Παρακάτω εμφανίζονται σε λογιστικό φύλλο excel, οι επιμέρους συντελεστές και τα απαιτούμενα μεγέθη για να υπολογιστούν τα τελικά φορτία που θα εφαρμοστούν στα τόξα και τα καλώδια. Οι υπολογισμοί γίνονται σύμφωνα με την σχέση 3.6 και τα αποτελέσματα είναι σε μορφή γραμμικού φορτίου.

Πίνακας 3.8 Συντελεστές και τελικά φορτία καλωδίων.

Ομάδα Καλωδίων	α)	β)	γ)	δ)
height z (m)	6.94	8.13	8.79	9
$c_e(z)$	2.75	2.79	2.81	2.83
$q_p(z)$	1871.7188	1898.944	1912.556	1926.169
v(z) (m/s)	54.724	55.121	55.318	55.515
Re	55819	56223	56424	56625
Cf,0	1.200	1.200	1.200	1.200
λ	70	70	70	70
ψλ	0.92	0.92	0.92	0.92
Cf	1.104	1.104	1.104	1.104
cable length (m)	2.08	3.37	4.08	4.31
c_sc_d	1.15	1.15	1.15	1.15
h καλωδιου	1.94	3.13	3.79	4
Q(kN/m)	0.036	0.037	0.037	0.037

Πίνακας 3.9 Συντελεστές και τελικά φορτία τόξων.

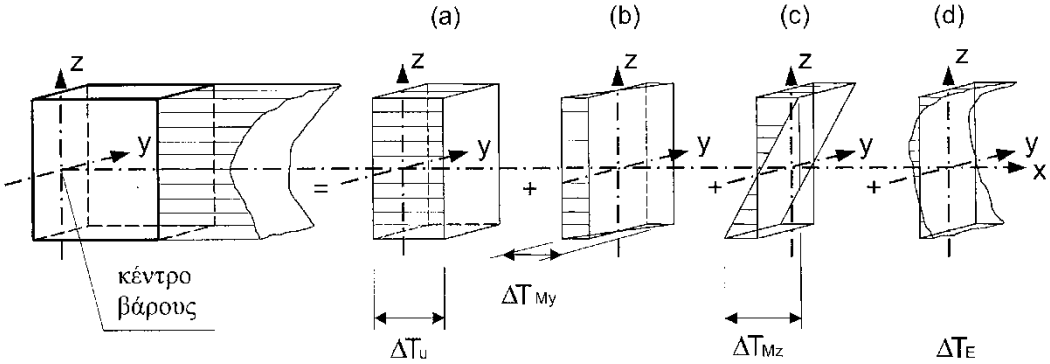
Τόξα	
height z (m)	9
$c_e(z)$	2.83
$q_p(z)$	1926.17
v(z) (m/s)	55.51
Re	740194.57
Cf,0	1.3899258
λ	104.85504
ψ	1
Cf	1.2
c_sc_d	1
Q(kN/m)	0.462

Στους υπολογισμούς των φορτίων έχει θεωρηθεί διάμετρος καλωδίων d= 15.3 mm και διάμετρος τόξων d= 0.2 m, ελαφρώς μεγαλύτερες από τις τελικές διαμέτρους της τελικής διαστασιολόγησης, d = 10.1 mm και d = 0.193 m αντίστοιχα. Αυτό λειτουργεί δυσμενέστερα για την φόρτιση, οπότε δεν χρειάζονται να γίνει περαιτέρω επανυπολογισμός.

3.6 Δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών

3.6.1 Γενικά

Θερμικές δράσεις σε μια κατασκευή ή σε ένα δομικό στοιχείο είναι οι δράσεις που προκαλούνται από τις μεταβολές των πεδίων θερμοκρασίας εντός συγκεκριμένου χρονικού διαστήματος και προκαλούν την εμφάνιση τάσεων. Ο EN 1992-1-5 δίδει αρχές και κανόνες σχεδιασμού για τον υπολογισμό θερμοκρασιακών δράσεων σε κτίρια, γέφυρες και λοιπές κατασκευές περιλαμβανομένων των δομικών τους στοιχείων. Επίσης δίδονται αρχές που χρειάζονται για την επένδυση και λοιπά προσαρτήματα κτιρίων. Μέρος αυτό περιγράφει τις μεταβολές της θερμοκρασίας σε δομικά στοιχεία. Παρέχονται χαρακτηριστικές τιμές θερμοκρασιακών δράσεων οι οποίες χρησιμοποιούνται στο σχεδιασμό κατασκευών εκτεθειμένων σε ημερήσιες και εποχιακές κλιματολογικές μεταβολές. Κατασκευές που δεν είναι εκτεθειμένες πιθανόν να μην χρειάζεται να μελετηθούν για θερμοκρασιακές δράσεις.



Σχήμα 3.12 Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών κατανομής θερμοκρασίας

3.6.2 Θερμοκρασιακές συνιστώσες

Σύμφωνα με τις θερμοκρασιακές συνιστώσες που δίνονται στο Μέρος 4, οι κλιματικές και λειτουργικές θερμικές δράσεις σε ένα δομικό μέλος θα καθορίζονται βάσει των ακόλουθων βασικών στοιχείων:

- Μια συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔT_u που προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ της μέσης θερμοκρασίας T ενός μέλους και της αρχικής του θερμοκρασίας T_0.
- Μια γραμμικά μεταβαλλόμενη συνιστώσα θερμοκρασίας, που προκύπτει από τη διαφορά ΔT_M μεταξύ των θερμοκρασιών εξωτερικής και εσωτερικής επιφάνειας μιας διατομής, ή των επιφανειών των επιμέρους στρώσεων.
- Μια διαφορά θερμοκρασίας ΔT_P διαφορετικών τμημάτων μιας κατασκευής που προκύπτει από τη διαφορά των μέσων θερμοκρασιών των τμημάτων αυτών.

Η υπό μελέτη πεζογέφυρα, έχει ξύλινο κατάστρωμα το οποίο δεν συμμετέχει στην συνολική δυσκαμψία της γέφυρας. Γι'αυτόν τον λόγο η γέφυρα θα αντιμετωπιστεί σαν μια απλή ανοιχτή μεταλλική κατασκευή, οπότε θα ληφθεί υπόψη μόνο η ομοιόμορφη συνιστώσα της ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔT_u.

3.6.3 Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας

Θα υπολογιστούν δύο τιμές της, μία θερμοκρασιακή συνιστώσα συστολής και μία διαστολής που θα ισχύει για όλα τα επιμέρους μεταλλικά στοιχεία της γέφυρας. Δηλαδή ως εξής:

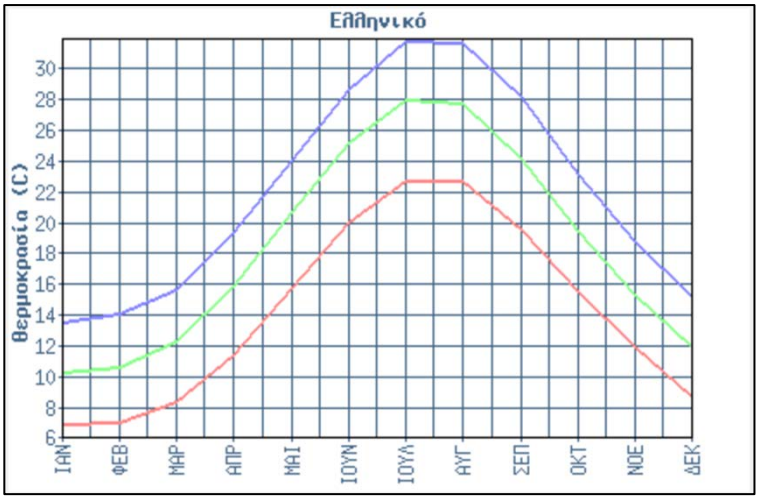
$$\Delta T^{+} = T_{max} - T_0 \tag{3.17}$$

και

$$\Delta T^{-} = -|T_0 - T_{min}| \tag{3.18}$$

όπου:
T_{max} είναι η χαρακτηριστική μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά για τη θέση του έργου.
T_{min} είναι η χαρακτηριστική ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά για τη θέση του έργου.
T_0 είναι η αρχική θερμοκρασία του δομικού στοιχείου κατά το σχετικό στάδιο παρεμπόδισής του (ολοκλήρωση της τοποθέτησής του).

Από την ιστοσελίδα της εθνικής μετεωρολογικής υπηρεσίας, λαμβάνουμε τιμές για την μέγιστη και ελάχιστη απόλυτη θερμοκρασία της περιοχής του κοντινότερου μετεωρολογικού σταθμού. Ο κοντινότερος σταθμός από την περιοχή τοποθέτησης της γέφυρας στη Βούλα είναι αυτός του Ελληνικού. Για την περίοδο 1955-1997 καταγράφεται μέγιστη απόλυτη θερμοκρασία T_{max} = 42°C και ελάχιστη απόλυτη θερμοκρασία T_{min} = -3.2°C .



Σχήμα 3.13 Εύρη θερμοκρασιών κατά την διάρκεια κάθε έτους, στην περιοχή του Ελληνικού για την περίοδο 1955-1997.

Αν η αρχική θερμοκρασία T_0 δεν μπορεί να προβλεφθεί, τότε θα λαμβάνεται η τιμή της μέσης θερμοκρασίας κατά τη διάρκεια κατασκευής. Από υπόθεση, ως αρχική θερμοκρασία που επικρατεί στο εργοτάξιο κατά την φάση συναρμολόγησης της γέφυρας επιλέγεται η T_0= 15°.

Από την εξίσωση 3.17 προκύπτει ΔT^{+} = 42-15 = 27°C και από την εξίσωση 3.18 $\Delta T^{-} = -|15 - (-3.2)| = -18.2°C$.

3.7 Λοιπές τυχηματικές δράσεις πεζογέφυρας

3.7.1 Πρόσκρουση οχήματος στα βάθρα της πεζογέφυρας

Μπορεί να προκληθεί από την οδική κυκλοφορία κάτω από την γέφυρα. Στην παρούσα μελέτη αυτή η δράση θα αγνοηθεί, καθώς επιλέγεται η τοποθέτηση μεταλλικών προστατευτικών κιγκλιδωμάτων γύρω από τα βάθρα, τα οποία θα απορροφήσουν το μεγαλύτερο μέρος της δύναμης σε περίπτωση πρόσκρουσης κάποιου διερχόμενου οχήματος.

3.8 Σεισμικές Δράσεις

3.8.1 Γενικά

Ο ορισμός των σεισμικών δράσεων ως ταλαντωτικών κινήσεων του εδάφους, και όχι ως σεισμικών δυνάμεων της κατασκευής, είναι σύμφωνος με την πραγματική φύση του φαινομένου και επιτρέπει την εφαρμογή ακριβέστερων μεθόδων υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών. Με βάση τον ορισμό αυτό, ο οποίος υιοθετείται από όλους σχεδόν τους σύγχρονους κανονισμούς, οι εισαγόμενες στην κατασκευή δυνάμεις, λόγω αδράνειας των μαζών, προκύπτουν ως συνέπεια των σεισμικών δράσεων.

Ο Ευρωκώδικας 8 εφαρμόζεται στην μελέτη και κατασκευή κτιρίων και έργων πολιτικού μηχανικού σε σεισμικές περιοχές. Στόχος του είναι να διασφαλίσει τις παρακάτω απαιτήσεις σε περίπτωση σεισμού:

- Απαίτηση μη κατάρρευσης: ο φορέας πρέπει να σχεδιαστεί και να κατασκευαστεί ώστε να αναλαμβάνει τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς μερική ή ολική κατάρρευση και να διατηρεί τη στατική ακεραιότητα του και την φέρουσα ικανότητα του μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης P_{NCR} σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς T_{NCR} (475 έτη) και τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I.
- Απαίτηση περιορισμού βλαβών: ο φορέας πρέπει να σχεδιαστεί και να κατασκευαστεί ώστε να αναλαμβάνει σεισμικές δράσεις με μεγαλύτερα πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς την εμφάνιση βλαβών και των επακόλουθων περιορισμών χρήσης, το κόστος επισκευής των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλό σε σχέση με το κόστος του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση για την «απαίτηση περιορισμού βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης P_{DLR} σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς T_{DLR} (95 έτη).

3.8.2 Υπολογισμός των σεισμικών δράσεων

3.8.2.1 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

Στο πλαίσιο του EN 1998, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνονται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο εφεξής "ελαστικό φάσμα απόκρισης". Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης. Η κάθετη σεισμική δράση περιγράφεται από ξεχωριστό φάσμα απόκρισης.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \le T \le T_B : \; S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \tag{3.19}$$

$$T_B \le T \le T_C : \; S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \tag{3.20}$$

$$T_C \le T \le T_D : \; S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2,5}{q} \cdot \left[\dfrac{T_C}{T} \right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases} \tag{3.21}$$

$$T_D \le T : \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2,5}{q} \cdot \left[\dfrac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases} \tag{3.22}$$

όπου:
$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού
a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α ($\alpha_g = \alpha_{g,R} \cdot \gamma_I$)
T_B είναι το κάτω όριο της περιόδου που ορίζει τον κλάδο σταθερής επιτάχυνσης
T_C είναι το άνω όριο της περιόδου που ορίζει τον κλάδο σταθερής επιτάχυνσης
T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει τον κλάδο σταθερής μετακίνησης
S είναι συντελεστής του εδάφους
q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού (β=0.2).

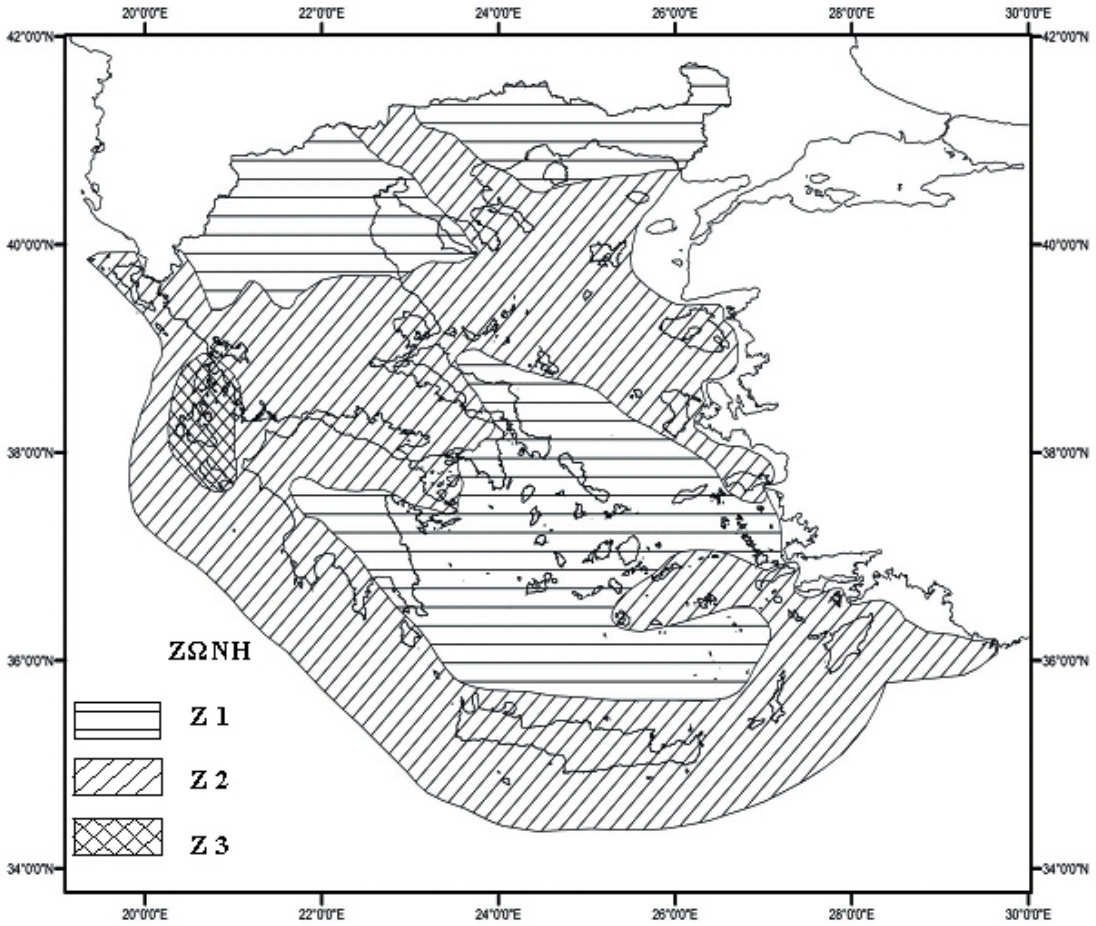
Για τον υπολογισμό της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού α_g ισχύει η σχέση:

$$\alpha_g = \alpha_{g,R} \cdot \gamma_I \tag{3.23}$$

όπου:
$\alpha_{g,R}$ είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σε έδαφος κατηγορίας Α.
γ_I είναι η κατηγορία σπουδαιότητας του έργου.

Πίνακας 3.10 Τιμές αναφοράς a_{gR} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας Α

Ζώνη	a_{gR}/g
Ζ1	0.16
Ζ2	0.24
Ζ3	0.36



Σχήμα 3.14 Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος.

Ο Δήμος Βάρης-Βούλας-Βουλιαγμένης στον οποίο θα γίνει η κατασκευή της πεζογέφυρας, βρίσκεται στην Αττική και εντάσσεται στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ζ1, δηλαδή $\alpha_{gR}/g = 0.16$.

Πίνακας 3.11 Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια.

Κατηγορία σπουδαιότητας	γ_I	Περιγραφή
I	0.80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1.00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	1.20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1.40	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ

Για την πεζογέφυρας επιλέγεται η κατηγορία ΙΙ για συνήθεις κατασκευές, όπου γ_I=1.00.

Επίσης το φάσμα σχεδιασμού που θα χρησιμοποιηθεί είναι Τύπου 1, το οποίο είναι και το συνιστώμενο από το Εθνικό προσάρτημα. Για τα φάσματα Τύπου 1 ισχύει ο παρακάτω πίνακας:

Πίνακας 3.12 Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1.

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Για την κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1998, ο υπολογισμός της γίνεται από τις σχέσεις 3.19-3.22 αλλά σύμφωνα με κάποιες διαφορετικές παραμέτρους οι οποίες εμφανίζονται στον πίνακα 3.13.

Πίνακας 3.13 Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης.

Φάσμα	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Τύπου 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Τύπου 2	0,45	0,05	0,15	1,0

3.8.2.2 Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Οι κατηγορίες εδάφους A, B, C, D, και E, καθορίζονται από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται στον πίνακα 3.10 και που περιγράφονται παρακάτω, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Αυτό μπορεί επίσης να γίνει λαμβάνοντας επιπλέον υπόψη την επιρροή της γεωλογίας των βαθύτερων στρωμάτων στη σεισμική δράση.

Πίνακας 3.10 Περιγραφή κατηγοριών εδαφών κατά ΕΚ8.

Κατηγορία Εδάφους	**Περιγραφή στρωματογραφίας**
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.

D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με v_s > 800 m/s.

Στην συγκεκριμένη μελέτη επιλέγεται έδαφος κατηγορίας B, επιλογή η οποία εξήχθη ύστερα από αναζήτηση στοιχείων άλλων κατασκευαστικών μελετών στην τριγύρω περιοχή.

3.8.2.3 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Επιλέγεται τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q ίση με 1.0, η οποία αντιστοιχεί σε ελαστική ανάλυση.

3.9 Συνδυασμοί Δράσεων

3.9.1 Γενικά

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 στις οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS) και λειτουργικότητας (SLS), χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας, παροδικές τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα μόνο.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίας μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής (EQU) , αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων (STR), αστοχίας λόγω κόπωσης (FAT) και αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση του εδάφους, κατά την οποία η αντοχή του εδαφικού ή βραχώδους υλικού έχει σημαντική συνεισφορά στην αντίσταση (GEO), 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 ενοίκους κλπ).

3.9.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στο Πρότυπο αυτό για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

a) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}" + " \gamma_p P " + " \gamma_{Q,1}Q_{k,1}" + " \sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,1}\psi_{0,i}Q_{k,i} \qquad (3.24)$$

b) Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j}\text{"+"}P\text{+"A}_{\mathrm{d}}\text{"+"}\psi_{1,1}(\text{ή } \psi_{2,1})\mathrm{Q}_{\mathrm{k},1}+\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i} \qquad (3.25)$$

c) Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,i}\text{"+"}P\text{"} + \text{"}A_{Ed}\text{"} + \text{"}\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i} \qquad (3.26)$$

Πρέπει να γίνει σαφές, ότι 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).

Οι τιμές του γ μπορούν να ορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα. Οι ακόλουθες τιμές για το γ προτείνονται κατά τη χρήση της σχέσης 3.24.

$\gamma_{G,sup}$ = 1.35

γ_Q = 1.35 όταν το Q αντιπροσωπεύει δυσμενείς δράσεις οφειλόμενες σε οδική κυκλοφορίας ή κυκλοφορία πεζών (0 όταν είναι ευνοϊκές)

γ_Q = 1.50 για λοιπές δράσεις κυκλοφορίας και άλλες μεταβλητές δράσεις

Πίνακας 3.11 Συνιστώμενες τιμές των συντελεστών ψ για πεζογέφυρες.

Δράση	Σύμβολο	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Φορτία κυκλοφορίας	gr1	0.40	0.40	0
	Q_{fwk}	0	0	0
	gr2	0	0	0
Δράσεις ανέμου	F_{Wk}	0.3	0.2	0
Θερμικές δράσεις	T_k	0.6(1)	0.6	0.5
Φορτία χιονιού	$Q_{Sn,k}$ (κατά την εκτέλεση)	0.8	-	0
Φορτία κατασκευής	Q_c	1.0	-	1.0

1) Η συνιστώμενη τιμή ψ_0 για θερμικές δράσεις μπορεί στις περισσότερες περιπτώσεις να μειωθεί σε 0 για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας EQU, STR και GEO. Βλέπε επίσης τους Ευρωκώδικες σχεδιασμού.

3.9.3 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

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

a) Χαρακτηριστικός (characteristic) συνδυασμός

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j}\text{"+"}P\text{"} + \text{"}Q_{k,1}\text{"} + \text{"}\sum_{i\geq 1}\psi_{0,i}Q_{k,i} \qquad (3.27)$$

b) Συχνός (frequent) συνδυασμός

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j}"+"P" + "\psi_{1,1}Q_{k,1}" + "\sum_{i\geq 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (3.28)$$

c) Ημιμόνιμος (quasi-permanent) συνδυασμός

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j}"+"P" + "\sum_{i\geq 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (3.29)$$

όπου τα ψ_i είναι συντελεστές συνδυασμού δράσεων σύμφωνα με τον πίνακα 3.11.

3.9.4 Συνδυασμοί δράσεων επί της πεζογέφυρας

Οι συνδυασμοί δράσεων που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση και διαστασιολόγηση της πεζογέφυρας είναι οι εξής (όπου + = “+”):

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

1] $1.35G+1.00P+1.35G$
2] $1.35G+1.00P+1.35Q+0.3\cdot 1.50(W_x+W_y+W_z)$
3] $1.35G+1.00P+1.50W_x+0.3\cdot 1.50(W_y+W_z)+0.4\cdot 1.35Q$
4] $1.35G+1.00P+1.50W_y+0.3\cdot 1.50(W_x+W_z)+0.4\cdot 1.35Q$
5] $1.35G+1.00P+1.50W_z+0.3\cdot 1.50(W_x+W_y)+0.4\cdot 1.35Q$
6] $1.35G+1.00P+1.50S_n+0.6\cdot 1.50DT^-$
7] $1.35G+1.00P+1.50DT^-+0.8\cdot 1.50S_n$
8] $1.35G+1.00P+1.50DT^++0.4\cdot 1.35Q$
9] $1.35G+1.00P+1.50DT^-+0.4\cdot 1.35Q$
10] $1.00G+1.00P+E_x+0.3(E_y+E_z)+0.5DT^-$
11] $1.00G+1.00P+E_y+0.3(E_x+E_z)+0.5DT^-$
12] $1.00G+1.00P+E_z+0.3(E_x+E_y)+0.5DT^-$
13] $1.00G+1.00P+E_x+0.3(E_y+E_z)+0.5DT^+$
14] $1.00G+1.00P+E_y+0.3(E_z+E_x)+0.5DT^+$
15] $1.00G+1.00P+E_z+0.3(E_x+E_y)+0.5DT^+$

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

16] $1.00G+1.00P+0.4Q+0.5DT^-$
17] $1.00G+1.00P +0.3W_z+0.5DT^-$
18] $1.00G+1.00P +0.8S_n+0.5DT^-$
19] $1.00G+1.00P+1.00Q$
20] $1.00G+1.00P +1.00Q+0.3W_z$
21] $1.00G+1.00P +1.00Q+0.8S_n$
22] $1.00G+1.00P +1.00Q+0.6DT^-$

4 Ανάλυση και Έλεγχος Φορέα

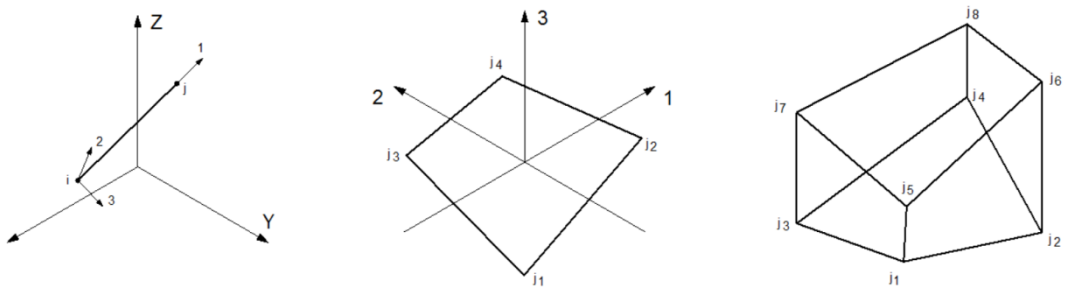
4.1 Λογισμικό Ανάλυσης SAP2000

Για την ανάλυση, την διαστασιολόγηση και τον έλεγχο του φορέα γίνεται η χρήση του λογισμικού SAP2000 v19 της εταιρείας Computers and Structures. Το SAP2000 αποτελεί λογισμικό ανάλυσης το οποίο χρησιμοποιεί την αριθμητική μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Διαθέτει ενσωματωμένο σχεδιαστικό περιβάλλον για την σχεδίαση κάθε είδους γεωμετρίας φορέα, βιβλιοθήκη υλικών σκυροδέματος και χάλυβα σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες καθώς και κανονισμούς άλλων χωρών.

Για την προσομοίωση του φορέα με πεπερασμένα στοιχεία μπορούν να χρησιμοποιηθούν όλοι οι γνωστοί τύποι, όπως γραμμικά στοιχεία (beam elements), επιφανειακά στοιχεία (shell elements) και όπου χρειαστεί χωρικά στερεά στοιχεία (solid elements). Η βασική διάκριση μεταξύ των διαφορετικών τύπων πεπερασμένων στοιχείων αφορά τις διαστάσεις στις οποίες αυτά αναπτύσσονται.

Υπάρχει μεγάλο εύρος στην επιλογή του τύπου της ανάλυσης που μπορεί να πραγματοποιήσει όπως στατική, δυναμική, ιδιομορφική ανάλυση κ.α. Επίσης δίνεται η δυνατότητα γραμμικής και μη γραμμικής ανάλυσης, στην οποία μπορεί να ληφθούν υπόψη και φαινόμενα 2ας τάξης (P-d effects). Μπορεί να γίνει εφαρμογή των στατικών φορτίων ως φορτίσεις τύπου βαρύτητας, πίεσης (σε μορφή κατανεμημένου φορτίου), θερμοκρασίας και προέντασης.

Τέλος, το SAP2000 παρέχει ολοκληρωμένο υποπρόγραμμα διαστασιολόγησης, το οποίο διαστασιολογεί και βελτιστοποιεί τις διατομές του φορέα σύμφωνα με τους συνδυασμούς φορτίσεων και τον εκάστοτε κανονισμό που έχει επιλεχθεί.



Σχήμα 4.1 Γραμμικό, επιφανειακό και χωρικό στοιχείο στο λογισμικό SAP2000.

4.2 Παρουσίαση προσομοιώματος πεζογέφυρας

4.2.1 Διαδικασία σχεδιασμού προσομοιώματος

Παρακάτω ακολουθεί συνοπτικά η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την δημιουργία του προσομοιώματος ανάλυσης.

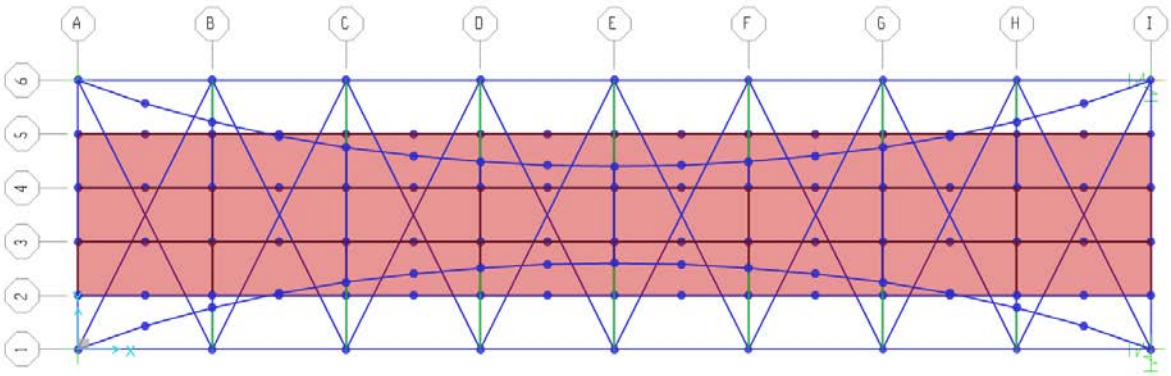
Αρχικά σχεδιάζεται η γεωμετρία του ενός ανοίγματος της πεζογέφυρας σε περιβάλλον Autocad, καθώς προσφέρει καλύτερα εργαλεία για τον σχεδιασμό των κεκλιμένων κυκλικών τόξων του φορέα. Ύστερα εισάγεται η γεωμετρία του μοντέλου στο SAP2000 με την επιλογή Import. Επιλέγονται γραμμικά στοιχεία για την μοντελοποίηση των

μεταλλικών μελών, επιφανειακά στοιχεία για το ξύλινο κατάστρωμα με την ιδιότητα Null έτσι ώστε να μην συμμετέχει στην συνολική δυσκαμψία του φορέα και να λειτουργεί μόνο ως επιφάνεια φόρτισης, και στοιχεία καλωδίου (cable elements) για τα καλώδια της πεζογέφυρας. Επιλέγουμε κατάλληλα insertion points για τα γραμμικά στοιχεία, έτσι ώστε να γίνονται οι συνδέσεις των στοιχείων στα σωστά ύψη κάθε διατομής. Όλες οι συνδέσεις μεταξύ των στοιχείων θεωρούνται μονολιθικές. Επίσης ορίζουμε τις συνθήκες στήριξης στους αντίστοιχους κόμβους του φορέα. Αυτές είναι, δύο (2) στηρίξεις άρθρωσης, και δύο (2) στηρίξεις κυλίσεων, στις οποίες τοποθετούμε και μετακινησιακά ελατήρια (κατά x,y) με κατάλληλη δυσκαμψία ώστε να προσομοιωθούν σωστά τα εφέδρανα. Στην συνέχεια, ορίζονται τα υλικά του φορέα και οι ιδιότητες τους όπως μέτρα ελαστικότητα, όρια διαρροής, όρια θραύσης κ.τ.λ. (βλ κεφ. 2.3.10).

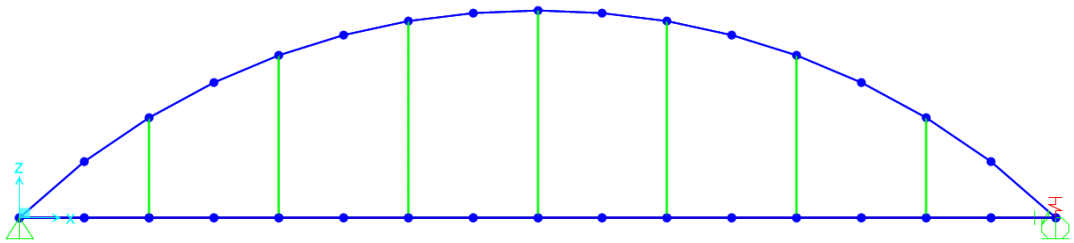
Κατόπιν, μέσω διαφορετικής φόρμας δημιουργούνται λίστες διατομών (HEA, IPE, CHS) από τις οποίες θα επιλεχθούν οι τελικές διατομές αυτόματα από το υποπρόγραμμα διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης. Ακολούθως κάνουμε assign τις λίστες των διατομών στα αντίστοιχα γραμμικά στοιχεία σύμφωνα με την μόρφωση του φορέα που έχουμε περιγράψει στο κεφάλαιο 2.

Δημιουργούμε τα load patterns, στα οποία αναθέτουμε όλες τα φορτία του φορέα, όπως φορτία βαρύτητας, κυκλοφορίας, ανέμου, χιονιού, θερμοκρασιακής μεταβολής και σεισμικά φορτία. Καθορίζονται τα loadcases, οι συντελεστές των φορτίσεων και οι λοιπές παράμετροι της μη γραμμικής ανάλυσης και μετέπειτα οι αντίστοιχοι συνδυασμοί φορτίσεων της οριακής κατάστασης αστοχίας και λειτουργικότητας.

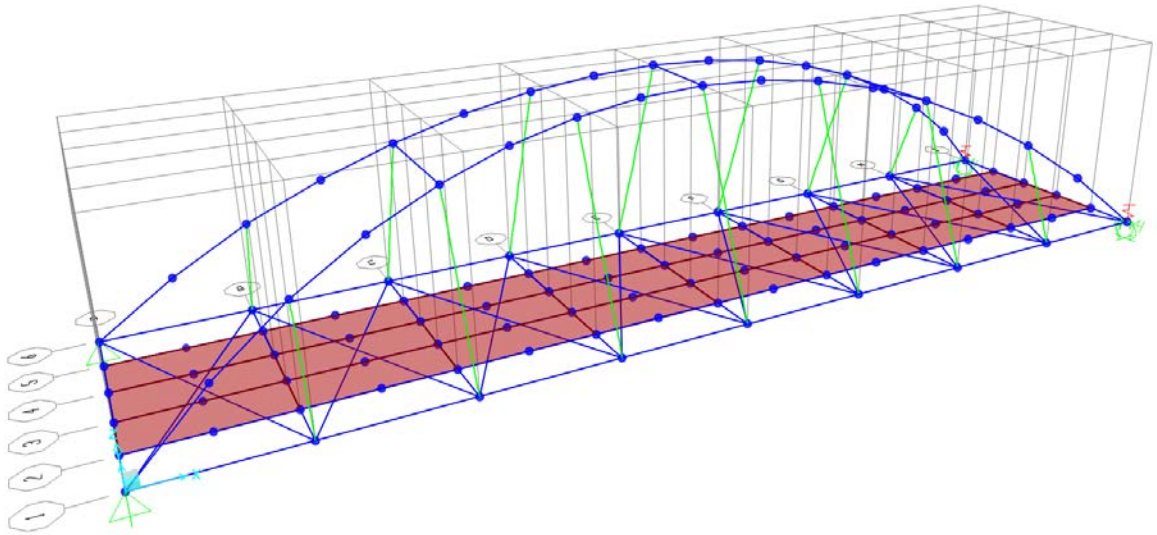
Τέλος, τρέχουμε την ανάλυση του φορέα και έπειτα το υποπρόγραμμα διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης, αφού έχουμε ορίσει τις παραμέτρους του Ευρωκώδικα, όσες φορές απαιτείται ώστε να υπάρξει σύγκλιση των διατομών ανάλυσης και των διατομών σχεδιασμού.



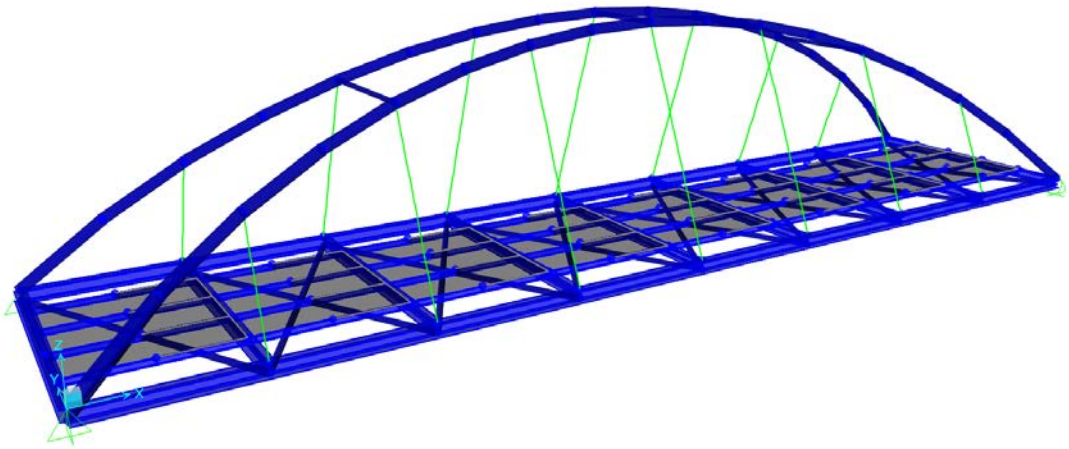
Σχήμα 4.2 Κάτοψη προσομοιώματος.



Σχήμα 4.3 Όψη προσομοιώματος (x-z).



Σχήμα 4.4 Προοπτικό προσομοιώματος.



Σχήμα 4.5 Προοπτικό ρεαλιστικής απεικόνισης προσομοιώματος.

4.3 Ανάλυση και έλεγχος διατομών

4.3.1 Γενικά

Αφού ολοκληρωθεί η δημιουργία του προσομοιώματος της πεζογέφυρας, ξεκινάει η διαδικασία ανάλυσης, διαστασιολόγησης και ελέγχου των διατομών.

Στην συγκεκριμένη μελέτη γίνεται επιλογή μη γραμμικής ανάλυσης, στην οποία λαμβάνονται υπόψη και φαινόμενα 2ας τάξης (P-d effects) για ακριβέστερα αποτελέσματα. Επιλέγεται να γίνει ελαστικός έλεγχος των διατομών, ανεξαρτήτως του αν η αντοχή των διατομών προσδιορίζεται με βάση της ελαστική ή πλαστική αντοχή τους. Στον ελαστικό έλεγχο, οι τάσεις που αναπτύσσονται στις διατομές, από τις φορτίσεις και τους δυσμενέστερους συνδυασμούς τους πρέπει να μην ξεπερνούν τι αντίστοιχες επιτρεπόμενες τάσεις, οι οποίες ορίζονται από τον εκάστοτε κανονισμό.

Η πρώτη προσέγγιση των τελικών διατομών γίνονται από την αυτοματοποιημένη διαδικασία βελτιστοποίησης του λογισμικού σε συμφωνία τους ελέγχους αντοχής κάθε μέλους και διατομής. Η τελική επιλογή των διατομών επαφίεται στην κρίση του μηχανικού, ο οποίος λαμβάνει υπόψη και άλλες παραμέτρους, όπως ελάχιστες γεωμετρικές απαιτήσεις των διατομών για την πραγματοποίηση των συνδέσεων των μελών κ.α.

4.3.2 Κατάταξη διατομών

Ο σχεδιασμός ενός φορέα και των στοιχείων από τα οποία συντίθεται, προϋποθέτει την επιλογή μιας κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου. Η ελαστική ανάλυση πραγματοποιείται σύμφωνα με την μέθοδο ΙΙΙ, κατά την οποία η οριακή κατάσταση αστοχίας επιτυγχάνεται μόλις εμφανιστεί διαρροή της δυσμενέστερης ίνας.

Με βάση λοιπόν τα προηγηθέντα οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

- *Διατομές κατηγορίας 1:* είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- *Διατομές κατηγορίας 2:* είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- *Διατομές κατηγορίας 3:* είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστική ροπής αντοχής.
- *Διατομές κατηγορίας 4:* είναι εκείνες στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα (εν μέρει ή πλήρως) λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία της. Επομένως, η κατηγορία στην οποία ανήκει μια διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ'αυτή.

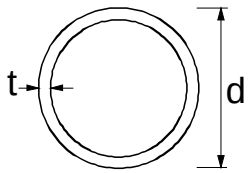
Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της. Εναλλακτικά, η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να ορισθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων όσο και την κατηγορία του κορμού.

Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία κατηγορίας 1,2 και 3 λαμβάνονται από πίνακες που παρουσιάζονται στην συνέχεια. Αν ένα στοιχείο της διατομής δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3, κατατάσσεται στην κατηγορία 4. Σε διατομές κατηγορίας 4, προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι μειώσεις στην αντοχή λόγω των επιδράσεων του τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται ενεργά πλάτη σύμφωνα με το Πρότυπο ΕΝ 1993-1-5.

Ακολουθούν πίνακες με τους μέγιστους λόγους πλάτους προς πάχος των στοιχείων και τα όρια τους για την κατάταξη τους στις κατηγορίες 1,2,3 και 4.

Πίνακας 4.1 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία.

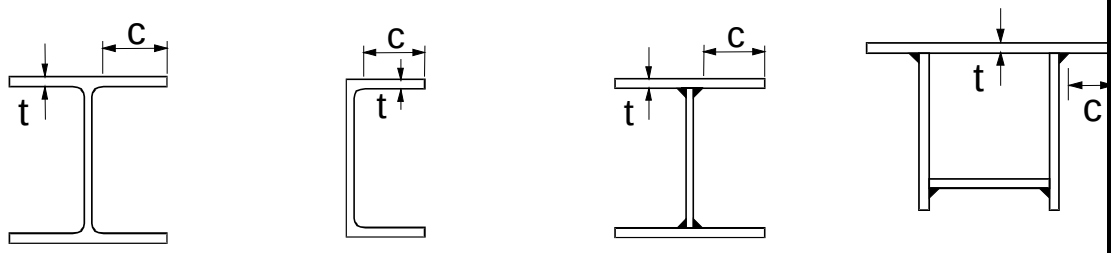
Σωληνωτές διατομές



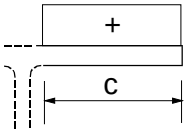
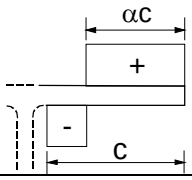
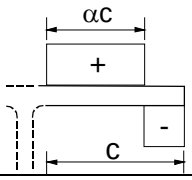
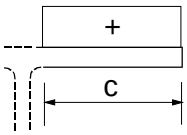
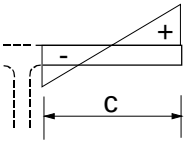
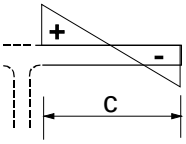
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \le 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \le 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \le 90\varepsilon^2$ ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71
	ε^2	1.00	0.85	0.66	0.56	0.51

Πίνακας 4.2 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα.

Προεξέχοντα πέλματα

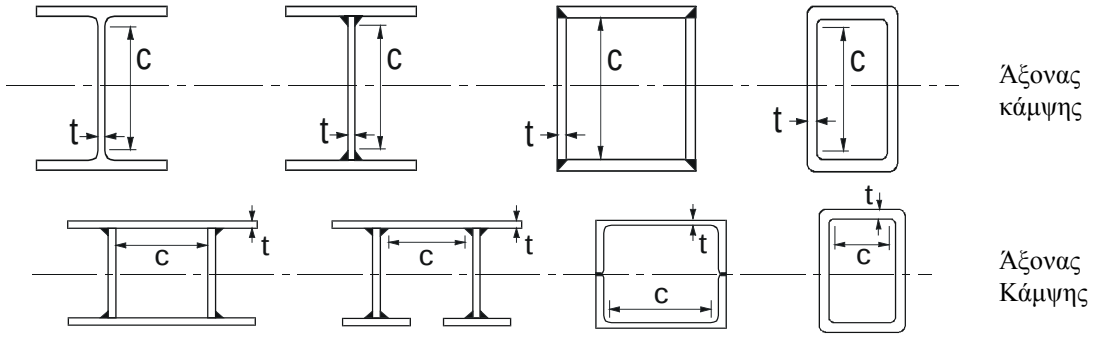


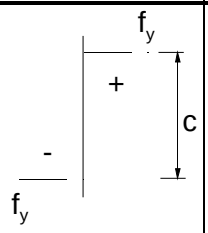
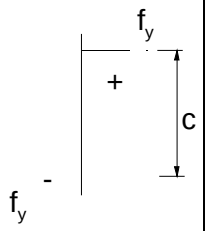
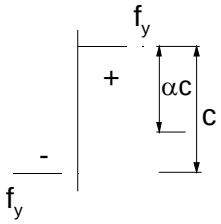
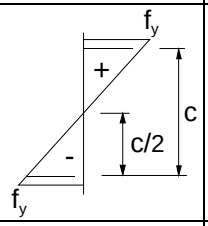
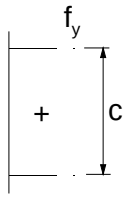
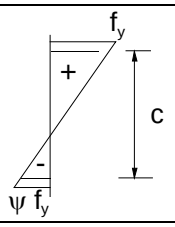
Ελατές διατομές — Συγκολλητές διατομές

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη	
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
1	$c/t \le 9\varepsilon$	$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \le 10\varepsilon$	$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
3	$c/t \le 14\varepsilon$	$c/t \le 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 4.3 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα.

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα



Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
1	$c/t \le 72\varepsilon$	$c/t \le 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0{,}5:\ c/t \le \dfrac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \le 0{,}5:\ c/t \le \dfrac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83\varepsilon$	$c/t \le 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0{,}5:\ c/t \le \dfrac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \le 0{,}5:\ c/t \le \dfrac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
3	$c/t \le 124\varepsilon$	$c/t \le 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1:\ c/t \le \dfrac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ όταν $\psi \le -1^{*)}:\ c/t \le 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-}$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Παρακάτω παρατίθενται οι υπολογισμοί και η κατηγορία κάθε διατομής:

- Κύριες Δοκοί (HEA220):

a) Κορμός (κάμψη-εφελκυσμός) : c/t = 152/7 = 21.71<72ε =58.32, ο κορμός είναι κατηγορίας 1.
b) Πέλμα (θλίψη) : c/t = ((220-7-2·18)/2)/11 = 88.5/11 =8.05<10ε =8.1, το πέλμα είναι κατηγορίας 2.

Οπότε η HEA220 είναι κατηγορίας 2.

- Διαδοκίδες (HEA180)

a) Κορμός (κάμψη-θλίψη): c/t =122/6 = 20.33<33ε =26.73, άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.
b) Πέλμα (θλιψη): c/t = ((180-6-2·15)/2)/9.5 = 7.57< 10ε =8.1, άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 2.

Η διατομή HEA180 είναι κατηγορίας 2.

- Μηκίδες (IPE100)

a) Κορμός (κάμψη): c/t =74.6/4.1 = 18.19 < 72ε =58.32, ο κορμός είναι κατηγορίας 1.
b) Πέλμα (θλίψη): c/t = ((55-4.1-2·7)/2)/5.7= 36.9/5.7 = 6.47< 9ε =7.29, το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Άρα η IPE100 είναι κατηγορίας 1.

- Χιαστοί σύνδεσμοι (101.6X4 σωληνωτή)

a) (Κάμψη-θλίψη) d/t = 101.6/4 = 25.4<50ε^2 = 33.

Η διατομή 101.6X4 είναι κατηγορίας 1.

- Τόξα (193.7X6.3)

a) (Κάμψη-θλίψη): d/t = 193.7/6.3 = 30.76<50ε^2 = 33.

Η διατομή 193.7X6.3 είναι κατηγορίας 1.

- Εγκάρσιοι σύνδεσμοι (88.9X3.2 και 101.6X4)

1) (Κάμψη-θλίψη): d/t = 88.9/3.2 = 27.78<50ε^2 = 33.

Η διατομή 188.9X3.2 είναι κατηγορίας 1.

4.3.3 Αντοχή διατομών

Ο προσδιορισμός των τιμών αντοχής σχεδιασμού γίνεται με βάση την κατάταξη των διατομών. Για όλες τις κατηγορίες διατομών επιτρέπεται ελαστικός έλεγχος, με τον οποίο

ελέγχεται η αποφυγή διαρροής σε όλες τις ίνες της διατομής. Με εφαρμογή του κριτηρίου Mises, ο ελαστικός έλεγχος εκφράζεται με τη μορφή της ανίσωσης (4.1).

$$\sigma_{x,Ed}{}^2 + \sigma_{z,Ed}{}^2 + \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}{}^2 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \tag{4.1}$$

όπου:

$\sigma_{x,Ed}$ η τιμή σχεδιασμού της διαμήκους τάσης στο υπό θεώρηση σημείο (ίνα)

$\sigma_{z,Ed}$ η τιμή σχεδιασμού της εγκάρσιας τάσης στο υπό θεώρηση σημείο (ίνα)

τ_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής τάσης στο υπό θεώρηση σημείο (ίνα).

Ο ανωτέρω έλεγχος είναι εν γένει συντηρητικός καθώς αποκλείει μερική πλαστικοποίηση της διατομής, η οποία επιτρέπεται ακόμα και σε ελαστικό σχεδιασμό. Επομένως εφαρμόζεται μόνο όταν δεν μπορεί να εκτελεσθεί έλεγχος αλληλεπίδρασης με βάση τις αντοχές N_{Rd}, M_{Rd} και V_{Rd}.

Ο ελαστικός ή πλαστικός έλεγχος μιας διατομής μπορεί, ως μία συντηρητική προσέγγιση, να γίνει με βάση γραμμική σχέση αλληλεπίδρασης.

Για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3 που υπόκεινται στο συνδυασμό των N_{ed}, $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$, η ανωτέρω σχέση αλληλεπίδρασης γράφεται ως:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \tag{4.1β}$$

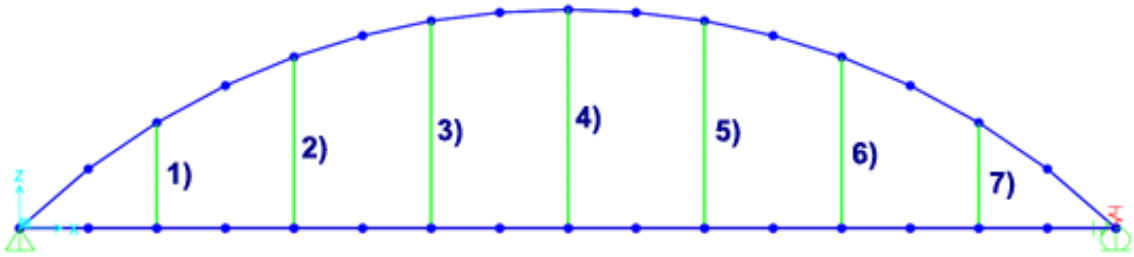
όπου N_{Rd}, $M_{y,Rd}$ και $M_{z,Rd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της αντοχής (ελαστικής ή πλαστικής), ανάλογα με την κατηγορία των διατομών, οι οποίες περιλαμβάνουν κάθε μείωση που μπορεί να προκαλείται από την επιρροή της διάτμησης.

4.4 Προένταση καλωδίων και έλεγχοι

4.4.1 Εισαγωγή

Τα καλώδια σε μια τοξωτή γέφυρα αποτελούν το βασικό μέσο μεταφοράς των φορτίων του καταστρώματος στα τοξωτά μέλη του φορέα. Τα καλώδια καταπονούνται μόνο με εφελκυστικά αξονικά φορτία καθότι έχουν μηδενική δυστμησία. Λόγω της μηδενικής τους δυστμησίας, 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. Ο σχεδιασμός των καλωδίων γίνεται με γνώμονα τα παρακάτω κριτήρια:

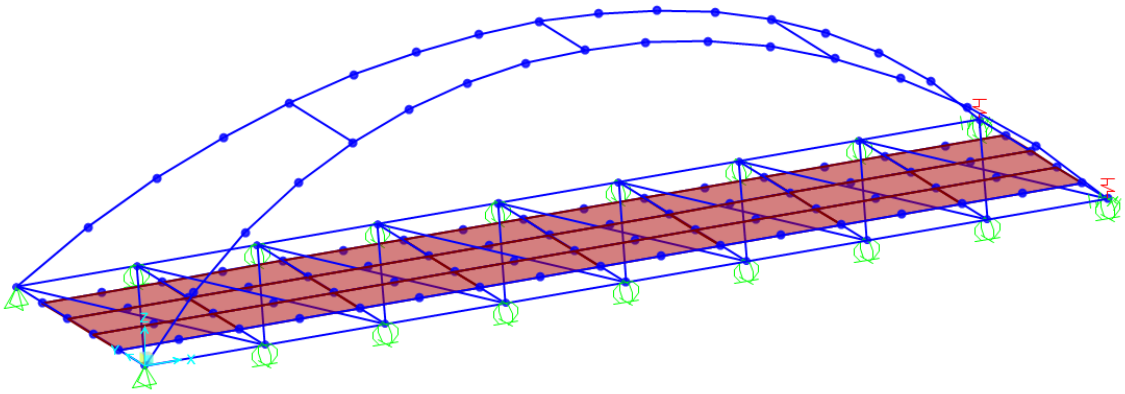
1) Να τηρούν τους ελέγχους των οριακών καταστάσεων (αστοχίας και λειτουργικότητας).
2) Να επιβάλλεται προένταση κατάλληλης τιμής, ώστε να ελαχιστοποιείται το βέλος του καταστρώματος.
3) Η προένταση που επιβάλλεται θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από μια ελάχιστη τιμή, που θα προσδιοριστεί στην συνέχεια.



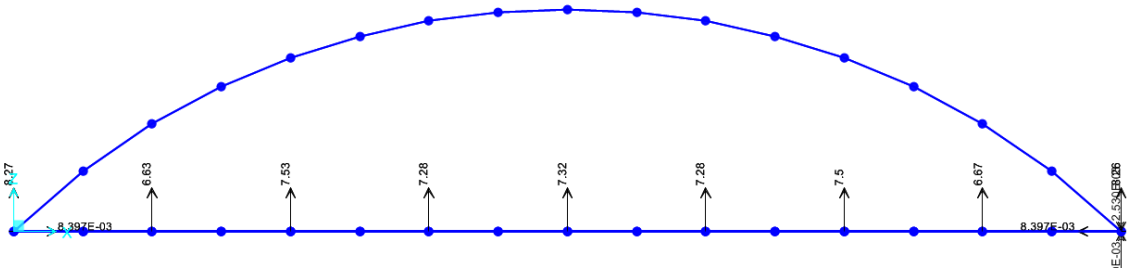
Σχήμα 4.6 Αρίθμηση καλωδίων της πεζογέφυρας.

4.4.2 Προεκτίμηση της δύναμης προεντάσεως

Για να γίνει μία αρχική εκτίμηση της ελάχιστης δύναμης προέντασης με κριτήριο το αντιβέλος που θα δημιουργηθεί από την προένταση να είναι περίπου ίσο με το βέλος που δημιουργείται από τα μόνιμα φορτία. Μια καλή προσέγγιση αυτών των δυνάμεων θα προκύψει από την δημιουργία ενός καινούργιου στατικού συστήματος του φορέα, ο οποίος θα είναι χωρίς καλώδια και στις θέσεις τους στο ύψος του καταστρώματος θα τοποθετηθούν κυλίσεις. Σε αυτό το σύστημα θα ασκηθούν μόνο τα μόνιμα φορτία.



Σχήμα 4.7 Στατικό σύστημα για τον υπολογισμό των ελαχίστων δυνάμεων προεντάσεως.



Σχήμα 4.8 Κατακόρυφες αντιδράσεις στηρίξεων των μόνιμων φορτίων.

Τα καλώδια της γέφυρας βρίσκονται επί κεκλιμένου επιπέδου, οπότε πρέπει οι κατακόρυφες αντιδράσεις να αναλυθούν στο επίπεδο των καλωδίων, σύμφωνα με τον τύπο:

$$P_{min} = V_z/cos\theta \tag{4.2}$$

όπου V_z η κατακόρυφη αντιδραση και θ (21.80^o) η γωνία του επιπέδου των καλωδίων με το κατακόρυφο επίπεδο.

Προκύπτουν οι εξής τιμές:

Πίνακας 4.4 Εκτιμώμενες δυνάμεις προέντασης .

Καλώδιο	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*
Vz (kN)	6.63	7.53	7.28	7.32	7.28	7.5	6.67
P_{min} (kN)	7.14	8.11	7.84	7.88	7.84	8.08	7.18

4.4.3 Ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας καλωδίων E_{eq}

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, στην οποία λαμβάνεται υπόψη η επιρροή του βέλους και της εφελκυστικής τάσης του καλωδίου, επί της μεταβλητής δυσκαμψίας του.

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

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot \alpha^2 \cdot E \cdot A^3}{12 \cdot F^3}}$$

όπου:

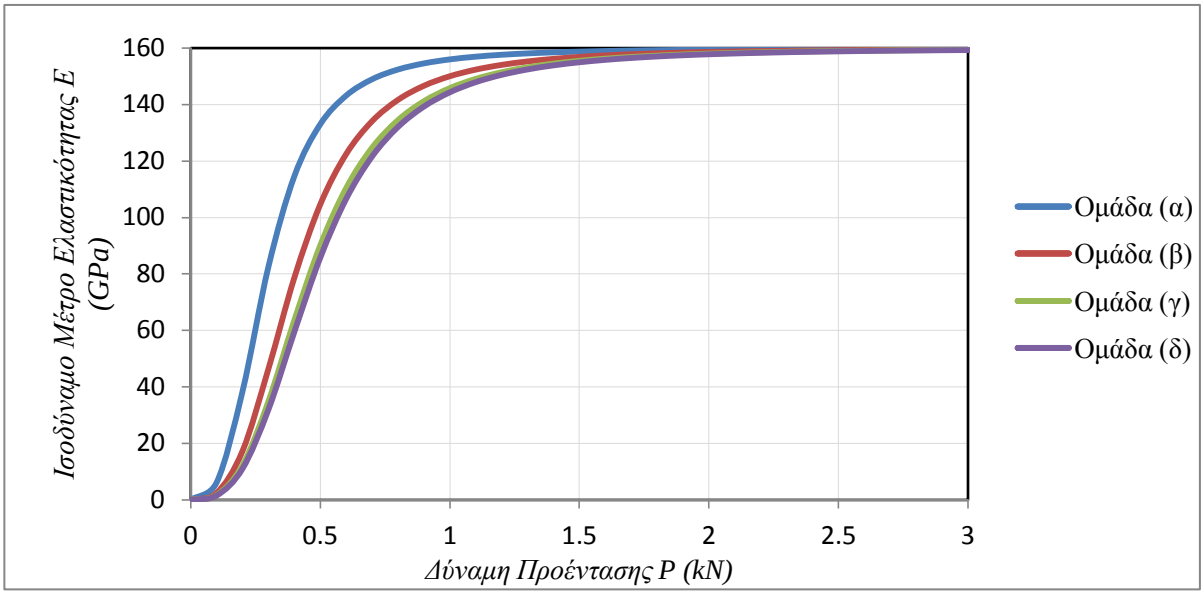
E είναι το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του καλωδίου

α είναι η οριζόντια προβολή του καλωδίου

γ είναι το ειδικό βάρος του καλωδίου

F είναι η δύναμη προέντασης του καλωδίου

A είναι το εμβαδόν διατομής του καλωδίου.



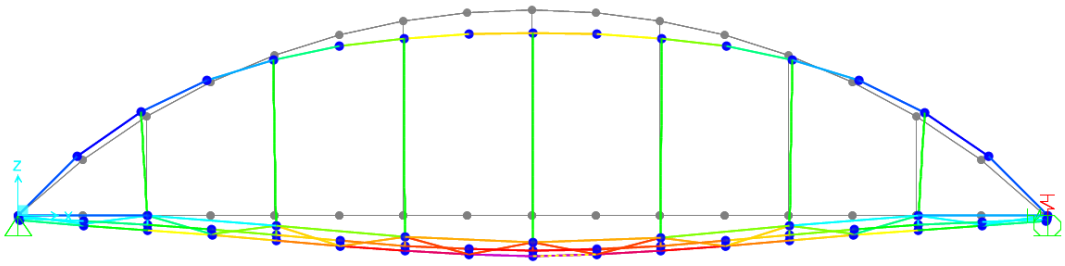
Σχήμα 4.9 Καμπύλες ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας συναρτήσει της δύναμης προεντάσεως.

Ως ομάδα (α) ορίζονται τα καλώδια 1 και 7, ομάδα (β) τα καλώδια 2 και 6, ομάδα (γ) τα καλώδια 3 και 5 και ως ομάδα (δ) το καλώδιο 4. Λόγω συμμετρίας του φορέα μελετώνται τα καλώδια της μίας πλευράς.

Συμπεραίνεται, βάσει του σχήματος 4.9, ότι όλα τα καλώδια για δύναμη προέντασης P μεγαλύτερη από 3 kN το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας είναι ίσο με το αρχικό δηλαδή E_{eq}=E=160GPa .

4.4.4 Τελική επιλογή προέντασης και αντιβέλος

Η τελική επιλογή της δύναμης προέντασης γίνεται με γνώμονα την εξουδετέρωση του βέλους του καταστρώματος λόγω μόνιμων φορτίων.



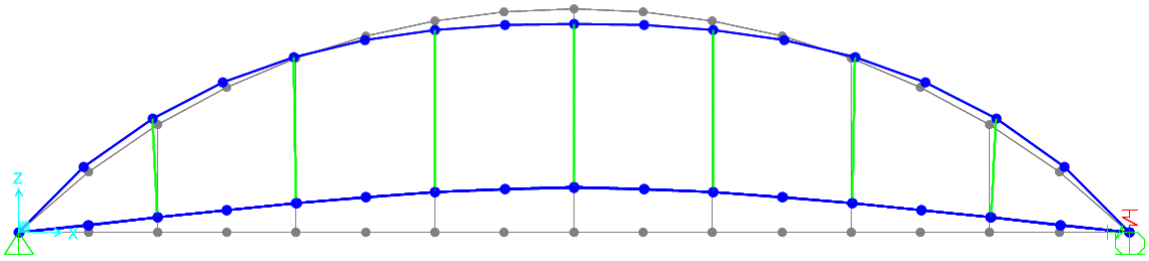
Σχήμα 4.10 Παραμόρφωση φορέα λόγω 1.00(G+G').

Η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση στο μέσο του καταστρώματος είναι ίση με -9.81 mm.

Μέσω επαναληπτικών διαδικασιών επιλέγονται οι τελικές δυνάμεις προεντάσεως, διαφορετικές από αυτές της προεκτίμησης, λόγω του ότι τα καλώδια 1 και 7 αναλαμβάνουν μεγαλύτερο φορτίο του αναμενόμενου.

Πίνακας 4.6 Τελικές δυνάμεις προέντασης των καλωδίων κατά (G+G')+P

Καλώδιο	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*
P (kN)	9.50	6.00	7.00	9.00	7.00	6.00	9.50



Σχήμα 4.11 Αντιβέλος λόγω μόνο των δυνάμεων προέντασης (φόρτιση 1.00P).

Το αντιβέλος στο μέσο του καταστρώματος αποκλειστικά και μόνο λόγω των δυνάμεων προέντασης των καλωδίων είναι ίσο με +8.94mm.

Το τελικό βέλος λόγω ίδιου βάρους, πρόσθετων μόνιμων φορτίων και δυνάμεων προέντασης στο μέσο του καταστρώματος προκύπτει -4.64mm.

4.4.5 Έλεγχος καλωδίων στις οριακές καταστάσεις

4.4.5.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι δυσμενέστερες εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα καλώδια δεν προκαλούνται από έναν συγκεκριμένο συνδυασμό φόρτισης για όλα τα καλώδια. Οπότε αυτές οι δυνάμεις λαμβάνονται από την περιβάλλουσα όλων των συνδυασμών φόρτισης της οριακής κατάστασης αστοχίας και παρατίθενται στον πίνακα 4.7.

Πίνακας 4.7 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα καλώδια (Ο.Κ.Α)

Καλώδιο	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*
$P_{max(OKA)}$ (kN)	47.62	39.45	34.66	34.87	34.92	39.89	49.37

Ελέγχονται οι μέγιστες δυνάμεις των καλωδίων να μην ξεπερνούν το όριο διαρροής των καλωδίων, δηλαδή πρέπει:

$$F_{R,d} < F_y \tag{4.3}$$

Από τους αντίστοιχους πίνακες της εταιρείας Pfeifer, για τα καλώδια PV10, δίνεται ότι η δύναμη διαρροής είναι 56 kN. Όλα τα καλώδια επαληθεύουν την ανίσωση ελέγχου (4.3).

4.4.5.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι δυσμενέστερες εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα καλώδια δεν προκαλούνται από έναν συγκεκριμένο συνδυασμό φόρτισης για όλα τα καλώδια. Οπότε αυτές οι δυνάμεις λαμβάνονται από την περιβάλλουσα όλων των συνδυασμών φόρτισης της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας και παρατίθενται στον πίνακα 4.8.

Πίνακας 4.8 Μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα καλώδια (Ο.Κ.Λ)

Καλώδιο	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*
$P_{max(OK\Lambda)}$ (kN)	34.75	28.28	25.58	27.10	25.55	28.08	34.92

Σύμφωνα με το παράρτημα EN1993-1-11 του Ευρωκώδικα τα καλώδια σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας θα πρέπει να ελέγχονται βάσει της ανίσωσης (4.4), από την οποία απαιτείται η μέγιστη εφελκυστική δύναμη των καλωδίων να είναι μικρότερη από το 45% της δύναμης θραύσεως του καλωδίου.

$$F_{SLS} \leq 0.45 \cdot F_{uk} \tag{4.4}$$

όπου από πίνακες της εταιρείας Pfeifer για καλώδια τύπου PV10 προκύπτει F_{uk}= 93 kN, δηλαδή 0.45· F_{uk} = 41.85 kN. Όλα τα καλώδια επαληθεύουν τον έλεγχο της ανίσωσης (4.4).

4.5 Έλεγχος κυρίων δοκών

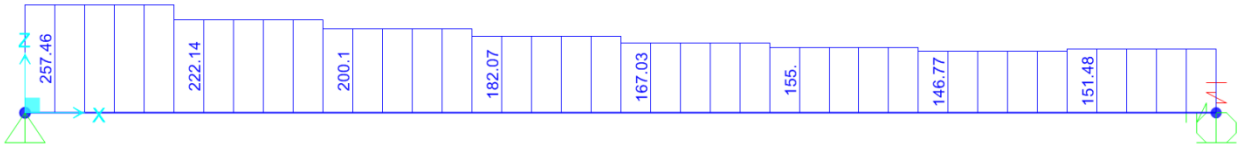
4.5.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

4.5.1.1 Εντατικά μεγέθη

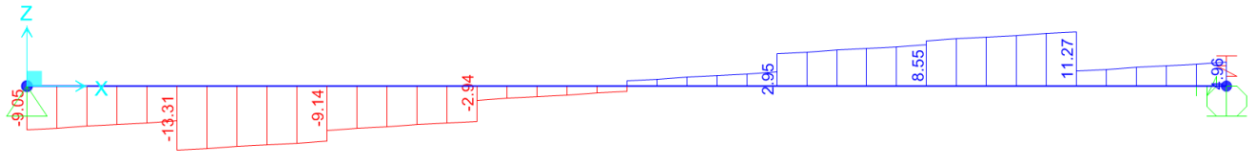
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για τις δύο (2) κύριες δοκούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α) είναι ο:

[2] 1.35G+1.00P+1.35Q+0.3·1.50(Wx+Wy+Wz)

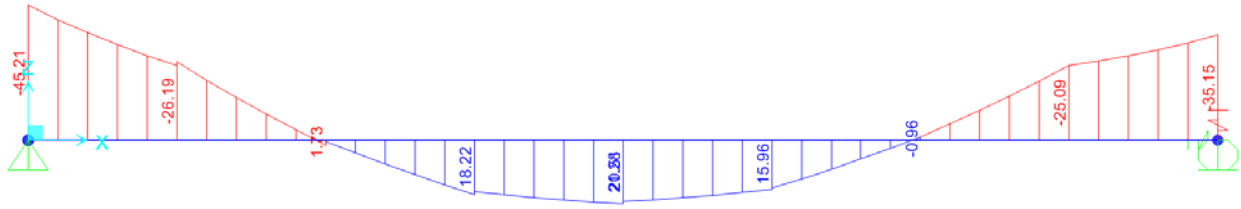
Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα των βασικών εντατικών μεγεθών N,V και M.



Σχήμα 4.12 Διάγραμμα αξονικών (εφελκυστικών) δυνάμεων N κύριας δοκού.



Σχήμα 4.13 Διάγραμμα διατμητικών δυνάμεων V_z κυρίας δοκού.



Σχήμα 4.14 Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y κυρίας δοκού.

Η θέση της διατομής ελέγχου και τα δυσμενέστερα μεγέθη που αναπτύσσονται σε αυτή εμφανίζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.9 Δυσμενέστερα μεγέθη διατομής ελέγχου.

Location (m)	Ned (kN)	Med,yy (kNm)	Med,zz (kNm)	Ved,z (kN)	Ved,y (kN)	Ted (kNm)
0	257.456	-45.206	-1.927	-9.051	-2.072	-0.11

4.5.1.2 Επιμέρους αναφορές ελέγχων.

Όπου συνυπάρχει κάμψη και τέμνουσα ή/και κάμψη και αξονική δύναμη, θα πρέπει να προβλέπεται μια απομείωση της καμπτικής αντοχής εφόσον ισχύουν τα παρακάτω κριτήρια:

1) $V_{ed} \geq 0.50\, V_{pl,Rd}$
2) $N_{ed} \geq 0.25\, N_{pl,Rd}$

Αυτός ο έλεγχος, στην συνέχεια, θα αναφέρεται μόνο στην περίπτωση που είναι απαραίτητος για τον έλεγχο του εκάστοτε μέλους και εφόσον τηρούνται τα παραπάνω κριτήρια.

4.5.1.3 Τιμές σχεδιασμού της αντοχής και τελικός έλεγχος.

Στον παρακάτω πίνακα εμφανίζονται οι επιμέρους αντοχές της διατομής HEA220 της κυρίας δοκού.

Πίνακας 4.10 Αντοχές διατομής HEA220 σε εντατική καταπόνηση.

Διατομή	Nt,Rd (kN)	Mc,Rdyy (kNm)	Mc,Rdzz (kNm)	Vc,Rdz(kN)	Vc,Rdy(kN)
HEA220	2282.65	201.64	96.205	422.831	1048.162

Με την σύγκριση των πινάκων 4.9 και 4.10, συμπεραίνεται ότι η διατομή HEA220 είναι επαρκής. Δεν χρειάζεται έλεγχος λυγισμού καθώς η κύρια δοκός είναι πλευρικά εξασφαλισμένη. Επίσης η σχέση αλληλεπίδρασης (4.1β) γίνεται:

$$0.000 + 0.268 + 0.021 = 0.289 < 1$$

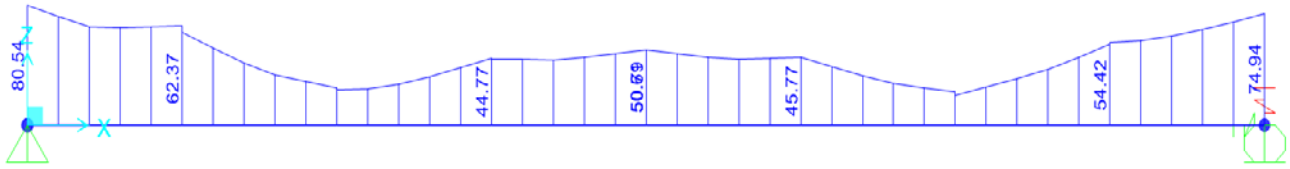
4.5.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

4.5.2.1 Έλεγχος τάσεων κύριας δοκού

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης της οριακή κατάστασης λειτουργικότητας για την κύρια δοκό είναι ο:

[20] 1.00G+1.00P +1.00Q+0.3Wz

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα στην οριακή κατασταση λειτουργικότητας η αναπτυσσόμενη τάση θα πρέπει να μην ξεπερνάει την τάση διαρροής του υλικού. Αυτός ο έλεγχος γίνεται βάσει του κριτηρίου von Mises της σχέσης (4.1).



Σχήμα 4.15 Τάσεις von Mises αναπτυσσόμενες κατά τον δυσμενέστερο συνδυασμό της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας.

Σύμφωνα με το σχήμα 4.15 η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται είναι 80.54 MPa < 355 MPa, άρα η ανίσωση ελέγχου επαληθεύεται.

4.6 Έλεγχος διαδοκίδων

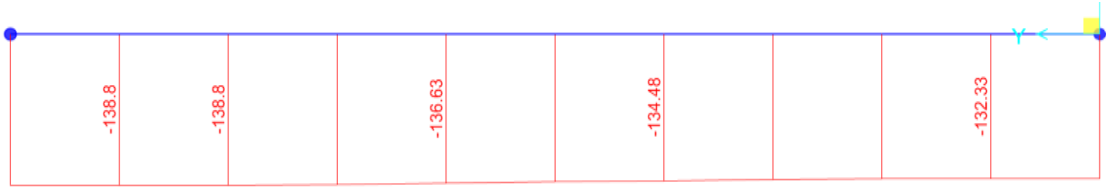
4.6.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

4.6.1.1 Εντατικά μεγέθη

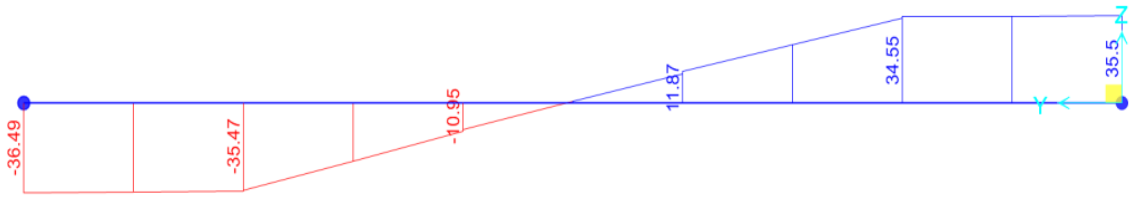
Ο φορέας του ανοίγματος αποτελείται από εννέα (9) διαδοκίδες, από τις οποίες δυσμενέστερη αποτελεί η τρίτη διαδοκίδα (C) όπως εμφανίζεται στην κάτοψη του σχηματος 4.2. Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για την συγκεκριμένη διαδοκίδα στην οριακή κατάσταση αστοχίας αποτελεί ο:

[2] 1.35G+1.00P+1.35Q+0.3·1.50(Wx+Wy+Wz)

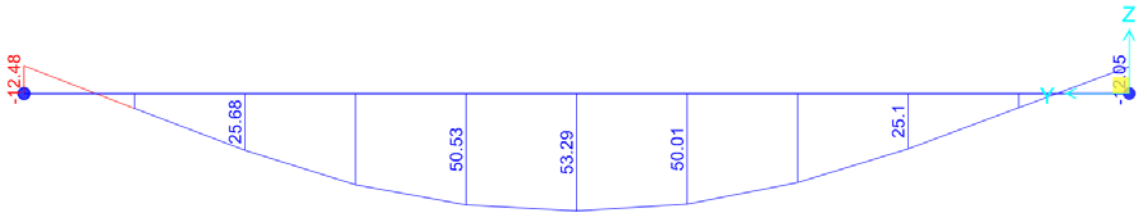
Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα των βασικών εντατικών μεγεθών N,V και M.



Σχήμα 4.16 Διάγραμμα αξονικών (θλιπτικών) δυνάμεων N διαδοκίδας.



Σχήμα 4.17 Διάγραμμα διατμητικών δυνάμεων V_z διαδοκίδας.



Σχήμα 4.18 Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y διαδοκίδας.

Η θέση της διατομής ελέγχου και τα δυσμενέστερα μεγέθη που αναπτύσσονται σε αυτή εμφανίζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.11 Δυσμενέστερα μεγέθη διατομής ελέγχου (SAP2000)

Location (m)	Ned (kN)	Med,yy (kNm)	Med,zz (kNm)	Ved,z (kN)	Ved,y (kN)	Ted (kNm)
1.500	-137.715	41.200	1.261	-23.603	-2.714	0.004

4.6.1.2 Επιμέρους έλεγχοι

Επειδή η διαδοκίδα θλίβεται θα γίνει έλεγχος έναντι *καμπτικού λυγισμού*. Από το πρόγραμμα λαμβάνονται τα εξής:

Πίνακας 4.12 Υπολογισμός απομειωμένης αξονικής αντοχής $N_{b,Rd}$ λόγω καμπτικού λυγισμού.

Διατομή	Npl,Rd (kN)	Λυγισμός περί	καμπύλη	Συντ. α	λ	Φ	χ	Nb,Rd (kN)
HEA180	2080.91	y-y	b	0.34	0.88	1.00	0.68	986.22

Θα χρησιμοποιηθεί για την αξονική αντοχή σχεδιασμού της HEA180 η $N_{b,Rd}$.

4.6.1.3 Τιμές σχεδιασμού της αντοχής και τελικός έλεγχος.

Στον παρακάτω πίνακα εμφανίζονται η αντοχές σχεδιασμού της διατομής HEA180, οι οποίες ισχύουν για τις συνθήκες της συγκεκριμένης διαδοκίδας.

Πίνακας 4.13 Αντοχές διατομής HEA180 σε εντατική καταπόνηση.

Διατομή	Nb,Rd(kN)	Mc,Rdyy (kNm)	Mc,Rdzz(kNm)	Vc,Rdz(kN)	Vc,Rdy(kN)
HEA180	986.23	115.38	55.38	297.60	741.54

Συγκρίνοντας τα δρώντα μεγέθη με τις αντίστοιχες αντοχές του μέλους, συμπεραίνεται η επάρκεια της διατομής HEA180. Η σχέση αλληλεπίδρασης (4.1β) για την συγκεκριμένη διαδοκίδα γίνεται:

$$0.140 + 0.530 + 0.031 = 0.701 \leq 1$$

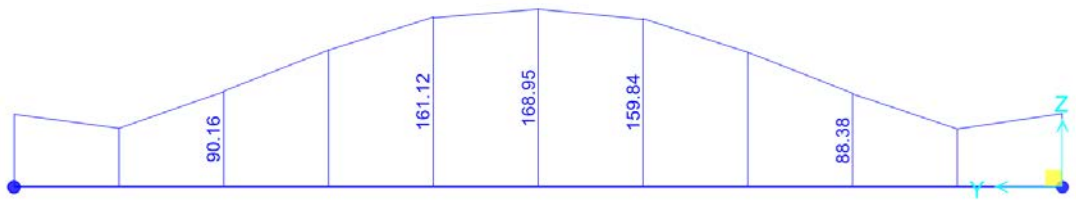
4.6.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

4.6.2.1 Έλεγχος τάσεων διαδοκίδας

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης της οριακή κατάστασης λειτουργικότητας για την κύρια δοκό είναι ο:

[20] 1.00G+1.00P +1.00Q+0.3Wz

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα στην οριακή κατασταση λειτουργικότητας η αναπτυσσόμενη τάση θα πρέπει να μην ξεπερνάει την τάση διαρροής του υλικού. Αυτός ο έλεγχος γίνεται βάσει του κριτηρίου von Mises της σχέσης (4.1).



Σχήμα 4.19 Τάσεις von Mises αναπτυσσόμενες κατά τον δυσμενέστερο συνδυασμό της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας.

Σύμφωνα με το σχήμα 4.19 η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται είναι 168.96 MPa < 355 MPa, άρα η ανίσωση ελέγχου επαληθεύεται.

4.7 Έλεγχος τόξων

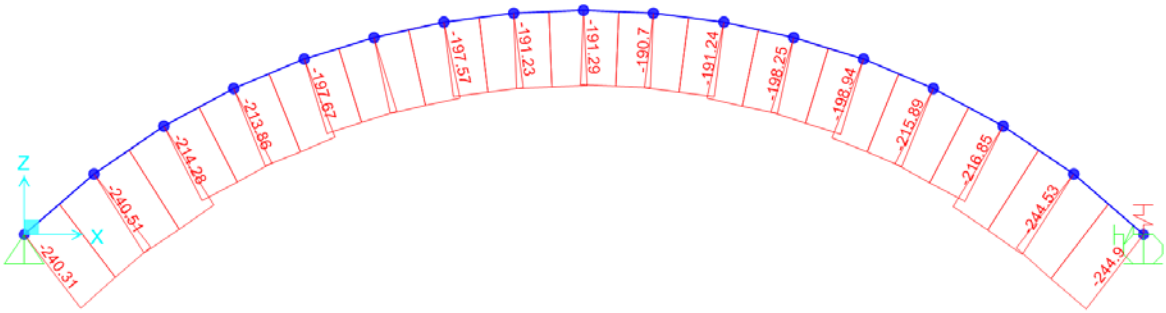
4.7.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

4.7.1.1 Εντατικά μεγέθη

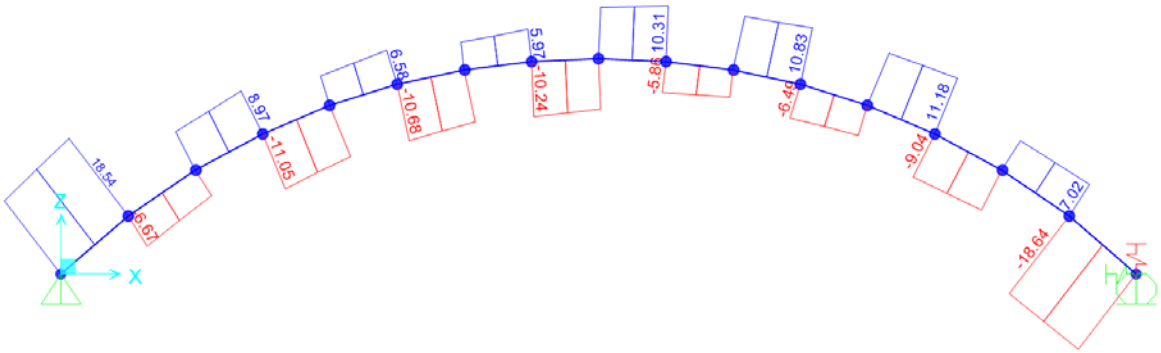
Η θέση της κρίσιμης για την διαστασιολόγηση διατομής των τόξων, βρίσκεται στο σημείο σύνδεσης των τόξων με τις κύριες δοκούς και πιο συγκεκριμένα από την πλευρά που ο φορέας στηρίζεται με άρθρωση. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για τα τόξα είναι ο:

[2] 1.35G+1.00P+1.35Q+0.3·1.50(Wx+Wy+Wz)

Παρακάτω, εμφανίζονται τα εντατικά μεγέθη N, V και M των τόξων για τον συγκεκριμένο συνδυασμό.



Σχήμα 4.20 Διάγραμμα αξονικών (θλιπτικών) δυνάμεων N τόξου.

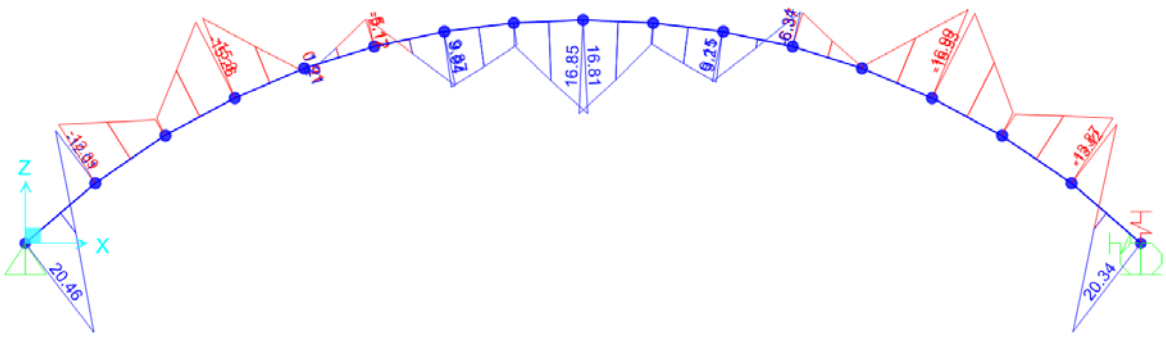


Σχήμα 4.21 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z τόξου.

Η διατομή ελέγχου και τα δυσμενέστερα μεγέθη που αναπτύσσονται σε αυτή εμφανίζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.14 Δυσμενέστερα μεγέθη διατομής ελέγχου (SAP2000)

Διατομή	Ned(kN)	Med,yy(kNm)	Med,zz(kNm)	Ved,z(kN)	Ved,y(kN)	Ted(kNm)
197.6X6.3	-240.054	20.46	4.51	-18.64	8.31	1.19



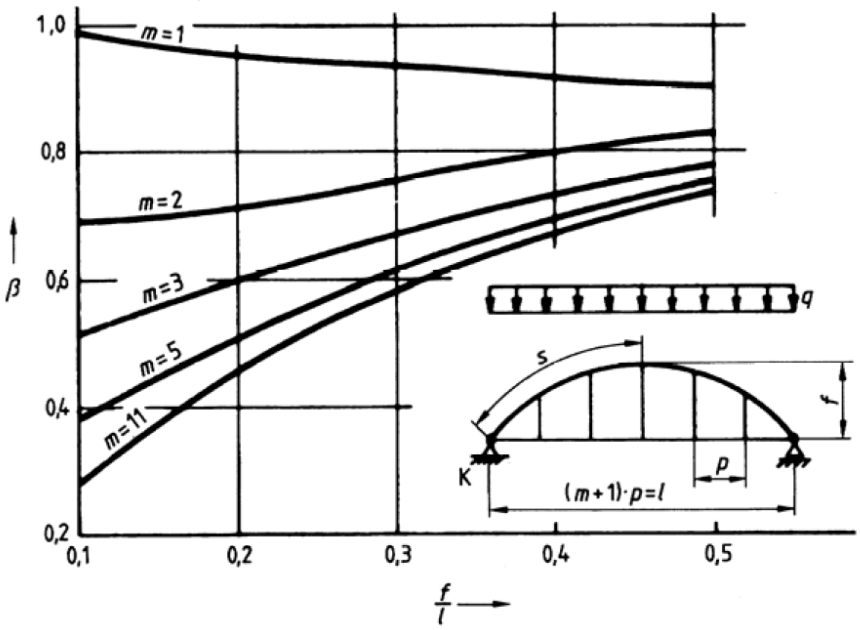
Σχήμα 4.22 Καμπτικές ροπές M_z που αναπτύσσονται στο τόξο.

4.7.1.2 Υπολογισμός απομειωμένων αντοχών τόξου λόγω καμπτικού λυγισμού

Το κρίσιμο φορτίου N_{cr} ενός τόξου εντός επιπέδου, αμελώντας την επιρροή των παραμορφώσεων λόγω αξονικών δυνάμεων, δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta \cdot s}\right)^2 \cdot EI_y \tag{4.5}$$

Για την περίπτωση τόξων με οριζόντιο ελκυστήρα μεταξύ των στηρίξεων και με ενδιάμεσους κατακόρυφους αναρτήρες, ο συντελεστής β προκύπτει από το σχήμα 4.23.



Σχήμα 4.23 Συντελεστής λυγισμού β για τοξωτά μέλη με ελκυστήρες.

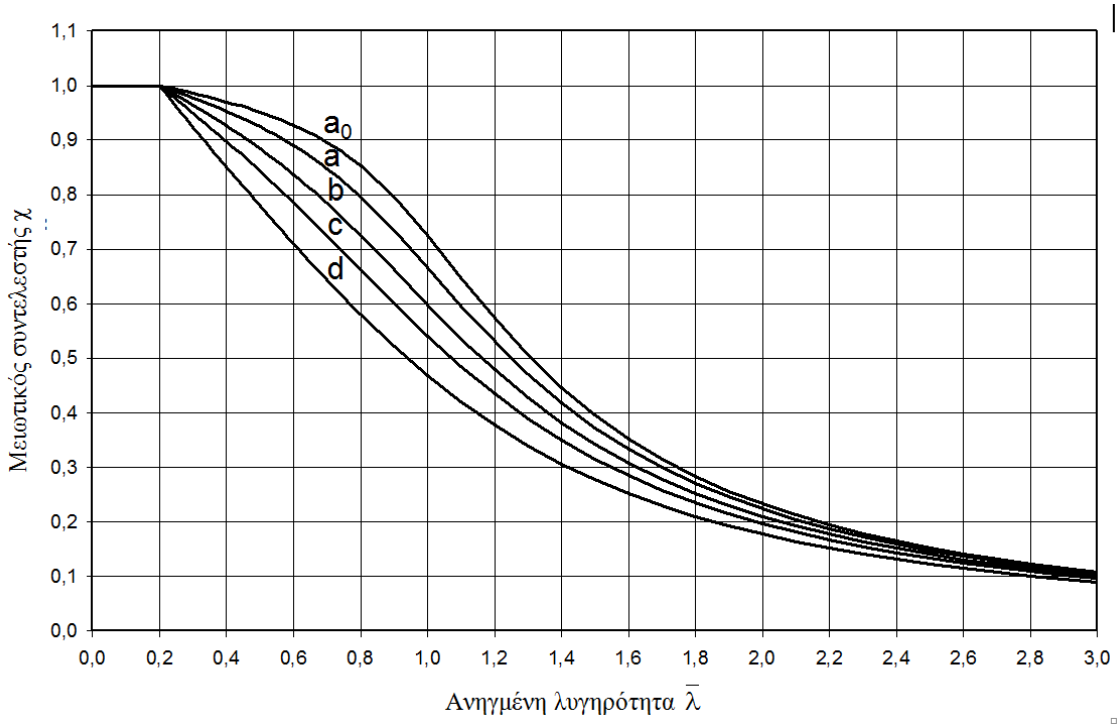
Για την υπό μελέτη πεζογέφυρα ισχύει ότι s = 6.07 m (μέγιστο μήκος τόξου που δεν είναι πλευρικά εξασφαλισμένο από τους εγκάρσιους συνδέσμους των τόξων), l = 20 m, f = 4.31 m, m = 7. Για f/l = 0.215 και m = 7, από το σχήμα 4.23 προκύπτει β ~ 0.491 όποτε από η σχέση (4.5) για την διατομή 193.7X6.3 γίνεται:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta \cdot s}\right)^2 EI_y = \left(\frac{\pi}{0.491 \cdot 6.07}\right)^2 \cdot 210E + 06 \cdot 1.630E - 05 \rightarrow N_{cr} = 3803kN$$

Η καμπύλη λυγισμού για την διατομή 193.7X6.3 ψυχρής έλασης είναι η c. Η ανηγμένη λυγηρότητα υπολογίζεται ως εξής:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{0.004 \cdot 355000}{3803}} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.611$$

από το παρακάτω σχήμα λαμβάνεται ο μειωτικός συντελεστής χ, συναρτήσει της καμπύλης λυγισμού και τις ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$.



Σχήμα 4.24 Καμπύλες λυγισμού.

Για $\bar{\lambda} = 0.611$ και καμπύλη c, προκύπτει μειωτικός συντελεστής χ ίσος με 0.775. Η αξονική αντοχή του τόξου σε λυγισμό είναι ίση με $N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{c,Rd} = 0.775 \cdot 1316.71 \rightarrow N_{b,Rd} = 1020.45$ kN. Η μέγιστη θλιπτική δύναμη που αναπτύσσεται στα τόξα είναι 240 kN < $N_{b,Rd} = 1020.45$, οπότε τα τόξα επαρκούν σε λυγισμό.

4.7.1.3 Ακαριαίος λυγισμός (snap-through buckling)

Σε τόξα με μικρό λόγο f/l, προκειμένου να μη λάβει χώρα ακαριαίος λυγισμός (snap through buckling), πρέπει να ικανοποιείται η εξίσωση:

$$l \cdot \sqrt{\frac{EA}{12EI_y}} > K$$

	f/ℓ	0,05	0,075	0,10	0,15	0,20
	K	35	23	17	10	8
		319	97	42	13	6

Σχήμα 4.25 Συντελεστής K για τον έλεγχο του ακαριαίου λυγισμού.

Για f/l = 4.31/20 = 0.21 και αμφιαρθρωτές στηρίξεις, λαμβάνεται K = 8. Έτσι καταλήγουμε:

$$20 \cdot \sqrt{\frac{0.004}{12 \cdot 1.630 \cdot 10^{-5}}} = 90.44 > K = 8$$

Άρα δεν απαιτείται περαιτέρω έλεγχος για τον ακαριαίο λυγισμό.

4.7.1.4 Τιμές αντοχής σχεδιασμού και τελικός έλεγχος

Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι επιμέρους αντοχές σχεδιασμού του τυπικού τόξου διατομής D193.7X6.3.

Πίνακας 4.15 Αντοχές διατομής D193.7X6.3 σε διαφορετικούς τύπους εντατικής καταπόνησης.

Διατομή	Nb,Rd (kN)	Mb,Rdyy (kNm)	Mc,Rdzz (kNm)	Vc,Rdz (kN)	Vc,Rdy (kN)
D193.7X6.3	909.555	71.43	78.573	483.958	483.958

Παρατηρείται, ότι οι δυσμενέστερες δρώσες δυνάμεις δεν ξεπερνούν τις αντοχές του μέλους των τόξων (και των απομειωμένων αντοχών που υπολογίζει το SAP2000 ανεξαρτήτως αν πληρούνται τα κριτήρια της 4.5.1.2. Η διατομή D193.7X6.3 επαρκεί και επαληθεύεται επίσης από την σχέση αλληλεπίδρασης, η οποία γίνεται:

$$0.264 + 0.320 + 0.094 = 0.678 < 1$$

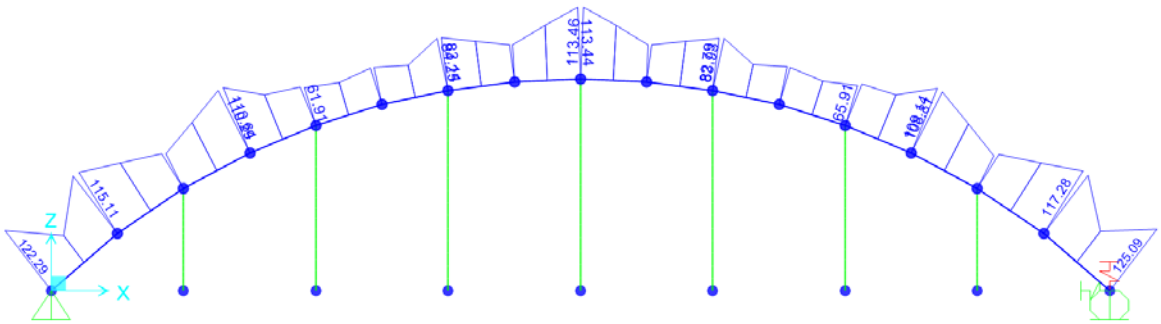
4.7.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

4.7.2.1 Έλεγχος τάσεων στα τόξα

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης της οριακή κατάστασης λειτουργικότητας για τα τόξα είναι ο:

[20] 1.00G+1.00P +1.00Q+0.3Wz

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα στην οριακή κατασταση λειτουργικότητας η αναπτυσσόμενη τάση θα πρέπει να μην ξεπερνάει την τάση διαρροής του υλικού. Αυτός ο έλεγχος γίνεται βάσει του κριτηρίου von Mises της σχέσης (4.1)



Σχήμα 4.26 Αναπτυσσόμενες τάσεις von Mises του τόξου για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας.

Σύμφωνα με το σχήμα 4.26 η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται στα τοξωτά μέλη είναι 125.09 MPa < 355 MPa, άρα η ανίσωση ελέγχου επαληθεύεται.

4.8 Μηκίδες

4.8.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

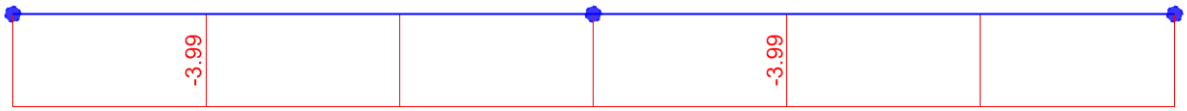
4.8.1.1 Εντατικά μεγέθη

Στις μηκίδες ασκούνται πολύ μικρότερα μεγέθη δυνάμεων σε σχέση με όλο τον υπόλοιπο φορέα. Ο συνδυασμός φόρτισης που δίνει τα δυσμενέστερα μεγέθη είναι ο:

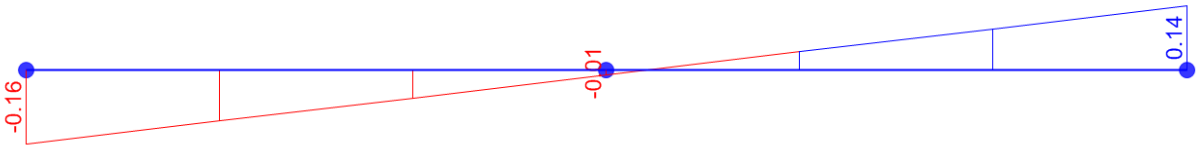
$$[4]\ 1.35G+1.00P+1.50W_y+0.3\cdot1.50(W_x+W_z)+0.4\cdot1.35Q$$

στον οποίο κύρια φόρτιση αποτελεί ο άνεμος κατά y (εγκάρσια του καταστρώματος) και ως δευτερεύουσα το φορτίο πεζών.

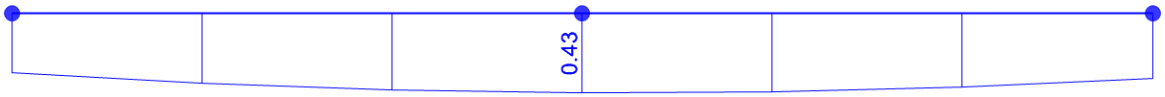
Παρακάτω εμφανίζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών της δυσμενέστερης μηκίδας μήκους 2.5 m, η οποία βρίσκεται σύμφωνα με τον κάναβο του σχήματος 4.2 στη θέση 5-(DE).



Σχήμα 4.27 Διάγραμμα αξονικών (θλιπτικών) δυνάμεων N της δυσμενέστερης μηκίδας.



Σχήμα 4.28 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z της δυσμενέστερης μηκίδας.



Σχήμα 4.29 Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_z της δυσμενέστερης μηκίδας.

Ακολουθούν σε μορφή πίνακα, όλα τα δυσμενέστερα μεγέθη δυνάμεων της διατομής ελέγχου της μηκίδας (IPE100).

Πίνακας 4.16 Δυσμενέστερα μεγέθη διατομής ελέγχου μηκίδας.

Διατομή	Ned(kN)	Med,yy(kNm)	Med,zz (kNm)	Ved,z(kN)	Ved,y (kN)	Ted(kNm)
IPE100	-3.994	0.426	-0.006	0.039	0.017	0.000

4.8.1.2 Τιμές αντοχής σχεδιασμού και τελικός έλεγχος

Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι αντοχές της διατομής IPE100 στους διάφορους τύπους καταπόνησης.

Πίνακας 4.17 Τιμές αντοχής διατομής IPE100

Διατομή	Nc,Rd (kN)	Mb,Rdyy (kNm)	Mc,Rdzz (kNm)	Vc,Rdz (kN)	Vc,Rdy (kN)
IPE100	365.65	13.987	3.248	103.744	136.655

Συγκρίνοντας τις τιμές των πινάκων 4.16 και 4.17, συμπεραίνεται η επάρκεια της διατομής IPE100 για την δυσμενέστερη μηκίδα του φορέα. Αυτό επαληθεύεται και από την σχέση αλληλεπίδρασης η οποία γίνεται:

$$0.095 + 0.075 + 0.006 = 0.176 < 1$$

4.8.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

4.8.2.1 Έλεγχος τάσεων

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης της οριακή κατάστασης λειτουργικότητας για τις μηκίδες είναι ο:

[20] 1.00G+1.00P +1.00Q+0.3Wz

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα στην οριακή κατασταση λειτουργικότητας η αναπτυσσόμενη τάση θα πρέπει να μην ξεπερνάει την τάση διαρροής του υλικού. Αυτός ο έλεγχος γίνεται βάσει του κριτηρίου von Mises της σχέσης (4.1)

Οι δυσμενέστερες τάσεις στην Ο.Κ.Λ εμφανίζονται στην μηκίδα 5-(AB).

Σχήμα 4.30 Δυσμενέστερες τάσεις von Mises για την μηκίδα 5-(AB), σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Από το παραπάνω σχήμα, λαμβάνεται ότι η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση είναι ίση με 30.66 MPa < 355 Mpa. Άρα η μηκίδα IPE100 ικανοποιεί τον έλεγχο.

4.9 Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι

4.9.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

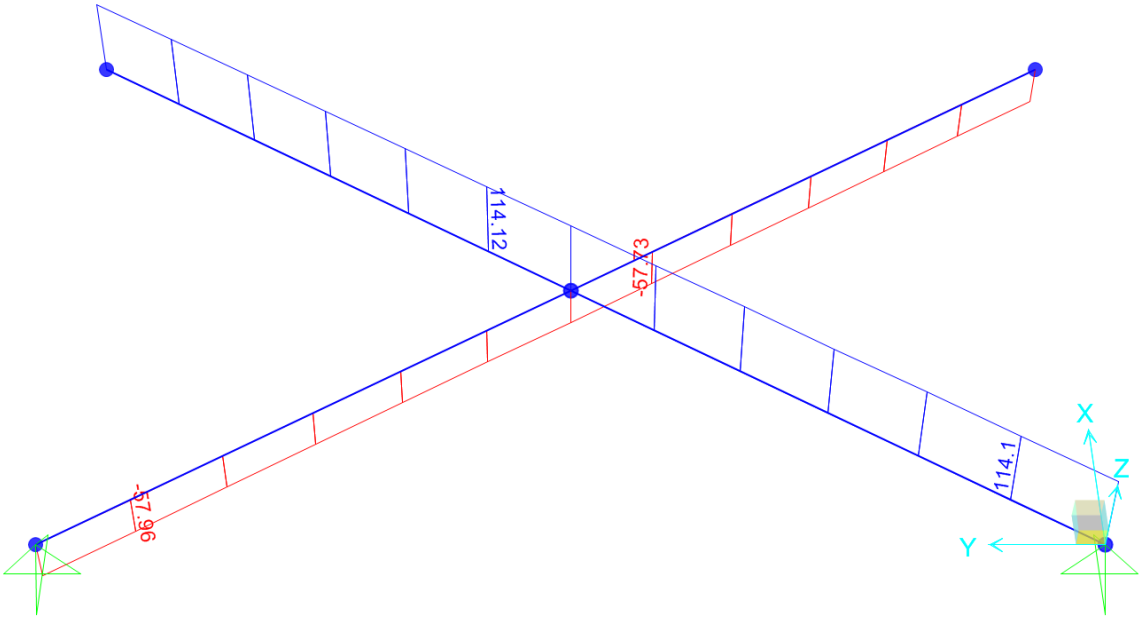
4.9.1.1 Εντατικά μεγέθη

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη αναπτύσσονται στον πρώτο σύνδεσμο δυσκαμψίας,

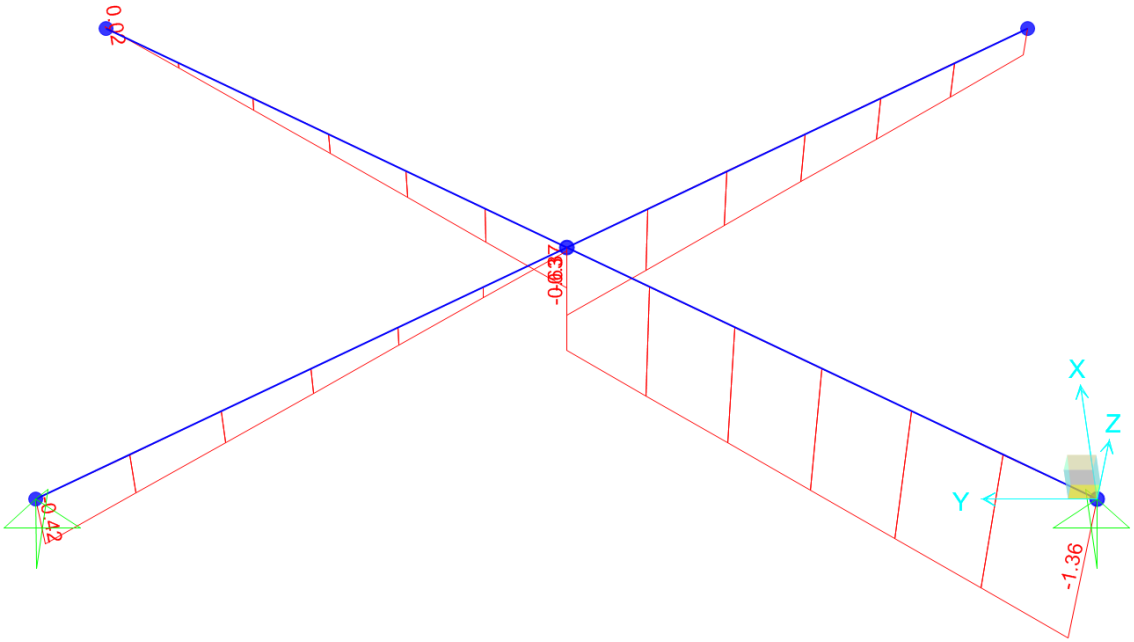
οποίος βρίσκεται στη θέση (ΑΒ), λόγω του παρακάτω συνδυασμού φόρτισης:

$$[4]\ 1.35G+1.00P+1.50W_y+0.3\cdot1.50(W_x+W_z)+0.4\cdot1.35Q$$

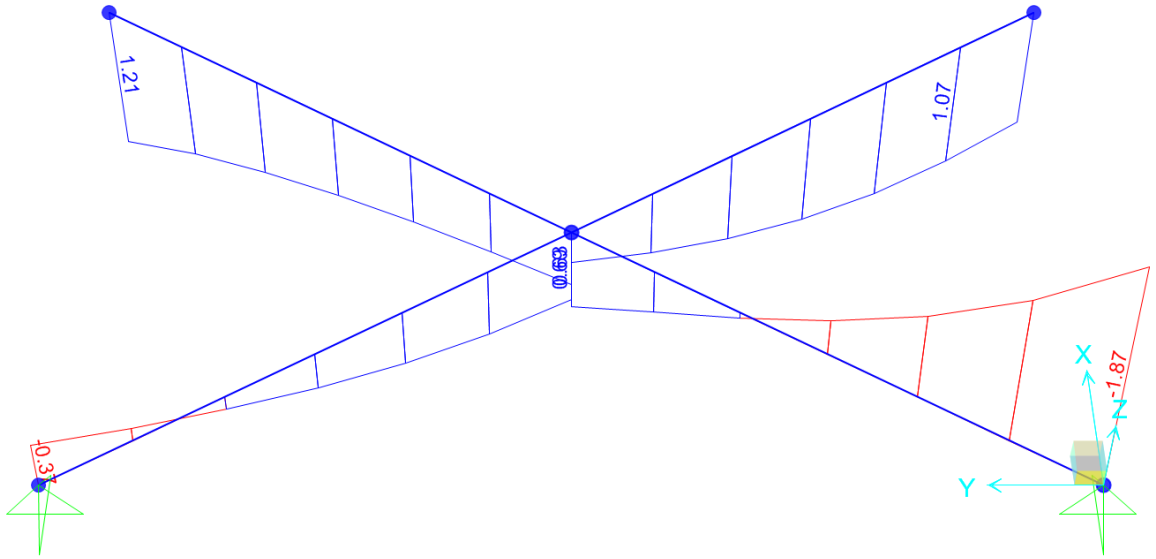
Παρακάτω εμφανίζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών του συγκεκριμένου χιαστί συνδέσμου για τον παραπάνω συνδυασμό φόρτισης.



Σχήμα 4.31 Διάγραμμα μέγιστων αξονικών δυνάμεων (εφελκυστικών και θλιπτικών) N που ασκούνται στους συνδέσμους λόγω της κυρίαρχης εγκάρσιας δύναμης ανέμου.



Σχήμα 4.32 Διάγραμμα μέγιστων τεμνουσών δυνάμεων V_z των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.



Σχήμα 4.33 Διάγραμμα μέγιστων καμπτικών ροπών M_y χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.

Παρακάτω εμφανίζονται όλες οι μέγιστες δρώσες δυνάμεις επί των οριζοντίων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας, σε μορφή πίνακα.

Πίνακας 4.18 Εντατικά μεγέθη διατομής ελέγχου (SAP2000)

Διατομή	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
D101.6X4	-57.96	0.116	0.253	-0.294	0.206	-0.239

Παρατηρείται ότι η καταπόνηση είναι κυρίως αξονική, όπως και θα έπρεπε σε έναν σύνδεσμο δυσκαμψίας. Η ύπαρξη των υπόλοιπων δυνάμεων οφείλεται στις μονολιθικές συνδέσεις των συνδέσμων.

4.9.1.2 Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης.

Ο σύνδεσμος δυσκαμψίας υπόκεινται σε μεγάλη αξονική θλίψη, γεγονός το οποίο καταδεικνύει την ανάγκη ελέγχου του σε λυγισμό. Ως μήκος λυγισμού λαμβάνεται το μισό μήκος του ενός μέλους του συνδέσμου L_{cr}= 2.80 m .

Επιλέγεται καμπύλη λυγισμού c και κατά συνέπεια συντελεστής ατελειών α = 0.49. Έπειτα υπολογίζεται το ελαστικό κρίσιμο φορτίο N_{cr} = 97.021 kN, ανηγμένη λυγηρότητα λ= 2.12, Φ = 3.214, χ = 0.178 και τελικώς η αξονική αντοχή σε λυγισμό $N_{b,Rd}$ = 70.3 kN.

$$N_{ed} = 57.96 < N_{b,Rd} = 70.3 \text{ kN}$$

Άρα η διατομή D101.6X4 επαρκεί σε λυγισμό.

4.9.1.3 Τιμές αντοχής σχεδιασμού και τελικός έλεγχος

Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι αντοχές της διατομής D101.6X4 στους διάφορους τύπους καταπόνησης.

Πίνακας 4.19 Επιμέρους αντοχές των συνδέσμων δυσκαμψίας με διατομή D101.6X4.

Διατομή	Nb,Rd (kN)	Nt,Rd(kN)	Mb,Rdyy (kNm)	Mc,Rdzz (kNm)	Vc,Rdz (kN)	Vc,Rdy (kN)
D101.6X4	70.29	435.4	12.304	13.534	160.032	160.032

Συγκρίνοντας τις αντοχές με τις δρώσες εντατικές καταπονήσεις των οριζοντίων συνδέσμων, συμπεραίνεται η επάρκεια της διατομής. Η σχέση αλληλεπίδρασης για το δυσμενέστερο μέλος των χιαστί συνδέσμων γίνεται:

$$0.821 + 0.144 + 0.005 = 0.965 < 1$$

4.9.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

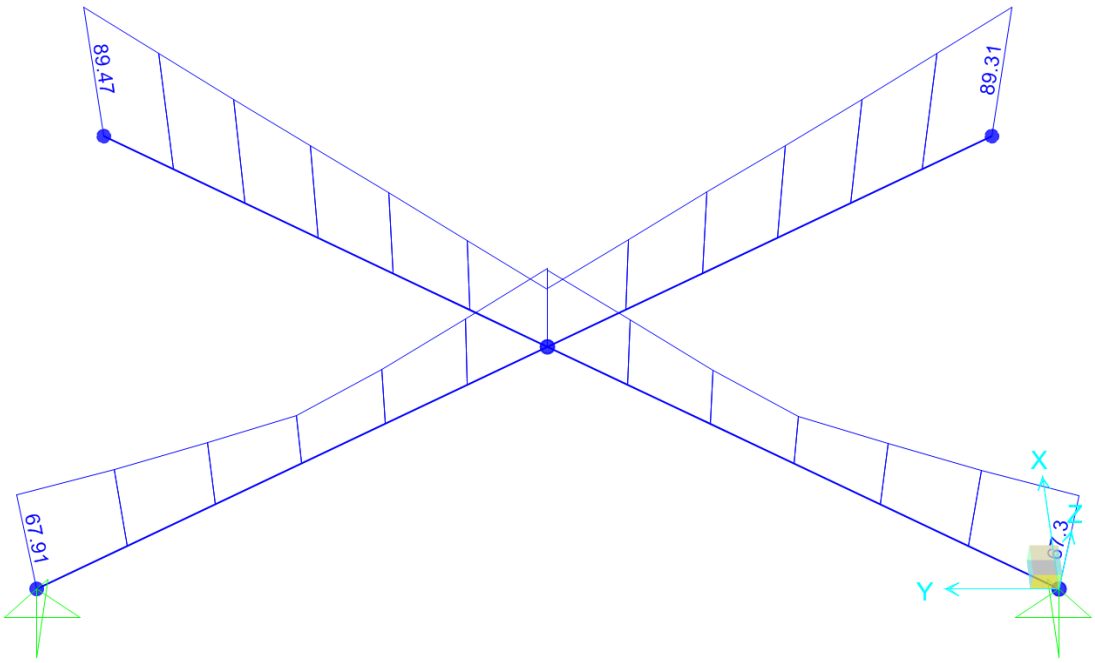
4.9.2.1 Έλεγχος τάσεων

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης της οριακή κατάστασης λειτουργικότητας για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι ο:

[20] 1.00G+1.00P +1.00Q+0.3Wz

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα στην οριακή κατασταση λειτουργικότητας η αναπτυσσόμενη τάση θα πρέπει να μην ξεπερνάει την τάση διαρροής του υλικού. Αυτός ο έλεγχος γίνεται βάσει του κριτηρίου von Mises της σχέσης (4.1).

Ο οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας, στον οποίο αναπτύσσονται οι μέγιστες τάσεις είναι ο ίδιος που χρησιμοποιήθηκε για τον έλεγχο σε Ο.Κ.Α.



Σχήμα 4.34 Μέγιστες αναπτυσσόμενες τάσεις von Mises στην Ο.Κ.Λ.

Η μέγιστη τάση είναι 88.47 < 355 MPa, οπότε η ανίσωση επαληθεύεται.

4.10 Εγκάρσιοι σύνδεσμοι τόξων

4.10.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

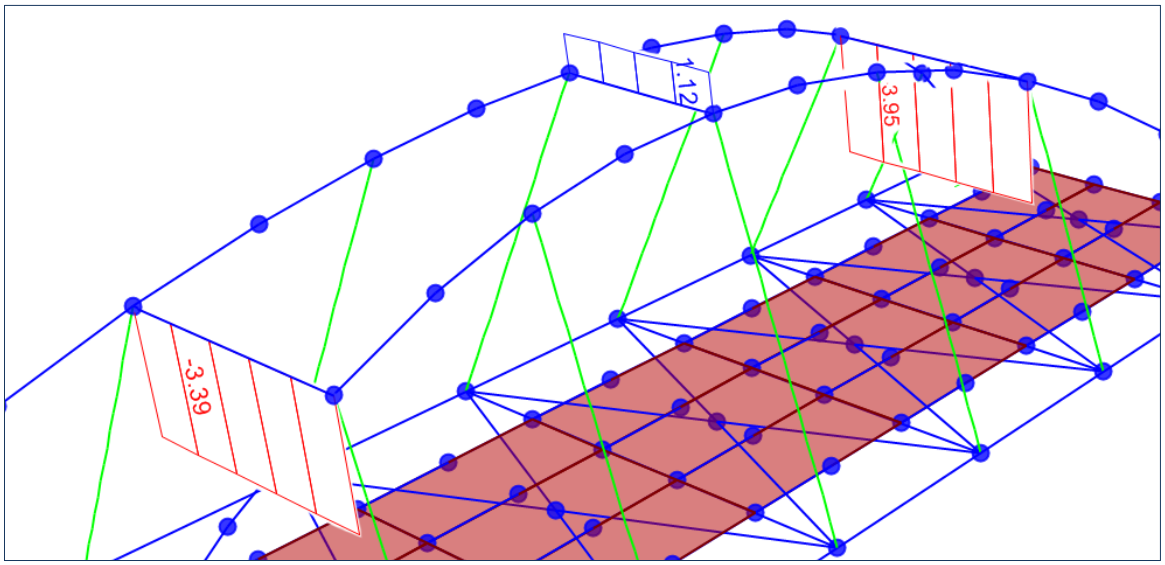
4.10.1.1 Εντατικά μεγέθη

Παρόλο που έχουν διαφορετικές διατομές, αποτελούν στοιχεία του φορέα που εξυπηρετούν στην ίδια στατική λειτουργία, οπότε οι έλεγχοί τους παρουσιάζονται μαζί.

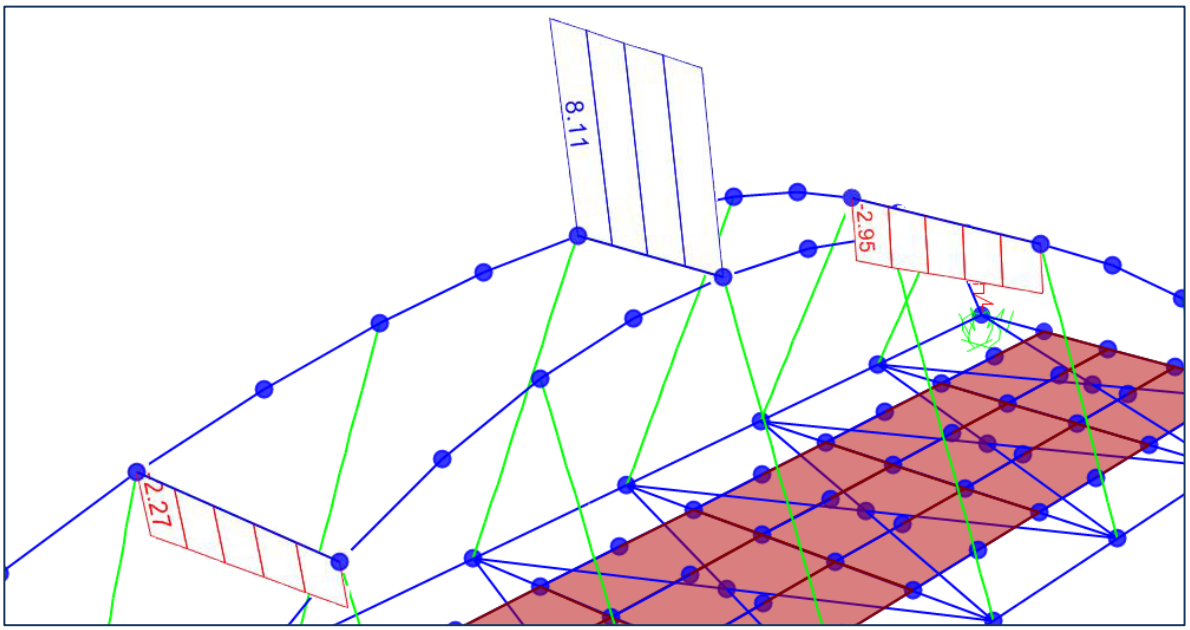
Ο συνδυασμός φόρτισεων που προκαλεί τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στους εγκάρσιους συνδέσμους των τόξων είναι ο:

$$[4]\ 1.35G+1.00P+1.50W_y+0.3\cdot 1.50(W_x+W_z)+0.4\cdot 1.35Q$$

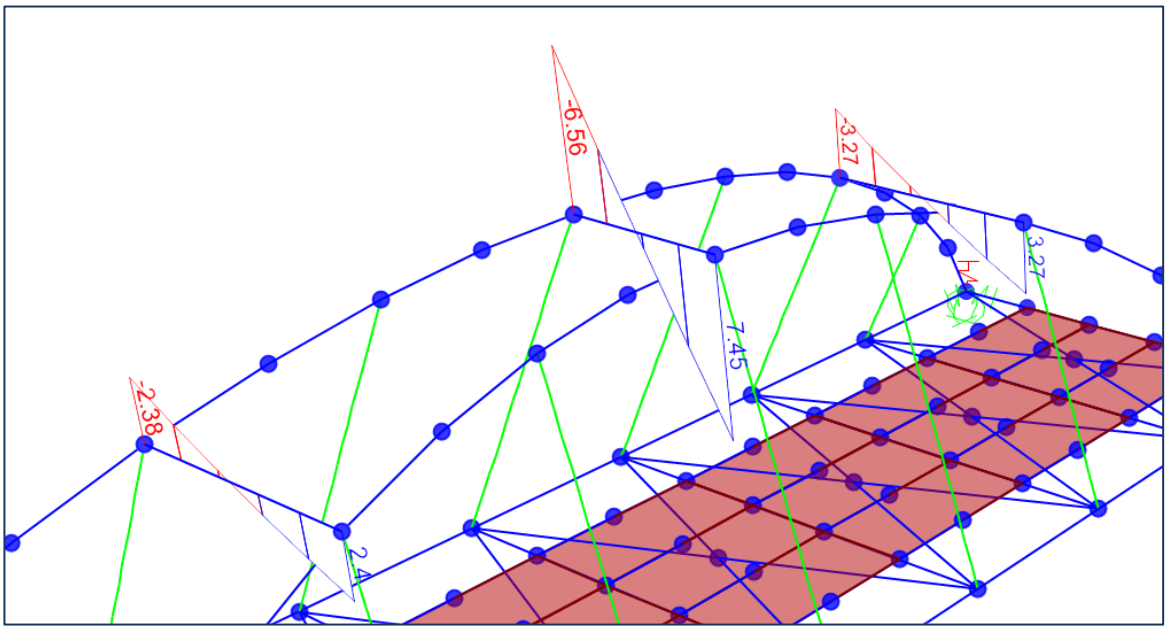
Ακολουθούν τα διαγράμματα των βασικών εντατικών μεγεθών των εγκάρσιων συνδέσμων.



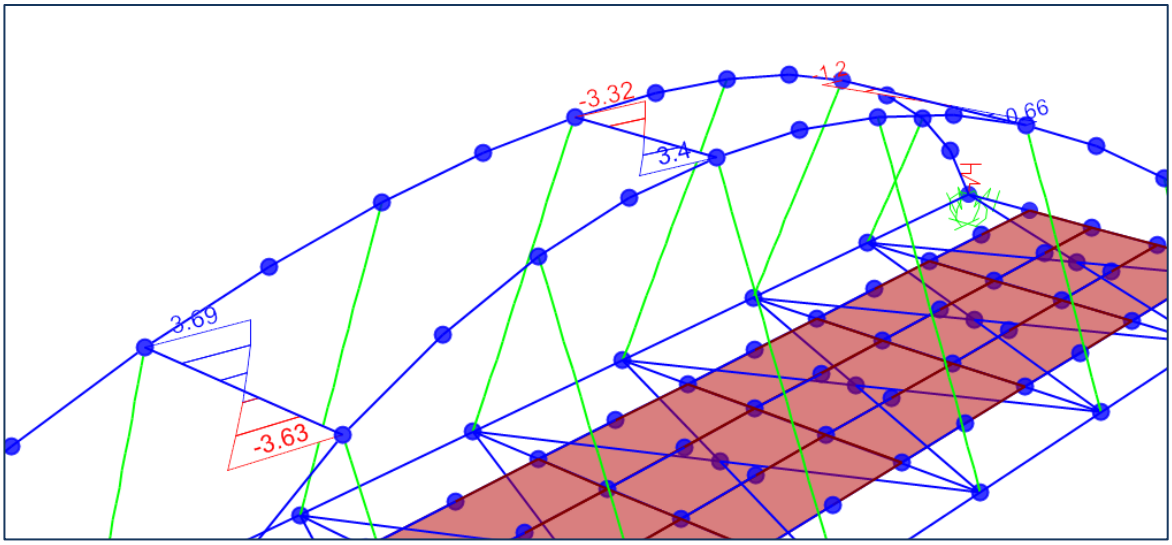
Σχήμα 4.35 Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων (θλιπτικών και εφελκυστικών) των εγκαρσίων συνδέσμων.



Σχήμα 4.35 Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων V_z.



Σχήμα 4.36 Διαγράμματα καμπτικών ροπών M_y.



Σχήμα 4.37 Διαγράμματα καμπτικών ροπών M_z.

Στην συνέχεια εμφανίζονται όλες οι δρώσες δυνάμεις της διατομής ελέγχου του **κ**εντρικού και των **α**κραίων συνδέσμων.

Πίνακας 4.20 Εντατικά μεγέθη διατομών ελέγχου (SAP2000)

Διατομή	Ned(kN)	Med,yy(kNm)	Med,zz (kNm)	Ved,z(kN)	Ved,y (kN)	Ted(kNm)
(A) D88.9X3.2	-3.392	-2.379	3.690	-2.260	2.662	-0.268
(K) D101.6X4	1.121	7.452	3.398	7.488	3.923	-0.133

4.10.1.2 Τιμές αντοχής σχεδιασμού και τελικός έλεγχος

Παρουσιάζονται παρακάτω οι τιμές αντοχής των διατομών των εγκάρσιων συνδέσμων, όπως αυτές λαμβάνονται από το λογισμικό.

Πίνακας 4.21 Τιμές αντοχής διατομών των εγκάρσιων συνδέσμων.

Διατομή	Nb,Rd (kN)	Mb,Rdyy (kNm)	Mc,Rdzz (kNm)	Vc,Rdz (kN)	Vc,Rdy (kN)
(A) D88.9X3.2	169.84	7.59	8.35	112.42	112.42
(K) D101.6X4	291.21	12.30	13.53	160.03	160.03

Συγκρίνοντας τις τιμές αντοχής με τις δρώσες δυνάμεις, συμπεραίνεται ότι και οι δύο διατομές επαρκούν. Αυτό επιβεβαιώνεται και από τις σχέσεις αλληλεπίδρασης οι οποίες γίνονται ως εξής:

$$0.011 + 0.285 + 0.442 = 0.537 < 1$$

για την διατομή D88.9X3.2 των ακραίων εγκάρσιων συνδέσμων, και

$$0.003 + 0.551 + 0.251 = 0.608 < 1$$

για την διατομή D101.6X4 του κεντρικού εγκάρσιου συνδέσμου.

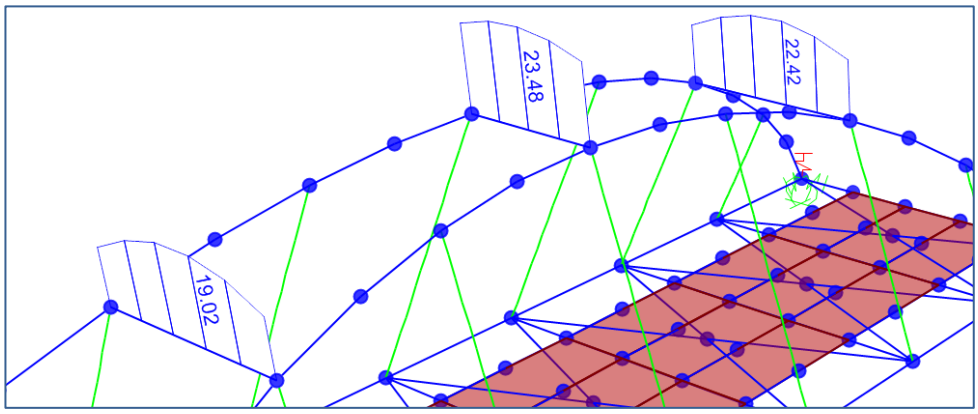
4.10.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

4.10.2.1 Έλεγχος τάσεων

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης της οριακή κατάστασης λειτουργικότητας για τους εγκάρσιους συνδέσμους των τόξων είναι ο:

[20] 1.00G+1.00P +1.00Q+0.3Wz

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα στην οριακή κατασταση λειτουργικότητας η αναπτυσσόμενη τάση θα πρέπει να μην ξεπερνάει την τάση διαρροής του υλικού. Αυτός ο έλεγχος γίνεται βάσει του κριτηρίου von Mises της σχέσης (4.1).



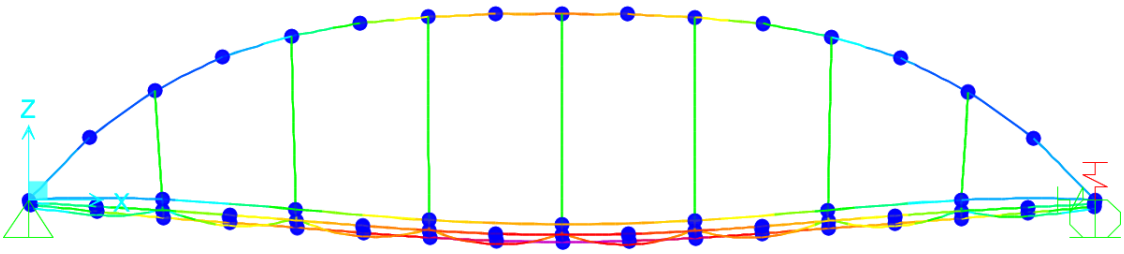
Σχήμα 4.38 Τάσεις von Mises των εγκάρσιων συνδέσμων.

Η μεγαλύτερη αναπτυσσόμενη τάση και στους τρείς (3) εγκάρσιους συνδέσμους είναι 23.48 MPa < 355 MPa, άρα η ανίσωση ελέγχου ικανοποιείται.

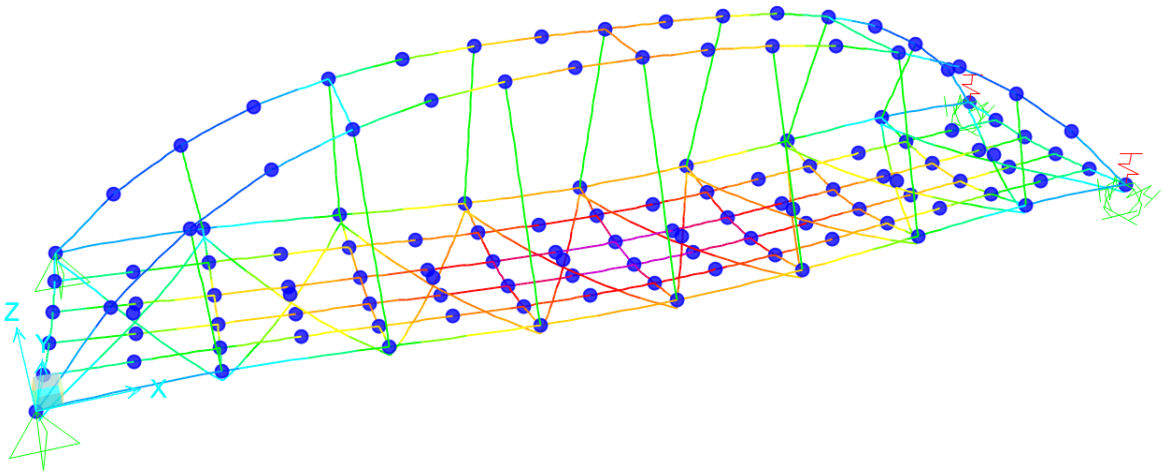
4.11 Έλεγχος βελών καταστρώματος

Γίνεται έλεγχος των κατακόρυφων μετακινήσεων του καταστρώματος σύμφωνα με τα όρια που ορίζονται στο πρότυπο EN1992-3. Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες μετατοπίσεις του καταστρώματος, οι οποίες προκύπτουν από τον συνδυασμό φόρτισης:

[20] 1.00G+1.00P +1.00Q+0.3Wz



Σχήμα 4.39 Κατακόρυφες μετακινήσεις παραμορφωμένος φορέας x20 (Όψη)



Σχήμα 4.40 Κατακόρυφες μετακινήσεις παραμορφωμένος φορέας x20 (Προοπτικό)

Το μέγιστο βέλος αναπτύσσεται στο μέσο του καταστρώματος και είναι ίσο με δ_{max} = 39.6 mm. Για μήκος ανοίγματος L = 20 m έχουμε:

$$39.6mm = \frac{L}{505} < \frac{L}{300} = 66mm$$

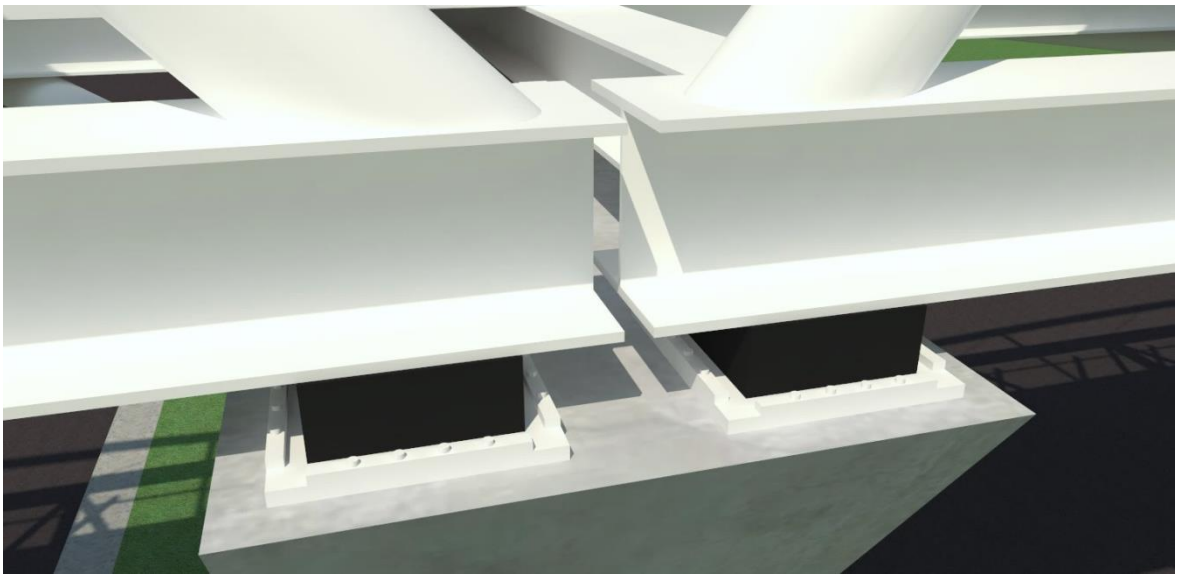
όπου L/300 είναι το μέγιστο επιτρεπτό βέλος καταστρώματος στην Ο.Κ.Λ.

4.12 Έλεγχος και επιλογή εφεδράνων

Σε κάθε άνοιγμα της πεζογέφυρας, στις θέσεις των κυλίσεων, τοποθετούνται ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Επιλέγονται εφέδρανα ορθογωνικού σχήματος, από τους πίνακες του φυλλαδίου της εταιρείας GRANOR. Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν μετακινησιακά ελατήρια με κατάλληλη δυσκαμψία ώστε να προσομοιώσουν εφέδρανα GBB-06 της σειράς B. Ελέγχεται η επάρκεια τους σύμφωνα με τα επιτρεπόμενα όρια τους και τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Από το λογισμικό λαμβάνουμε τα εξής μέγιστα μεγέθη από τους όλους τους συνδυασμούς φόρτισης:

- Μέγιστες μετακινήσεις στο άνω μέρος του εφεδράνου.
  - Διαμήκης U_x = 11.11 mm
  - Εγκάρσια U_y = 19.70 mm
- Μέγιστες αντιδράσεις στην θέση του εφεδράνου.
  - Κατακόρυφη αντίδραση (rated-load) V_z = 165.83.
  - Διαμήκης διατμητική δύναμη F_x = 5.67 kN
  - Εγκάρσια διατμητική δύναμη F_y =10.05 kN



Σχήμα 4.41 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα πεζογέφυρας και αρμός μεταξύ των δύο ανοιγμάτων .

GRANOR Part number	Overall height mm	Calculated Compressive stiffness at zero shear kN/mm	Mean shear stiffness kN/mm	Calculated rotational stiffness kNm/rad	Shear deflection capacity mm	Rated load at ZERO rotation		Mass kg
						At max. shear kN	At zero shear kN	
SERIES B – 230 × 200								
GBA-02	35	580	1.59	605	10.0	597	615	6
GBA-04	57	357	0.99	371	16.0	576	615	11
GBA-06	79	258	0.72	268	22.0	556	615	15
GBA-09	112	182	0.51	189	31.0	402	481	21
GBB-01	27	440	1.87	441	8.5	405	504	5
GBB-02	41	257	1.22	255	13.0	394	504	7
GBB-04	69	140	0.72	138	22.0	374	452	11
GBB-06	97	96	0.51	95	31.0	268	321	16
GBB-08	125	73	0.40	72	37.6	199	248	21

Σχήμα 4.42 Τμήμα φυλλαδίου της εταιρείας GRANOR με τις προδιαγραφές των ελαστομεταλλικών εφεδράνων της σειράς B.

Η μέγιστη μετακίνηση του άνω μέρος του εφεδράνου σύμφωνα με το τεχνικό φυλλάδιο για GBB-06 είναι 31.0 mm > 19.70 mm και η μέγιστη κατακόρυφη δύναμη που μπορεί να ασκηθεί παράλληλα με την μέγιστη διατμητική δύναμη είναι 268 kN > 165.83 kN. Άρα το ελαστομεταλλικό εφέδρανο που είχε προεπιλεγεί επαρκεί.

5 Ανάλυση Δυναμικής Απόκρισης

5.1 Εισαγωγή

Εξ ορισμού τα στατικά φορτία είναι σταθερά ή ελάχιστα χρονικά εξαρτημένα. Από την άλλη, τα δυναμικά φορτία είναι χρονικά εξαρτημένα και μπορούν να ενταχθούν στις εξής τέσσερις κατηγορίας:

- Κυκλικές αρμονικές ή ημιτονοειδής φορτίσεις
- Επαναλαμβανόμενες φορτίσεις ανά συγκεκριμένο χρονικό διάστημα (Περίοδος)
- Τυχαίες φορτίσεις που εμφανίζουν διαφοροποιήσεις σε ένταση, διεύθυνση, διάρκεια κ.τ.λ.
- Πολύ σύντομες σε χρονική διάρκεια παλμικές φορτίσεις.

Γενικά, τα φορτία λόγω κίνησης πεζών είναι χρονικά εξαρτημένα και μπορούν να ενταχθούν στο είδος των περιοδικών φορτίσεων. Ένα από τα βασικά χαρακτηριστικά της δυναμικής φόρτισης, που προκαλείται από την κίνηση των πεζών είναι, είναι η χαμηλή τους ένταση. Όταν εφαρμόζεται σε δύσκαμπτες και μεγάλες κατασκευές, αυτή η φόρτιση επιδρά σε πολύ μικρό βαθμό. Όμως, η αισθητική, τεχνολογική και τεχνική ανάπτυξη οδηγούν στην ανέγερση πιο ελαφριών και εύκαμπτων κατασκευών, όπως είναι και οι πεζογέφυρες, Αποτέλεσμα αυτού, να χρειάζεται κατά την μελέτη τους διεξοδική δυναμική ανάλυση. Στις επόμενες παραγράφους θα περιγραφεί η διαδικασία που ακολουθείται σύμφωνα με τις οδηγίες του γαλλικού προτύπου SÉTRA2006. Πρώτα όμως παρουσιάζεται η ιδιομορφική ανάλυση της πεζογέφυρας καθώς τα αποτελέσματά της είναι απαραίτητα για την ανάλυση της δυναμικής απόκρισης λόγω πεζών.

5.2 Ιδιομορφική ανάλυση πεζογέφυρας

5.2.1 Γενικά

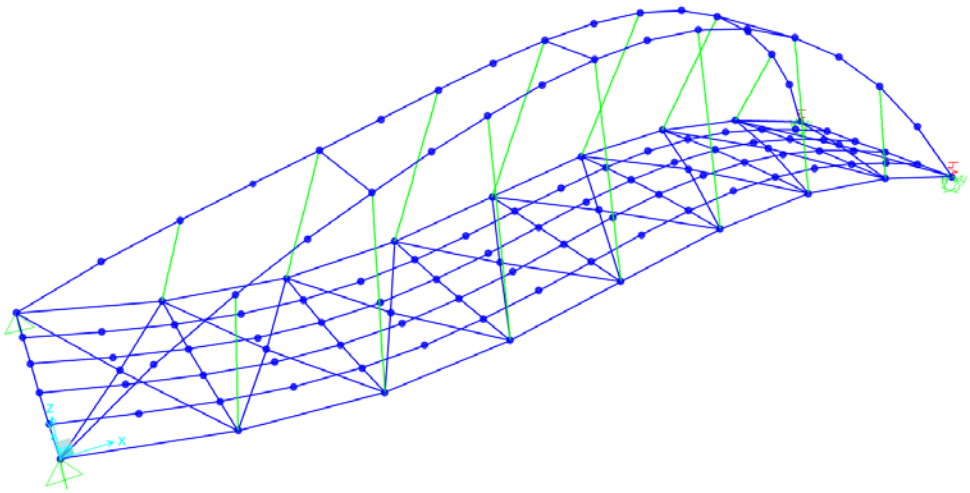
Αποτελεί μέρος της μεθόδου φασματικής απόκρισης, που χρησιμοποιήθηκε για να υπολογιστούν τα τελικά στατικά σεισμικά φορτία που ασκούνται στην πεζογέφυρα. Συνοπτικά, προσδιορίζονται από το λογισμικό οι ιδιομορφές του κτηρίου, οι οποίες είναι ανεξάρτητες της οποιασδήποτε φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από την μάζα της κατασκευής (στις πεζογέφυρες για τον υπολογισμό της μάζας χρησιμοποιούνται μόνο οι μόνιμες δράσεις) και την δυσκαμψία της κατασκευής. Προσδιορίζονται οι ιδιοσυχνότητες και οι ιδιοπερίοδοι κάθε βαθμού ελευθερίας, βρίσκεται η κάθε ιδιομορφή και αντίστοιχα ο εκάστοτε συντελεστής συμμετοχής. Στην συνέχεια υπολογίζεται η ενεργός ιδιομορφική μάζα κάθε ιδιομορφής.

5.2.2 Σημαντικές ιδιομορφές

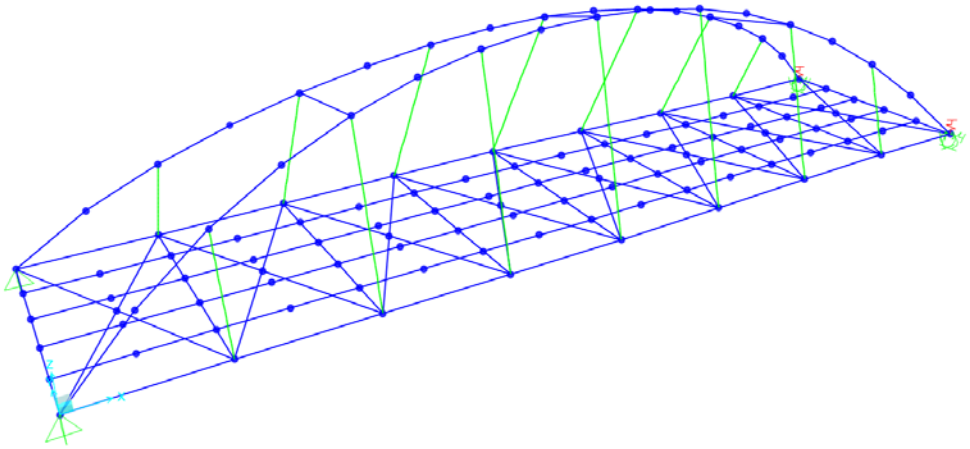
Θα λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές που έχουν σημαντική συμμετοχή στην συνολική απόκριση. Σε γέφυρες στις οποίες η συνολική μάζα μπορεί να θεωρηθεί ως το άθροισμα "ενεργών ιδιομορφικών μαζών", M_i, το παραπάνω κριτήριο θεωρείται ότι έχει ικανοποιηθεί εάν το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, $(\Sigma M_i)_c$, αντιστοιχεί τουλάχιστο στο 90% της συνολικής μάζας της γέφυρας. Εάν η προηγούμενη συνθήκη δεν ικανοποιείται όταν έχουν ληφθεί υπόψη όλες οι ιδιομορφές με T > 0.033 sec, ο αριθμός των ιδιομορφών που λήφθηκαν μπορεί να θεωρηθεί αποδεκτός εφόσον ικανοποιούνται και οι δύο παρακάτω συνθήκες:

1. $(\Sigma M_i)_c/M \geq 0.70$
2. Οι τελικές τιμές των αποτελεσμάτων σεισμικής δράσης πολλαπλασιάζονται επί $M/(\Sigma M_i)_c$.

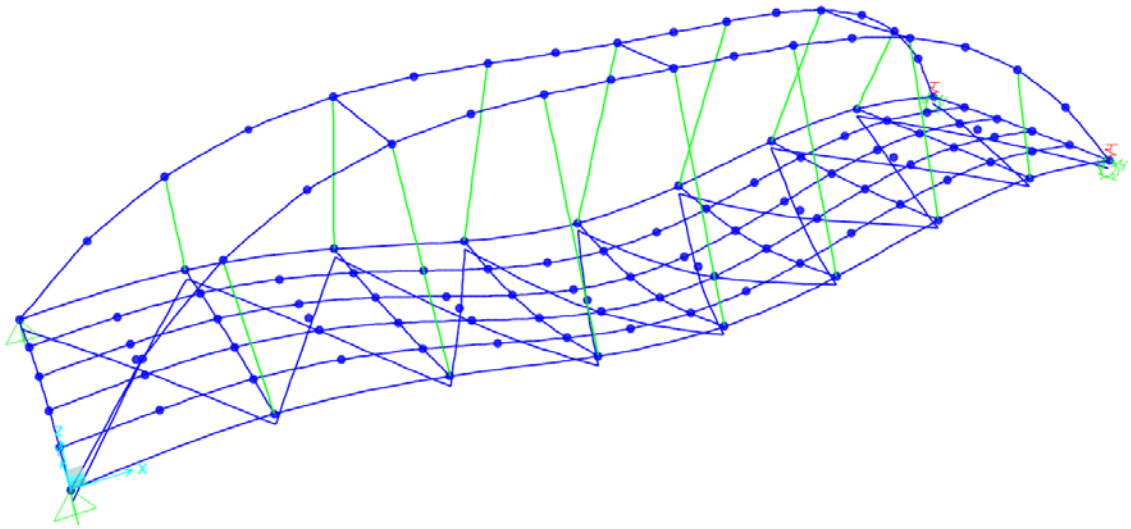
Σύμφωνα με δεδομένα που λαμβάνονται από το λογισμικό SAP2000, για τις πρώτες 30 ιδιομορφές τις πεζογέφυρας έχουμε συνολικό ποσοστό συμμετοχής μαζών 89.51% για την εγκάρσια διεύθυνση y και 85.78% για την κατακόρυφη διεύθυνση z. Λόγω της μορφής του φορέα και της κατανομής της μάζας του, δεν υπάρχει κάποια μεμονωμένη ιδιομορφή με μεγάλο ποσοστό συμμετοχής μάζας. Για λόγους απλότητας, στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται οι πέντε πρώτες ιδιομορφές.



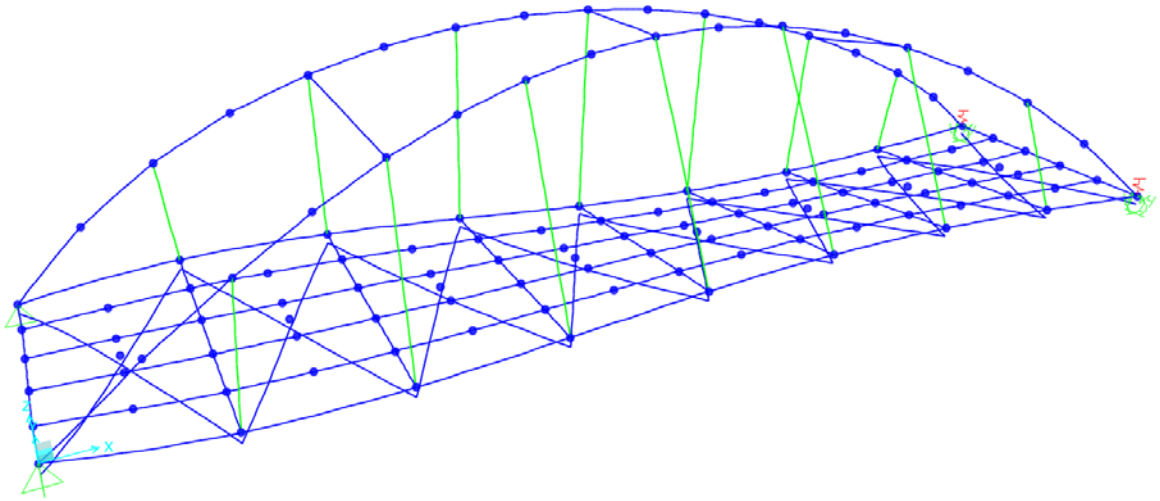
Σχήμα 5.1: 1η ιδιομορφή ανοίγματος (T = 0.317 s, f = 3.15 Hz).



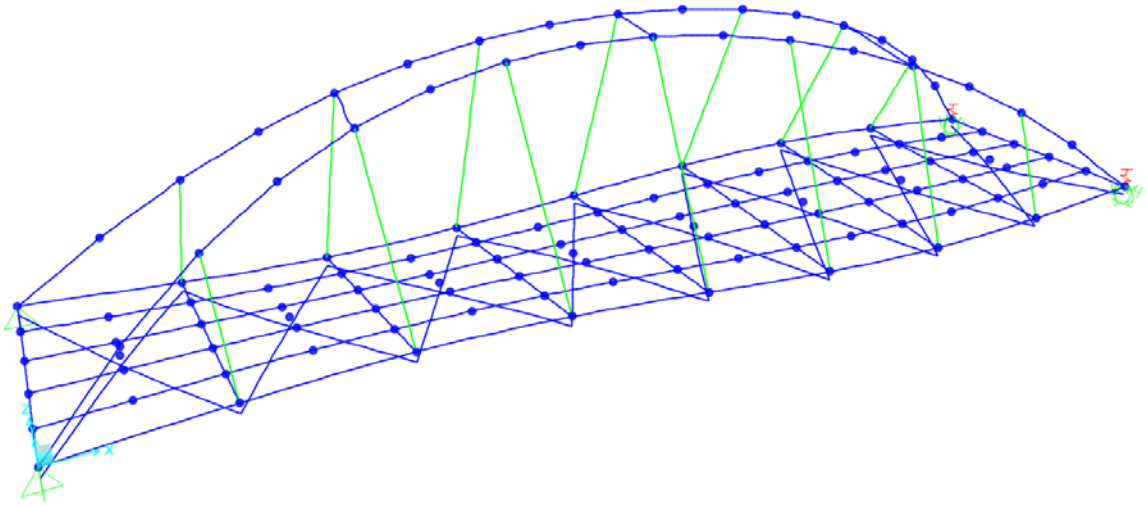
Σχήμα 5.2: 2η ιδιομορφή ανοίγματος (T = 0.276 s, f = 3.62 Hz).



Σχήμα 5.3: 3η ιδιομορφή ανοίγματος (T = 0.200 s, f = 5.01 Hz).



Σχήμα 5.4: 4η ιδιομορφή ανοίγματος (T = 0.196 s, f = 5.09 Hz).



Σχήμα 5.5: 5η ιδιομορφή ανοίγματος (T = 0.183 s, f = 5.47 Hz).

5.3 Διαδικασία ελέγχου δυναμικής επίδρασης πεζών

Παρουσιάζεται συνοπτικά η διαδικασία ελέγχου της δυναμικής επίδρασης που προκαλούν οι πεζοί, όπως αυτή περιγράφεται στο πρότυπο SÉTRA2006.

5.3.1 Προσδιορισμός κατηγορίας πεζογέφυρας

Αναλόγως με το μέγεθος της κυκλοφορίας που εξυπηρετεί μια πεζογέφυρα μπορεί να ενταχθεί τις εξής τέσσερις κατηγορίες:

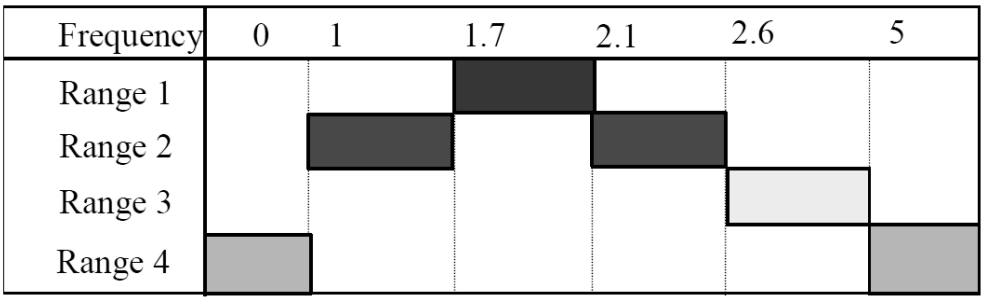
- Class IV: σπάνια χρησιμοποιούμενη πεζογέφυρα, κατασκευασμένη για τη σύνδεση αραιοκατοικημένων περιοχών ή για διασφάλιση της συνέχειας πεζοδρόμων.
- Class III: πεζογέφυρα τυπικής χρήσης, την οποία ενδέχεται να διασχίζουν μεγάλες ομάδες πεζών, αλλά ποτέ δεν υπάρχει πλήρης κάλυψη του καταστρώματος.
- Class II: πεζογέφυρα που συνδέει πυκνοκατοικημένες περιοχές, η οποία υπόκεινται σε μεγάλο φορτίο κυκλοφορία που συχνά καλύπτει όλη την επιφάνεια του καταστρώματος.
- Class I: πεζογέφυρα που συνδέει περιοχές με πολύ μεγάλη κυκλοφορία πεζών (όπως πεζογέφυρες που συνδέουν σταθμούς μετρό ή τραίνου) και υπόκεινται σε πολύ ισχυρό φορτίο πεζών.

Η πεζογέφυρα που μελετάται κατατάσσεται στην κατηγορία III.

5.3.2 Προσδιορισμός πιθανότητας πραγματοποίησης συντονισμού

Κατά την κατακόρυφη διεύθυνση y, αλλά και την διαμήκη x, υπάρχουν τέσσερα πεδία συχνοτήτων για το οποία ορίζεται η πιθανότητα πραγματοποίησης συντονισμού. Στην συγκεκριμένη μελέτη ενδιαφέρει μόνο η κατακόρυφη διεύθυνση y. Ο κίνδυνος συντονισμού στα πεδία ορίζονται ως:

- Πεδίο 1: μεγάλος κίνδυνος συντονισμού.
- Πεδίο 2: μέτριος κίνδυνος συντονισμού.
- Πεδίο 3: μικρός κίνδυνος συντονισμού για συνήθεις δράσεις.
- Πεδίο 4: αμελητέος κίνδυνος συντονισμού.



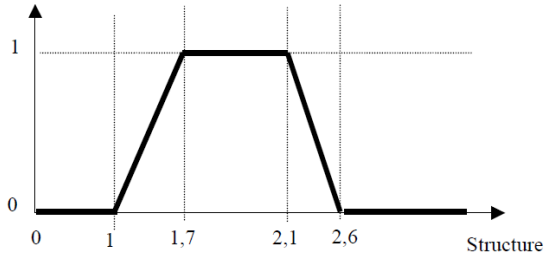
Σχήμα 5.6 Πεδία συχνοτήτων (Hz) για κατακόρυφες και διαμήκεις ταλαντώσεις.

Για τον έλεγχο χρησιμοποιούμε την 1η και 3η ιδιομορφή της πεζογέφυρας, καθώς σε αυτές το κατάστρωμα ταλαντώνεται κατακόρυφα. Έχουμε f_1=3.15 Hz και f_2=5.01 Hz, γεγονός το οποίο τις κατατάσσει στο πεδίο 3 και 4 όπου ο κίνδυνος συντονισμού είναι μικρός και αμελητέος αντίστοιχα.

5.3.3 Υπολογισμός δυναμικού φορτίου ελέγχου

Αναλόγως με την κατηγορία της πεζογέφυρας, υπολογίζεται ένα δυναμικό φορτίο λόγω του βαδίσματος των πεζών, βάσει του οποίου γίνεται ο έλεγχος δυναμικής απόκρισης. Για κατηγορία πεζογέφυρας III λαμβάνεται μια πυκνότητα πεζών ίση με 0.5 pedestrians/m^2 και μέσο βάρος πεζού τα 0.7kN.

Κρίσιμο στοιχείο για τον υπολογισμό του δυναμικού φορτίου αποτελεί ο μειωτικός συντελεστής ψ, που λαμβάνει την πιθανότητα του κινδύνου συντονισμού. Για κατακόρυφες ταλαντώσεις μπορεί να ληφθεί από το παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 5.7 Μειωτικός συντελεστής ψ συναρτήσει της συχνότητας της κατασκευής.

Για f_1=3.15 Hz και f_2=5.01 Hz, η τιμή του συντελεστή ψ προκύπτει ίση με 0, γεγονός το οποίο καταδεικνύει ότι δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχος. Σε αυτή την περίπτωση το πρότυπο SETRA2006 προτείνει τον έλεγχο της δυναμικής απόκρισης με μία δυναμική φόρτιση απομειωμένη σε ένταση αλλά διπλάσια σε συχνότητα.

Για την περίπτωση της 2ης αρμονικής θα εφαρμοστεί στο κατάστρωμα ένα ομοιόμορφο κατακόρυφο δυναμικό φορτίο, το οποίο θα είναι:

$$P_{ver}(t) = d \cdot (70N) \cdot \cos(2\pi f \cdot t) \cdot 10.8 \cdot \sqrt{(\xi/n)} \cdot \psi$$

όπου:

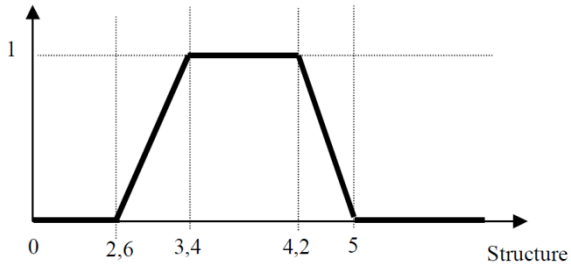
d η πυκνότητα των πεζών ίση με 0.5 πεζοί/m^2

f είναι η συχνότητα της 2ης αρμονικής η οποία είναι ίση με 2· f_1

ξ η απόσβεση της πεζογέφυρας, εδώ λαμβάνεται ίση με 0.03

n ο αριθμός των πεζών, ίσος με d·A = 30.

ψ ο μειωτικός συντελεστής για την 2η αρμονική που λαμβάνεται από το Σχ 5.8, ίσος με 1.



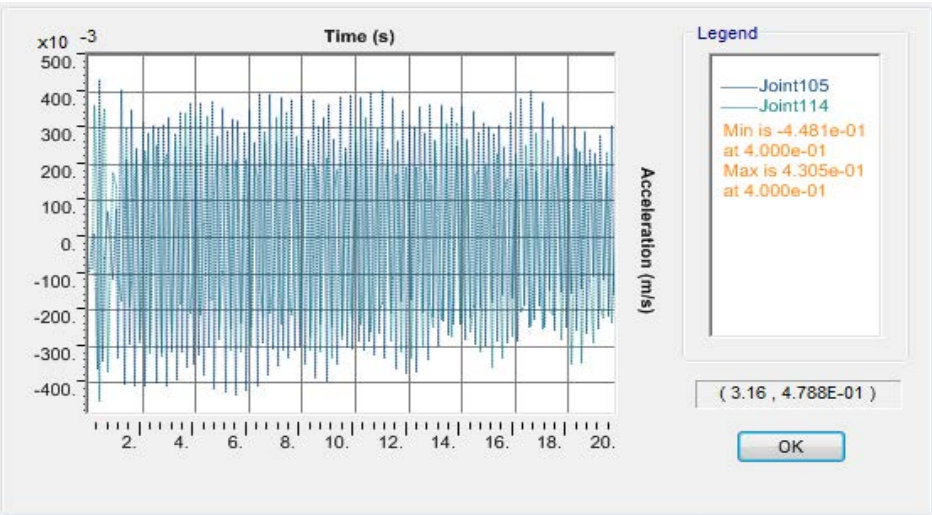
Σχήμα 5.8 Μειωτικός συντελεστής ψ συναρτήσει της συχνότητας της κατασκευής για την 2η αρμονική.

Το δυναμικό φορτίο τελικώς γίνεται:

$$P_{ver}(t) = 0.012kN \cdot \cos(12.6\pi \cdot t)$$

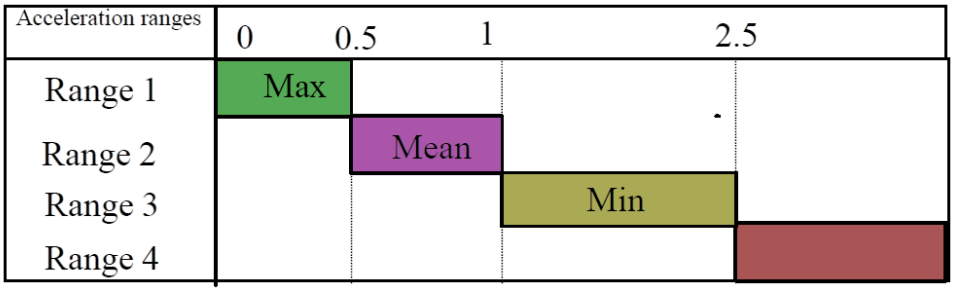
5.3.4 Τελικός έλεγχος επιταχύνσεων καταστρώματος

Εφαρμόζουμε το παραπάνω φορτίο σε όλο το εμβαδόν του καταστρώματος ομοιόμορφα, και πραγματοποιούμε μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Επειδή στον έλεγχο της δυναμικής απόκρισης μιας πεζογέφυρας βασικό κριτήριο είναι το επίπεδο άνεσης των πεζών, εξετάζουμε την επιτάχυνση που αναπτύσσεται κατά την κατακόρυφη διεύθυνση σε διάφορα σημεία του καταστρώματος.



Σχήμα 5.9 Κατακόρυφες τιμές επιτάχυνσης του κόμβου 105 (στα L/2 του καταστρώματος) και του κόμβου 114 (L/4).

Η μέγιστη επιτάχυνση εμφανίζεται στον κόμβο 114, ο οποίος βρίσκεται στα L/4 = 5 m του καταστρώματος, και είναι α_v = 0.48 m/s^2 . Η τιμή αυτή βρίσκεται στο εύρος τιμών όπου σύμφωνα με το σχήμα 5.10 αντιστοιχεί σε πεδίο που αντιστοιχεί στην μέγιστη άνεση για τους πεζούς.



Σχήμα 5.10 Πεδία που ορίζουν τον βαθμό άνεσης των πεζών συναρτήσει της επιτάχυνσης του καταστρώματος λόγω ταλαντώσεων (SÉTRA2006).

Συμπεραίνεται, ότι η πεζογέφυρα πληροί κάθε κριτήριο άνεσης για τους πεζούς και ότι σύμφωνα με τους ελέγχους των κανονισμών δεν υπάρχει κίνδυνος συντονισμού για συνήθη φορτία κυκλοφορίας.

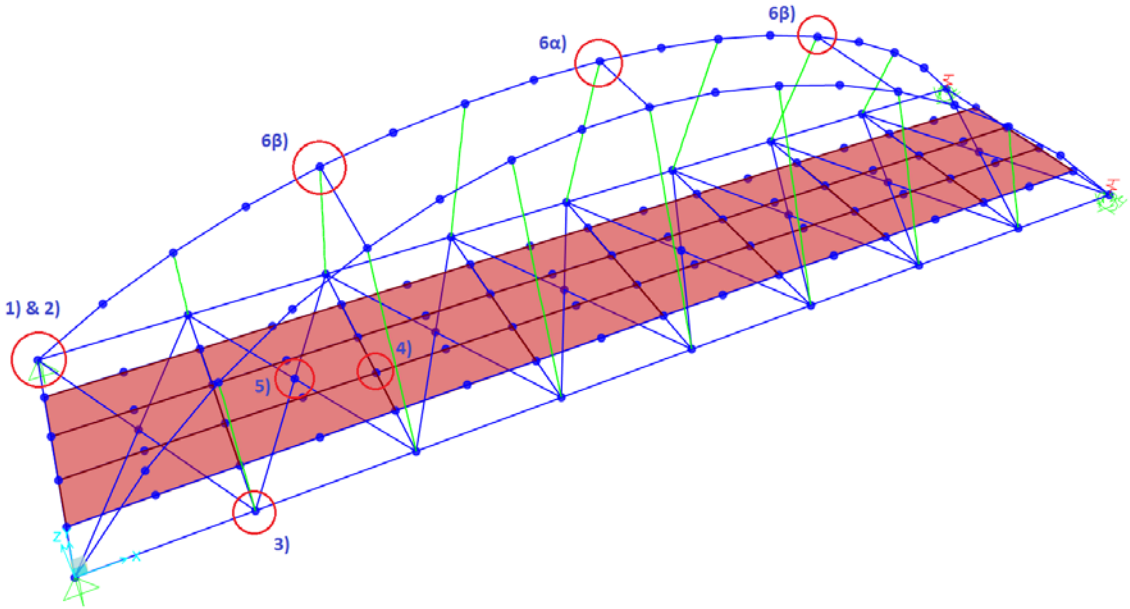
6 Ανάλυση και έλεγχος συνδέσεων

6.1 Γενικά

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στην τοποθεσία του έργου 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 η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων και η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

Όλες οι συνδέσεις της πεζογέφυρας γίνονται σύμφωνα με τις προδιαγραφές που απαιτεί το μέρος EN 1993 1-8 του Ευρωκώδικα. Στον φορέα μελετώνται οι εξής συνδέσεις:

1) Η αρθρωτή σύνδεση μέσω πείρου της στήριξης της πεζογέφυρας.
2) Η σύνδεση κύριας δοκού-τόξου-διαδοκίδας-χιαστί συνδέσμου.
3) Η σύνδεση κυρίας δοκού-διαδοκίδας-χιαστί.
4) Η κεντρική σύνδεση μεταξύ των χιαστί συνδέσμων
5) Η σύνδεση διαδοκίδας-μηκίδας
6) Η σύνδεση των εγκάρσιων συνδέσμων με τα τόξα.



Σχήμα 6.1 Θέσεις τυπικών συνδέσεων στο άνοιγμα της πεζογέφυρας.

Ο έλεγχος της σύνδεσης 1) έγινε με αναλυτικό τρόπο και πράξεις και θα παρουσιαστεί παρακάτω. Για τις υπόλοιπες συνδέσεις χρησιμοποιήθηκε η ακαδημαϊκή έκδοση του λογισμικού IDEA StatiCa Connection, το οποίο παρέχει πλήρη έλεγχο στον σχεδιασμό οποιασδήποτε τοπολογίας μεταλλικής σύνδεσης, πραγματοποιεί ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία και τελικώς, έλεγχο τάσεων των επιμέρους στοιχείων σύμφωνα με τους κανονισμούς της εκάστοτε χώρας.

6.2 Αρθρωτή σύνδεση μέσω πείρου της στήριξης (1)

6.2.1 Γενικά στοιχεία

Η αρθρωτή σύνδεση διαμορφώνεται μέσω αφενός δύο ελασμάτων πάχους α = 30 mm και αφετέρου ελάσματος πάχους b = 40 mm , συνδεόμενων μεταξύ τους με πείρο διαμέτρου d = 37 mm από υλικό ποιότητα 10.9. Τα διάκενα μεταξύ των ελασμάτων έχουν προβλεφθεί ίσα με c = 2 mm και η διάμετρος της οπής είναι d_0 = 40 mm. Η εγκάρσια δύναμη σχεδιασμού στην Ο.Κ.Α είναι F_{Ed} = 352 kN και στην Ο.Κ.Λ $F_{Ed,ser}$ = 14kN. Ο χάλυβας των συνδεόμενων ελασμάτων είναι S355.

6.2.2 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού του πείρου

Δύναμη διάτμησης κάθετη επί τον κορμό:
F_{Ed} = 352 kN

Καμπτική ροπή:
$M_{Ed} = \frac{F_{sd}}{8}(b + 4c + 2a) = \frac{352}{8}(4 + 4 \cdot 0.2 + 2 \cdot 3) = 540\ kNcm$

6.2.3 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά απολήξεων συνδεόμενων ελασμάτων

6.2.3.1 Ενδιάμεσο έλασμα (πάχους 40mm)

Πρέπει:

$$e_1 \geq \frac{F_{ed} \cdot \gamma_{MO}}{2 \cdot b \cdot f_y} + \frac{2d_0}{3} = \frac{352 \cdot 1}{2 \cdot 4 \cdot 35.5} + \frac{2 \cdot 4}{3} \rightarrow e_1 \geq 3.91cm$$

επιλέγεται e_1 = 40 mm

$$f_1 \geq \frac{F_{ed} \cdot \gamma_{MO}}{2 \cdot b \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = \frac{352 \cdot 1}{2 \cdot 4 \cdot 35.5} + \frac{4}{3} \rightarrow f_1 \geq 2.57cm$$

επιλέγεται f_1 = 30 mm

6.2.3.2 Ακραία ελάσματα (πάχους 30mm)

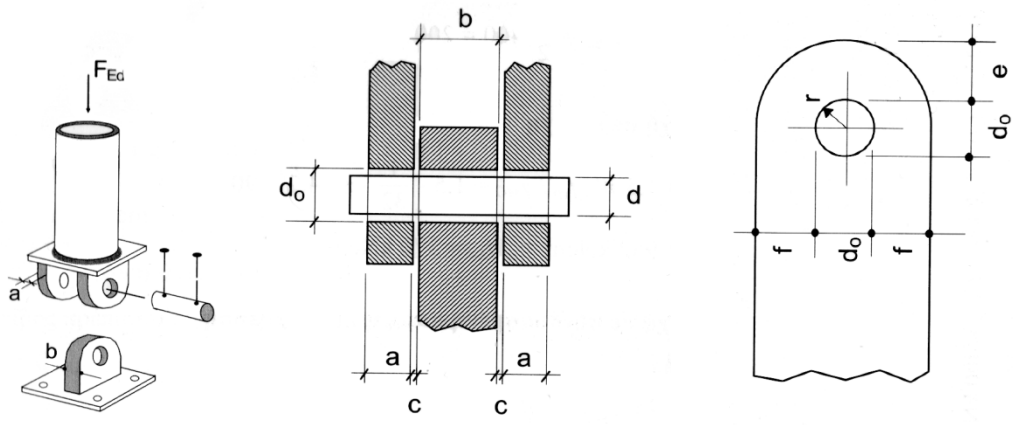
Πρέπει:

$$e_2 \geq \frac{F_{ed} \cdot \gamma_{MO}}{2 \cdot a \cdot f_y} + \frac{2d_0}{3} = \frac{352 \cdot 1}{2 \cdot 3 \cdot 35.5} + \frac{2 \cdot 4}{3} \rightarrow e_2 \geq 4.32cm$$

επιλέγεται e_1 = 45 mm

$$f_2 \geq \frac{F_{ed} \cdot \gamma_{MO}}{2 \cdot a \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = \frac{352 \cdot 1}{2 \cdot 3 \cdot 35.5} + \frac{4}{3} \rightarrow f_2 \geq 2.98cm$$

επιλέγεται f_1 = 30 mm



Σχήμα 6.2 Γενική διάταξη αρθρωτής σύνδεσης με πείρο και απόληξη συνδεόμενων ελασμάτων.

6.2.4 Έλεγχοι επάρκειας πείρου στην οριακή κατάσταση αστοχίας

6.2.4.1 Διατμητική αντοχή

Πρέπει

$$F_{v,Rd} = 0.60 \cdot A \cdot \frac{f_{up}}{\gamma_{M2}} \geq F_{v,Ed}$$

επομένως:

$$F_{v,Rd} = 0.60 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3.7^2 \cdot \frac{100}{1.25} = 516.10kN \geq 0.5 \cdot F_{Ed} = 176kN$$

6.2.4.2 Αντοχή σε κάμψη

$$M_{Rd} = 1.5 \cdot \frac{W_{el} f_{yp}}{\gamma_{MO}} = 1.5 \cdot \frac{1}{32} \cdot \pi \cdot 3.7^2 \cdot \frac{90}{1.00} = 671.33kNcm > M_{ed} = 540kNcm$$

6.2.4.3 Αντοχή σε συνδυασμένη κάμψη και διάτμηση

Πρέπει

$$\left(\frac{M_{ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1 \rightarrow \left(\frac{540}{671}\right)^2 + \left(\frac{176}{516}\right)^2 = 0.65 + 0.12 = 0.77 < 1$$

6.2.4.4 Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b,Rd} = 1.5 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 1.5 \cdot 3.7 \cdot 4 \cdot \frac{35.5}{1.00} = 788.10kN > F_{b,Ed} = 352kN$$

Ο έλεγχος αφορά το ενδιάμεσο έλασμα πάχους b = 40 mm. Για τα εκατέρωθεν ελάσματα πάχους a = 30 mm ο έλεγχος πρέπει να γίνεται για το καθένα με δρώσα δύναμη 176 kN (το ήμισυ της μεταφερόμενης από τη σύνδεση δύναμης), περίπτωση που είναι ευμενέστερη.

6.2.5 Έλεγχοι επάρκειας του πείρου στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

6.2.5.1 Αντοχή σε κάμψη

Εάν ο πείρος πρέπει να είναι αντικαταστάσιμος πρέπει επί πλέον να ισχύει:

$$M_{Rd,ser} = \frac{0.8W_{el}f_{yp}}{\gamma_{M6,ser}} \geq M_{Ed,ser} \rightarrow M_{Rd,ser} = 0.8 \cdot \frac{1}{32} \cdot \pi \cdot 3.7^3 \cdot \frac{90}{1.00} = 358.05\ kNcm > M_{Ed,ser} = 18.9\ kNcm$$

6.2.5.2 Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

Εάν ο πείρος πρέπει να είναι αντικαταστάσιμος πρέπει επιπλέον:

$$F_{b,Rd,ser} = 0.6 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M6,ser}} = 0.6 \cdot 3.7 \cdot 4 \cdot \frac{35.5}{1.00} = 315.25\ kN > 14\ kN$$

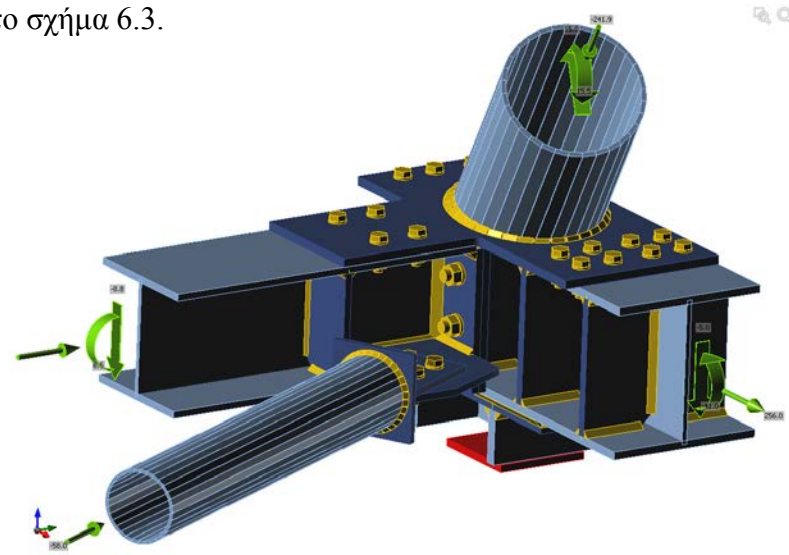
6.3 Σύνδεση κυρίας δοκού-τόξου-διαδοκίδας-χιαστί (2)

Αποτελεί μια από τις πιο κρίσιμες συνδέσεις της γέφυρας, καθώς αστοχία της σύνδεσης θα οδηγήσει σε συνολική αστοχία της κατασκευής. Για κάθε συνδεόμενο μέλος του κόμβου, λαμβάνονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τους συνδυασμούς φόρτισης. Τα εντατικά μεγέθη των μελών τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την διαστασιολόγηση της σύνδεσης είναι τα εξής:

Πίνακας 6.1 Εντατικά μεγέθη συνδεόμενων μελών στη θέση του κόμβου.

Μέλος	*N (kN)*	*V_z (kN)*	*M_y (kNm)*
Κύρια Δοκός (HEA220)	256	-5	-41
Τόξο (D193.7X6.3)	-241.9	15	15.5
Διαδοκίδα (HEA180)	-183	-8.8	6.5
Χιαστί (D101.6X4)	-58	0	0

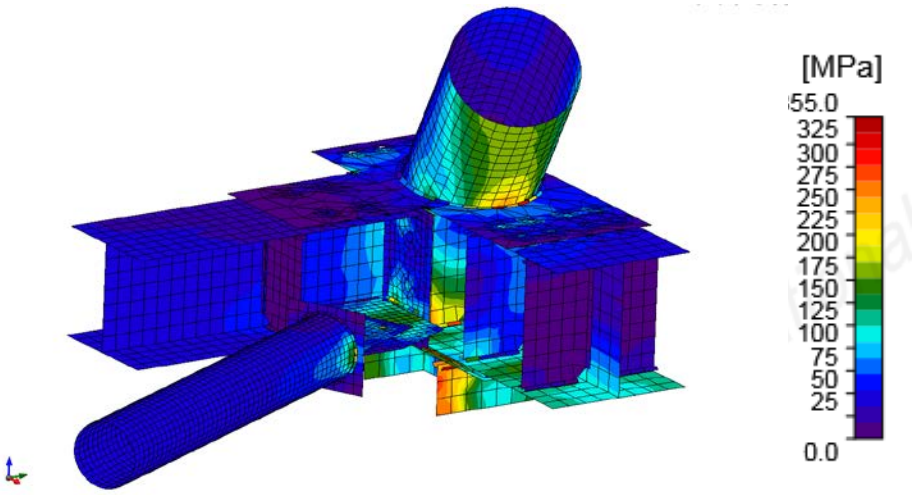
Μετά από διάφορες δοκιμές συνδεσμολογίας του κόμβου καταλήγουμε σε αυτόν που φαίνεται στο σχήμα 6.3.



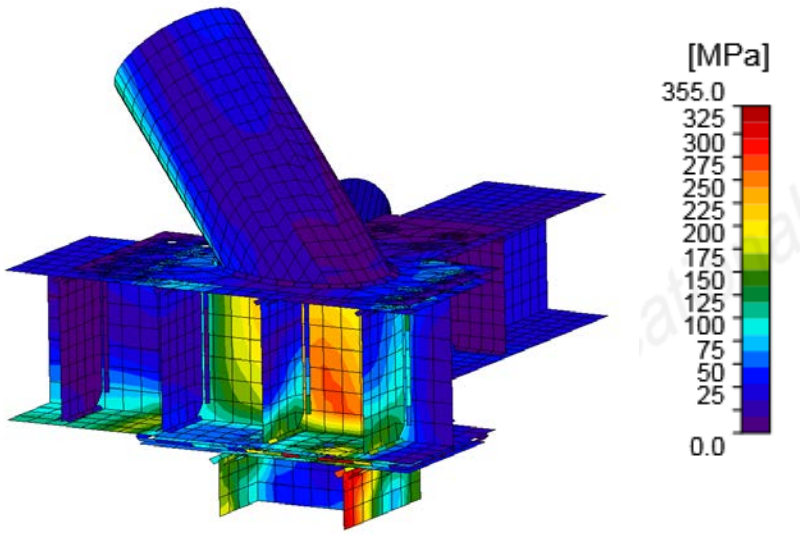
Σχήμα 6.3 Συνδεσμολογία κόμβου (2).

Η σύνδεση των μελών γίνεται με συγκολλήσεις αλλά και κοχλιώσεις. Όλες οι συγκολλήσεις είναι εξωραφές. Αρχικά τοποθετείται μια πλάκα ενίσχυσης πάχους t = 12 mm στην οποία συνδέεται το τοξωτό μέλος με συγκόλληση $t_{συγκ,τοξου}$ = 6 mm. Η πλάκα αυτή συνδέεται στα άνω πέλματα της κυρίας δοκού και της διαδοκίδας με κοχλίες M12 10.9 τύπου D. Τοποθετούνται εγκάρσιες νευρώσεις πάχους $t_{stiffeners}$ = 12 mm με συγκόλληση πάχους $t_{συγκ,stif}$ = 6 mm, ώστε να κατανέμονται όσο το δυνατόν καλύτερα οι θλιπτικές τάσεις που δημιουργεί το τόξο. Η διαδοκίδα συνδέεται με την κύρια δοκό μέσω δύο πλακών σύνδεσης πάχους $t_{μετ}$ = 11 mm με κοχλίες M16 10.9 τύπου D. Ο χιαστί σύνδεσμος συνδέεται με μια συγκολλητή μετωπική πλάκα (καπάκι), η οποία με την σειρά της συνδέεται κοχλιωτά με κοχλίες M12 10.9 τύπου D σε έλασμα (t=10 mm) που έχει συγκολληθεί ανάμεσα στις εγκάρσιες νευρώσεις και το κάτω πέλμα της διαδοκίδας.

Το λογισμικό ελέγχει την επάρκεια της σύνδεσης, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα. Παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες τάσεις των επιμέρους μελών της σύνδεσης.



Σχήμα 6.4 Αναπτυσσόμενες τάσεις της σύνδεσης 2 (Ο.Κ.Α).



Σχήμα 6.5 Πλάγιο προοπτικό αναπτυσσόμενων τάσεων.

Η συγκεκριμένη συνδεσμολογία και τα επιμέρους στοιχεία της (κοχλίες, ελάσματα, νευρώσεις) σύμφωνα με το λογισμικό επαρκούν για τα εντατικά μεγέθη που εισήχθησαν,

γεγονός το οποίο επιβεβαιώνεται και από τις αναπτυσσόμενες τάσεις που δεν ξεπερνούν το όριο διαρροής του χάλυβα S355.

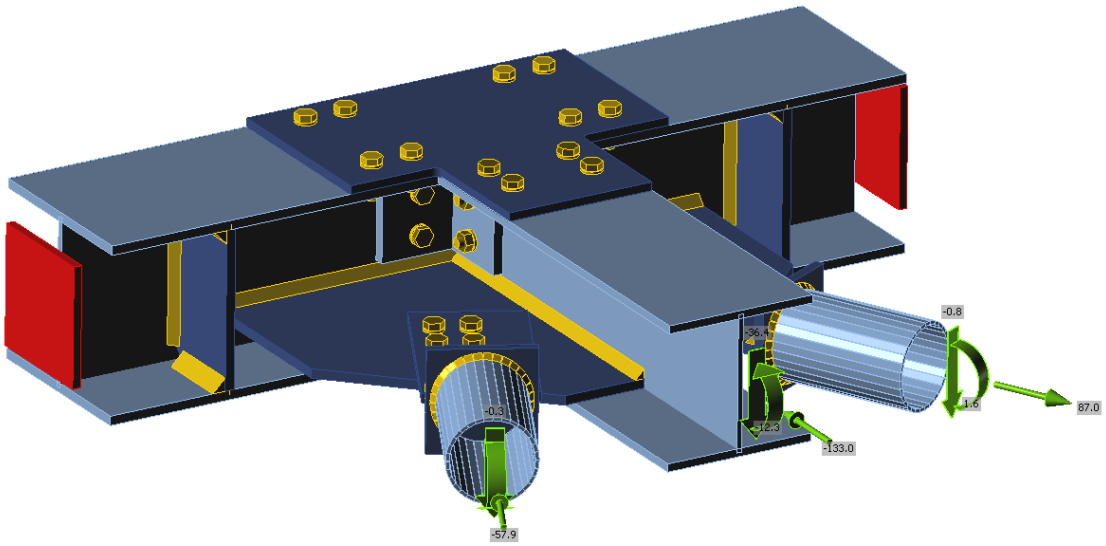
6.4 Σύνδεση κυρίας δοκού-διαδοκίδας-χιαστί (3)

Τα δυσμενέστερα μεγέθη των συνδεόμενων μελών στην θέση του κόμβου εμφανίζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.2 Εντατικά μεγέθη επιμέρους μελών της σύνδεσης (3).

Μέλος	*N (kN)*	*V_z (kN)*	*M_y (kNm)*
Διαδοκίδα (HEA180)	-133	-36.38	-12.31
Χιαστί (1) (D101.6X4)	-57.9	-0.31	1.16
Χιαστί (2) (D101.6X4)	87.01	-0.809	1.63

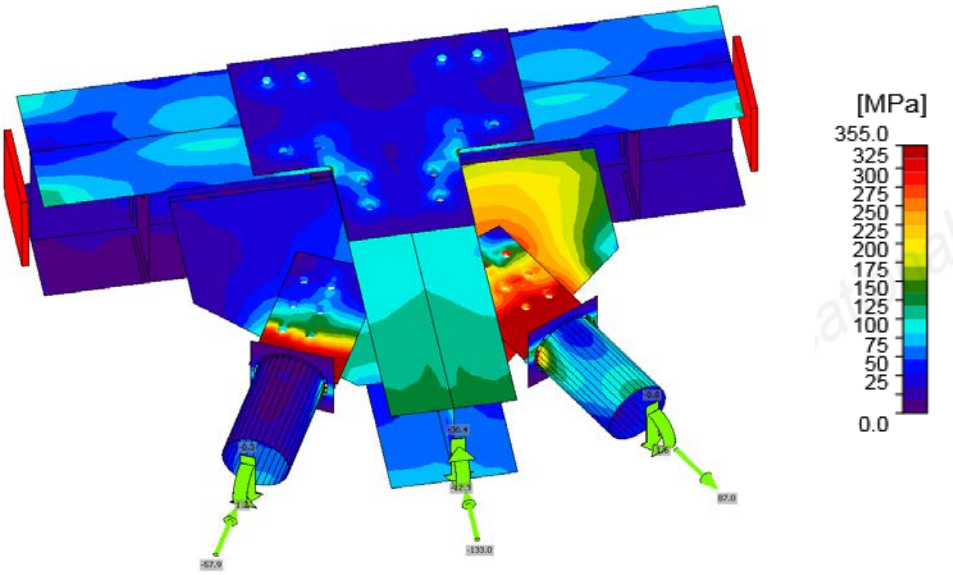
Επιλέγεται η συνδεσμολογία που φαίνεται στο σχήμα 6.6.



Σχήμα 6.6 Προοπτικό της γεωμετρίας της σύνδεσης (3).

Η κύρια δοκός με την διαδοκίδα συνδέονται με δύο τρόπους. Τοποθετείται μια πλάκα σύνδεσης που συνδέεται κοχλιωτά με κοχλίες M12 10.9 τύπου D με τα άνω πέλματα της διαδοκίδας και της κυρίας δοκού. Επίσης συνδέονται οι κορμοί τους με δύο γωνιακά ελάσματα L100X12 που κοχλιώνονται με την ίδια ποιότητα κοχλιών. Χρησιμοποιούνται εγκάρσιες νευρώσεις πάχους t = 11 mm στην κύρια δοκό με συγκόλληση πάχους t_{stiff}= 6 mm. Η σύνδεση των χιαστί συνδέσμων ακολουθεί την λογική που περιγράφηκε στη σύνδεση (2).

Το λογισμικό ελέγχει την επάρκεια της σύνδεσης, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα. Παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες τάσεις των επιμέρους μελών της σύνδεσης.



Σχήμα 6.7 Αναπτυσσόμενες τάσεις στην σύνδεση (3).

Η συγκεκριμένη συνδεσμολογία και τα επιμέρους στοιχεία της (κοχλίες, ελάσματα, νευρώσεις) σύμφωνα με το λογισμικό επαρκούν για τα εντατικά μεγέθη που εισήχθησαν. Υπάρχει μια μικρή πλαστικοποίηση της τάξης του 0.35% ,όταν αναπτύσσεται εφελκυσμός στον χιαστί σύνδεσμο, κάτι το οποίο είναι μέσα στα επιτρεπτά όρια του Ευρωκώδικα. Επίσης ο συνδυασμός φόρτισης που χρησιμοποιείται για τον έλεγχο της σύνδεσης είναι κατά πολύ δυσμενέστερος από τις πραγματικές συνθήκες. Σε όλα τα υπόλοιπα σημεία της σύνδεσης οι τάσεις δεν ξεπερνούν το όριο διαρροής του χάλυβα S355.

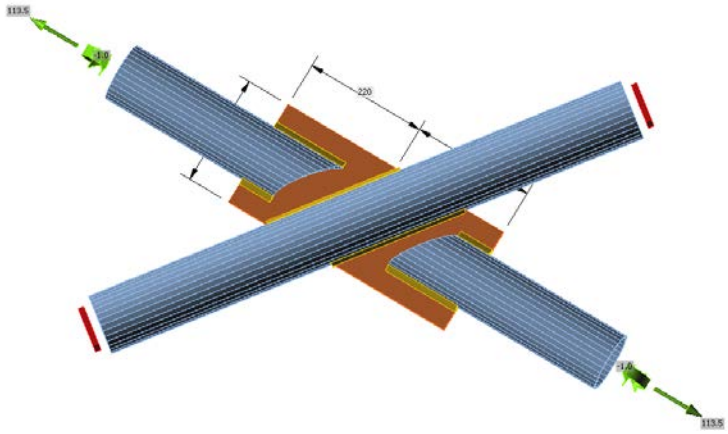
6.5 Κεντρική σύνδεση χιαστί συνδέσμων (4)

Τα δυσμενέστερα μεγέθη των συνδεόμενων μελών στην θέση του κόμβου εμφανίζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.3 Εντατικά μεγέθη επιμέρους μελών της σύνδεσης (4).

Μέλος	*N (kN)*	*Vz (kN)*	*My (kNm)*
Χιαστί (Περίπτωση 1)	-58	0	0
Χιαστί (Περίπτωση 2)	113.5	-1	0.7

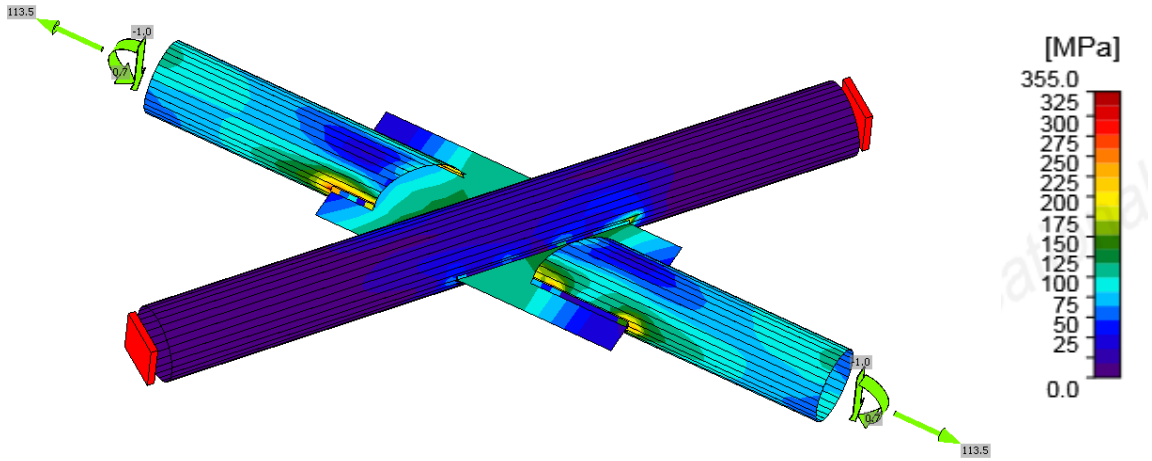
Επιλέχθηκε ο παρακάτω τρόπος σύνδεσης των χιαστί συνδέσμων.



Σχήμα 6.8 Γεωμετρία της σύνδεσης (4).

Οι χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνδέονται συγκολλητά. Στον ένα σύνδεσμο γίνεται μια τομή την οποία διαπερνάει μια ορθογωνική πλάκα σύνδεσης διαστάσεων 440x200 mm και πάχους t= 10 mm. Στα σημεία που τέμνει το έλασμα τον χιαστί σύνδεσμο γίνεται εξωραφή πάχους t= 4 mm. Στην πλάκα σύνδεσης συγκολλείται και ο άλλος σύνδεσμος χιαστί ο οποίος έχει τμηθεί σε δύο σημεία εκατέρωθεν του άλλου συνδέσμου. Το πάχος της συγκόλλησης εκεί είναι πάχους t = 7 mm.

Το λογισμικό ελέγχει την επάρκεια της σύνδεσης, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα. Παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες τάσεις των επιμέρους μελών της σύνδεσης.



Σχήμα 6.9 Αναπτυσσόμενες τάσεις στην σύνδεση (4).

Η συγκεκριμένη συνδεσμολογία και τα επιμέρους στοιχεία της (ελάσματα, συγκολλήσεις) σύμφωνα με το λογισμικό επαρκούν για τα εντατικά μεγέθη που εισήχθησαν, γεγονός το οποίο επιβεβαιώνεται και από τις αναπτυσσόμενες τάσεις που δεν ξεπερνούν το όριο διαρροής του χάλυβα S355.

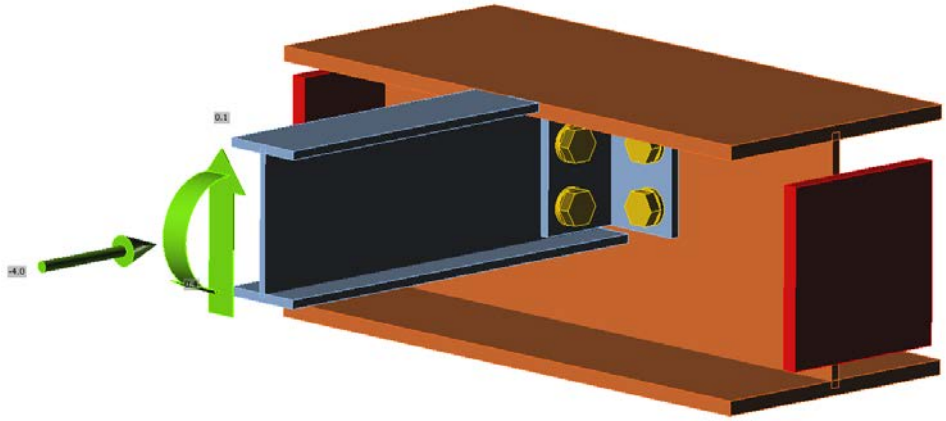
6.6 Σύνδεση διαδοκίδας-μηκίδας (5)

Τα δυσμενέστερα μεγέθη των συνδεόμενων μελών στην θέση του κόμβου εμφανίζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.4 Εντατικά μεγέθη επιμέρους μελών της σύνδεσης (5).

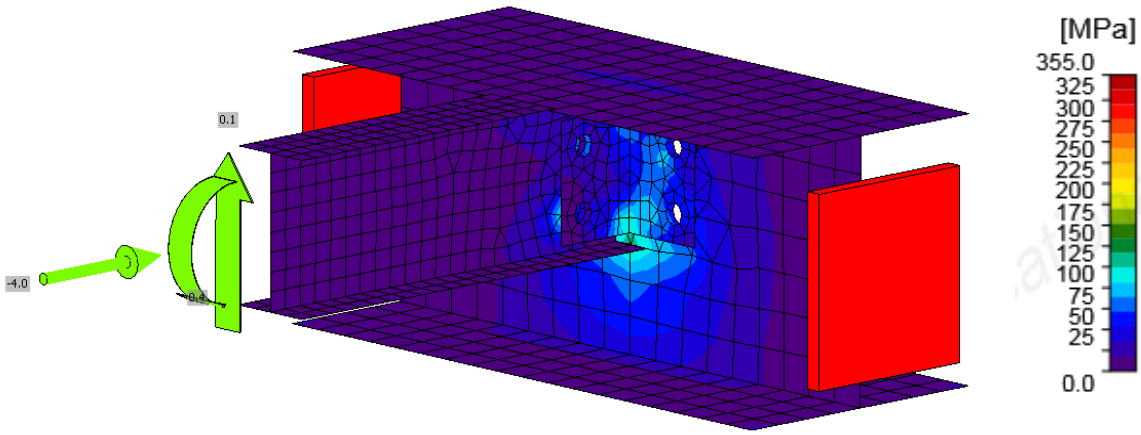
Μέλος	*N (kN)*	*Vz (kN)*	*My (kNm)*
Μηκίδα (IPE100)	-4	0.1	0.4

Η μηκίδα δεν μεταφέρει σημαντικά εντατικά μεγέθη στην διαδοκίδα, οπότε επιλέγεται μια απλή συνδεσμολογία. Γίνεται μια εγκοπή στο πάνω μέρος της μηκίδας (IPE100) σε τέτοιο βάθος ώστε να εφαρμόζει η μηκίδα στον κορμό της διαδοκίδα (HEA180). Έπειτα συνδέονται οι δύο κορμοί των μελών με δύο γωνιακά ελάσματα L60X6 που κοχλιώνονται με οκτώ (8) κοχλίες M12 10.9 τύπου D



Σχήμα 6.10 Συνδεσμολογία μηκίδας-διαδοκίδας.

Το λογισμικό ελέγχει την επάρκεια της σύνδεσης, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα. Παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες τάσεις των επιμέρους μελών της σύνδεσης.



Σχήμα 6.11 Αναπτυσσόμενες τάσεις στην σύνδεση μηκίδας-διαδοκίδας.

Η συγκεκριμένη συνδεσμολογία μεταξύ μηκίδας-διαδοκίδας σύμφωνα με το λογισμικό επαρκούν για τα εντατικά μεγέθη που εισήχθησαν, γεγονός το οποίο επιβεβαιώνεται και από τις αναπτυσσόμενες τάσεις που δεν ξεπερνούν το όριο διαρροής του χάλυβα S355.

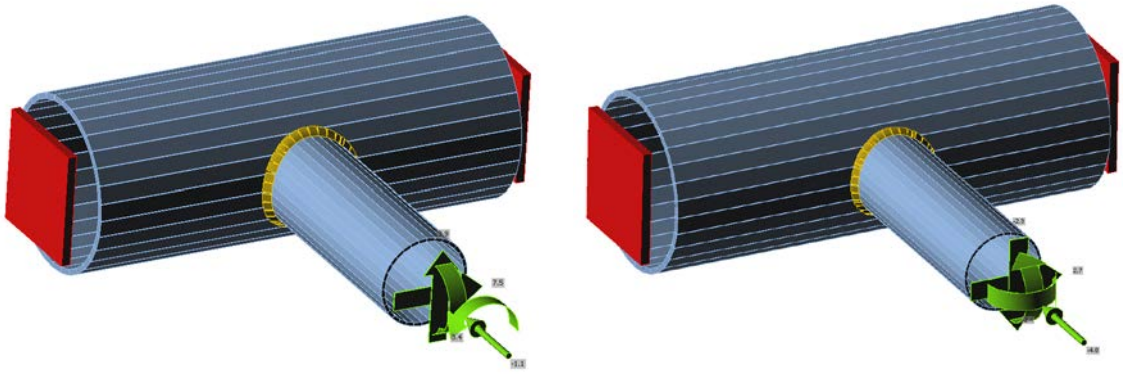
6.7 Συνδέσεις των εγκάρσιων συνδέσμων με τα τόξα 6α) & 6β)

Τα δυσμενέστερα μεγέθη των συνδεόμενων μελών στην θέση των κόμβων εμφανίζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.5 Εντατικά μεγέθη συνδέσεων.

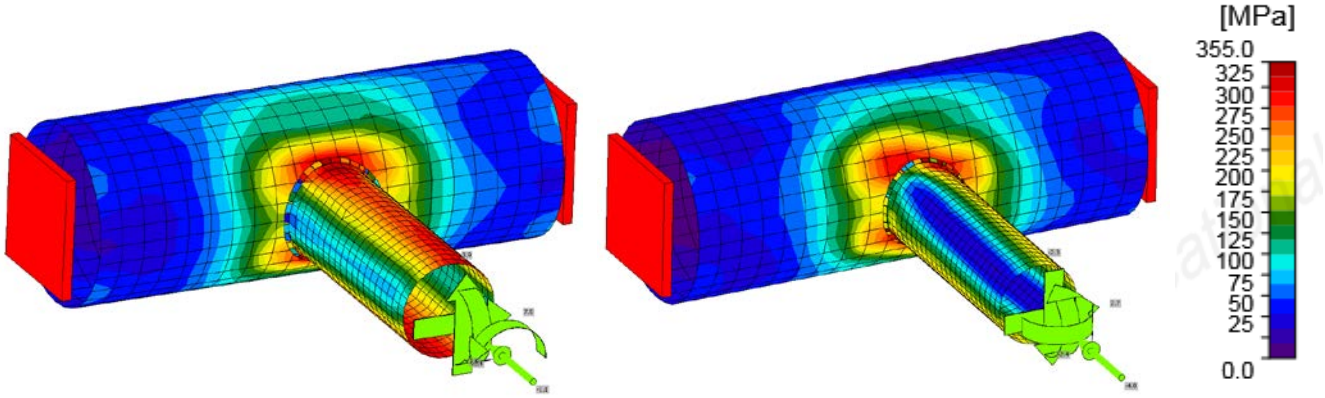
Μέλος	*N (kN)*	*Vz (kN)*	*My (kN)*	*Vy (kN)*	*Mz (kNm)*
6α) D101.6X4	1.12	7.48	7.45	3.92	3.39
6β) D88.9X3.2	-3.39	-2.26	-2.38	2.66	3.69

Η σύνδεση των εγκάρσιων συνδέσμων των τόξων γίνεται με απλή εξωραφή πάχους t = 6 mm και φαίνεται παρακάτω.



Σχήμα 6.12 Γεωμετρία και φορτίσεις συνδέσεων 6α) (αριστερά) και 6β) (δεξιά).

Το λογισμικό ελέγχει την επάρκεια της σύνδεσης, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα. Παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες τάσεις των επιμέρους μελών της σύνδεσης. Παρακάτω εμφανίζονται τα διαγράμματα των αναπτυσσόμενων τάσεων.



Σχήμα 6.13 Αναπτυσσόμενες τάσεις στις συνδέσεις 6α) και 6β) αντίστοιχα.

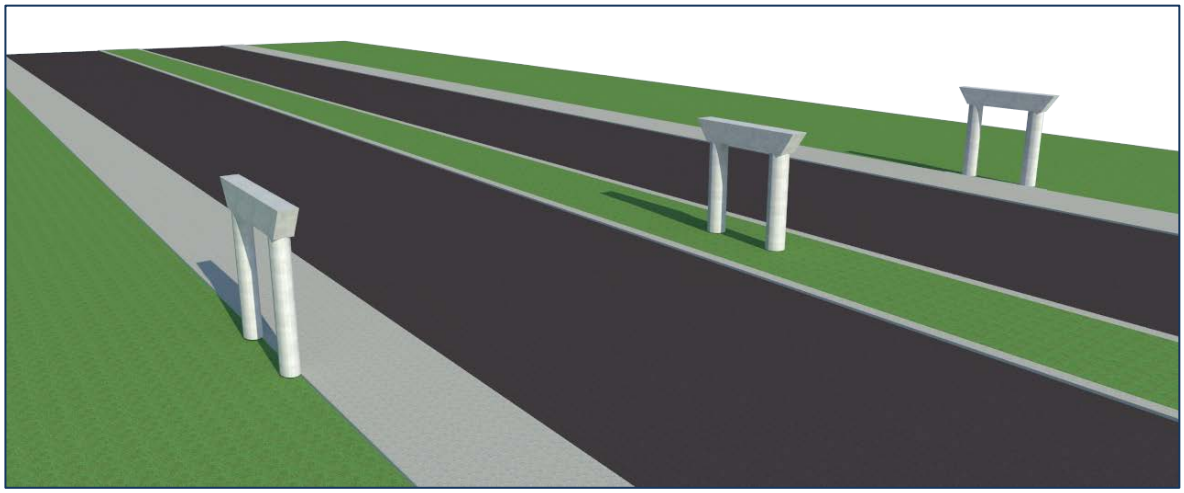
Υπάρχει μια μικρή πλαστικοποίηση της τάξης του 0.3% (μέσα στα επιτρεπτά όρια) στο τοξωτό μέλος, ενώ όλα τα υπόλοιπα σημεία εμφανίζουν τάσεις μικρότερες από το όριο διαρροής του χάλυβα S355. Η πλαστικοποίηση αυτή μπορεί να εξαλειφθεί αυξάνοντας τοπικά το πάχος του τοξωτού μέλος με ένα μεταλλικό έλασμα το οποίο θα το «αγκαλιάσει» περιμετρικά. Οι συνδέσεις επαρκούν στον έλεγχο της οριακής κατάστασεις αστοχίας.

7 Κατασκευή-ανέγερση πεζογέφυρας

7.1 Περιγραφή διαδικασίας

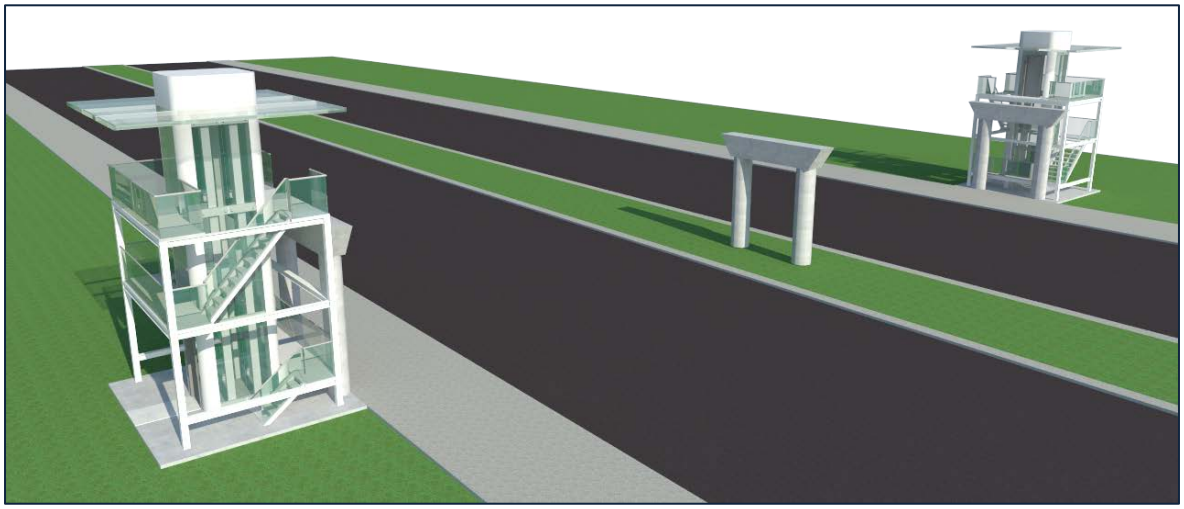
Ένα από τα θετικά στοιχεία σχεδιασμού του συγκεκριμένου τύπου τοξωτής πεζογέφυρας, αποτελεί το ότι μπορεί να συναρμολογηθεί μερικώς, κατά ένα μεγάλο μέρος της, στο εργοτάξιο και ύστερα να μεταφερθεί και να τοποθετηθεί στο τελικό σημείο.

Αρχικώς συναρμολογούνται τα βασικά μέλη των δύο ανοιγμάτων της πεζογέφυρας στο εργοτάξιο. Δεν τοποθετούνται ακόμα τα καλώδια, το ξύλινο κατάστρωμα, τα γυάλινα κιγκλιδώματα και οποιοδήποτε ηλεκτρολογικός εξοπλισμός. Παράλληλα γίνεται η ανέγερση των βάθρων από ωπλισμένο σκυρόδεμα, πάνω στα οποία θα εδραστούν τα δύο ανοίγματα της πεζογέφυρας.



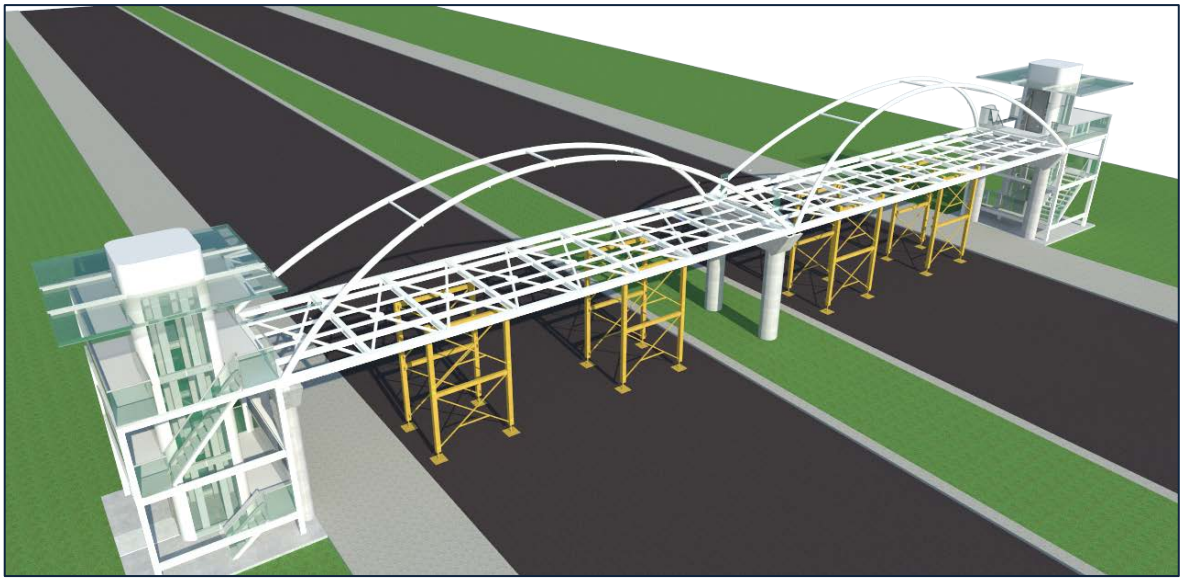
Σχήμα 7.1 Ανέγερση βάθρων ωπλισμένου σκυροδέματος.

Συναρμολογούνται οι μεταλλικοί πυργίσκοι ανάβασης και εγκαθίστανται ο ηλεκτρολογικός και μηχανολογικός εξοπλισμός.



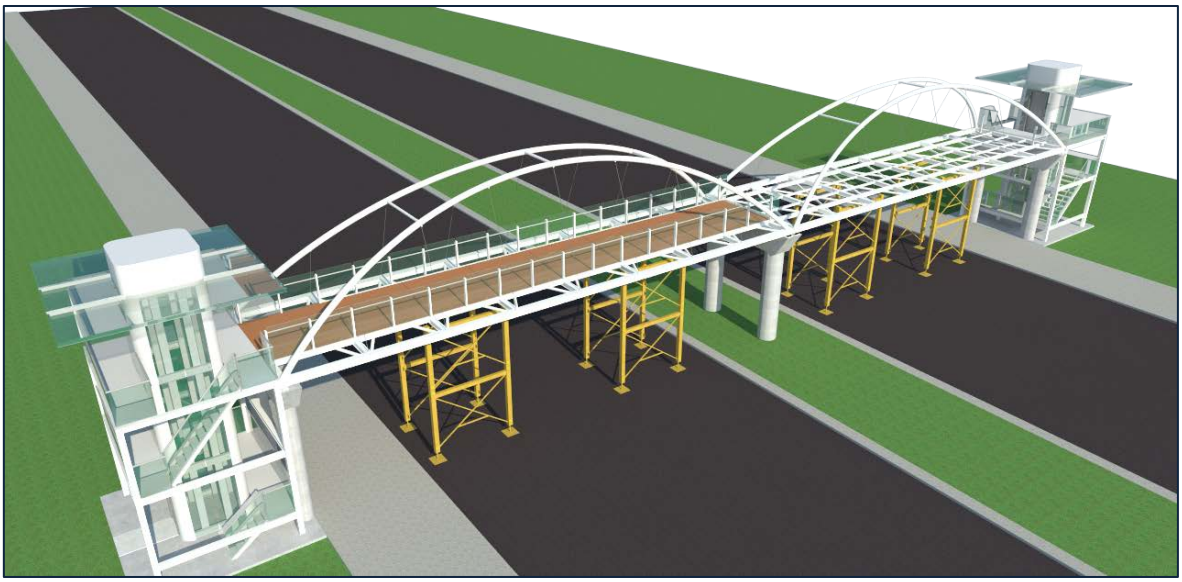
Σχήμα 7.2 Ανέγερση μεταλλικών πυργίσκων και εγκατάσταση εξοπλισμού.

Έπειτα τοποθετούνται με γερανό τα ανοίγματα της πεζογέφυρας στηριζόμενα στα βάθρα αλλά και σε προσωρινά μεταλλικά ικριώματα για την αποφυγή δημιουργίας βελών στο κατάστρωμα.



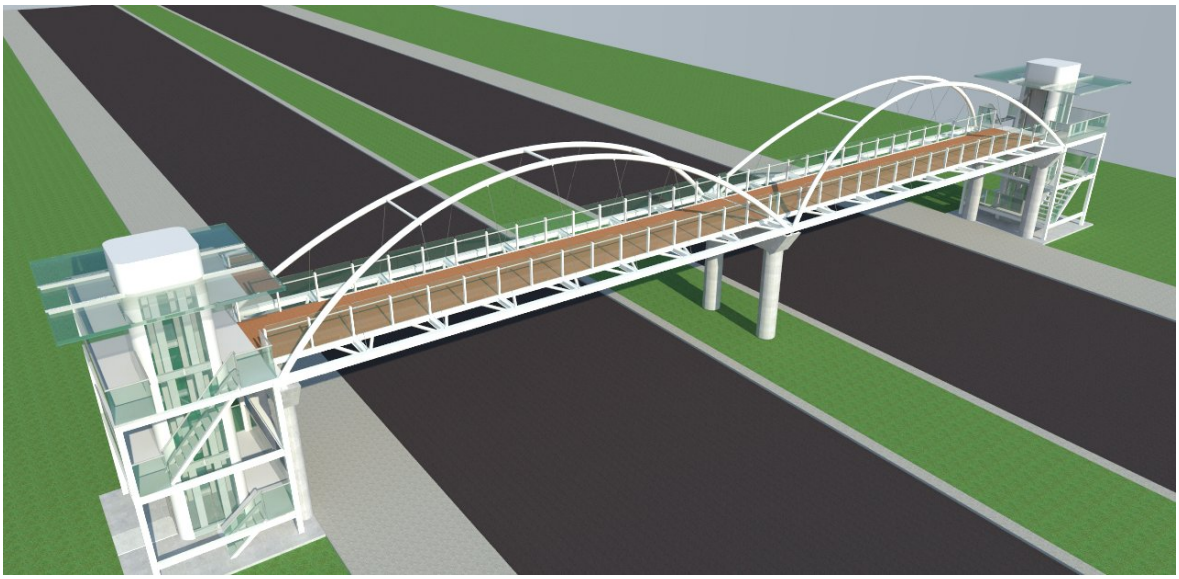
Σχήμα 7.3 Τοποθέτηση ανοιγμάτων στα βάθρα και τα ικριώματα.

Στην συνέχεια τοποθετούνται τα καλώδια και τους εφαρμόζεται η προένταση που έχει υπολογιστεί. Αφού έχει εξασφαλισθεί το αντιβέλος στον φορέα διαστρώνεται το ξύλινο κατάστρωμα και τα γυάλινα κιγκλιδώματα και τελικώς αφαιρούνται τα ικριώματα.

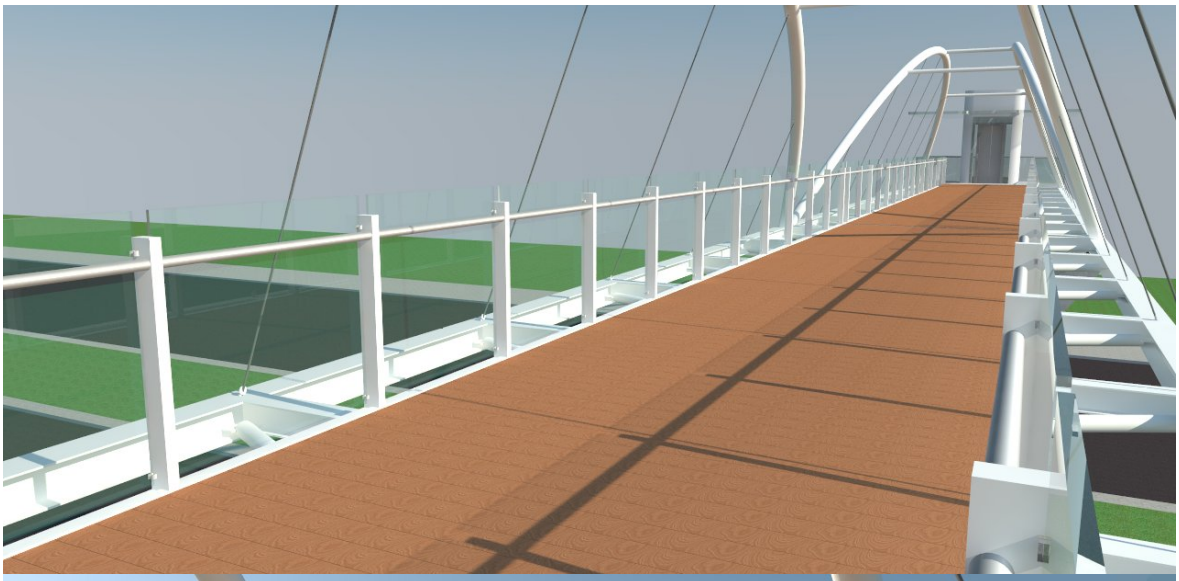


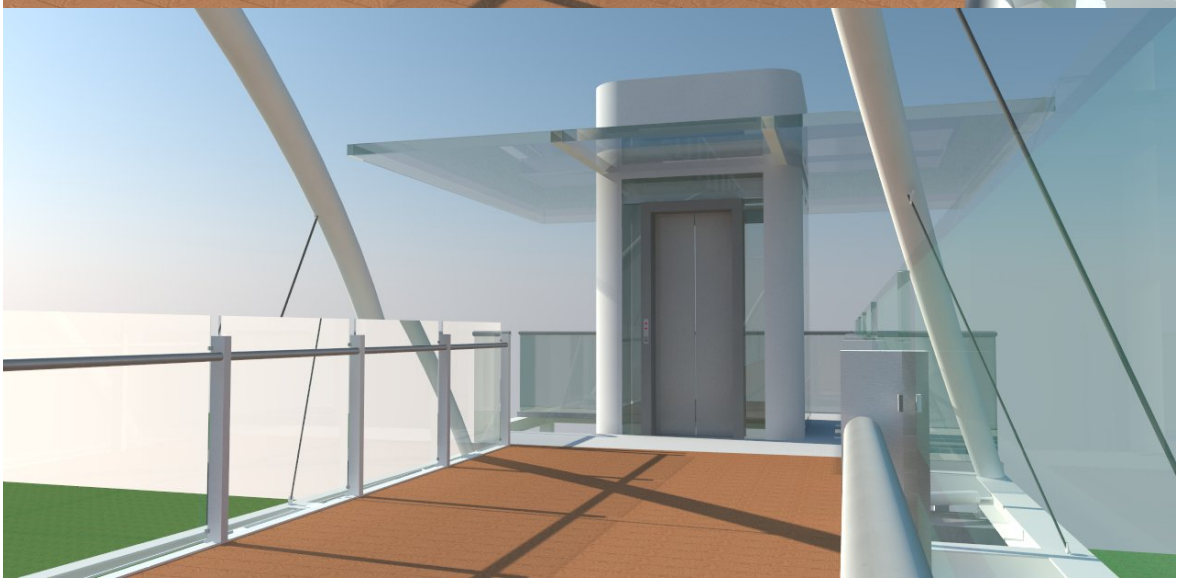
Σχήμα 7.4 Προένταση καλωδίων και μετέπειτα τοποθέτηση καταστρώματος και κιγκλιδωμάτων.

Γίνονται οι εγκαταστάσεις των λοιπών ηλεκτρολογικών εξοπλισμών, οι τελικοί έλεγχοι ότι η κατασκευή έχει τοποθετηθεί και συναρμολογηθεί κατά τον τρόπο τον οποίο σχεδιάστηκε και η πεζογέφυρα τελικώς, δίνεται στην κυκλοφορία.



Σχήμα 7.5 Προοπτικό γέφυρας στην τελική της μορφή.





Σχήματα 7.6 & 7.7 Φωτορεαλιστικές απόψεις σημείων του καταστρώματος (Google SketchUp)

8 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. ITF (2012), Pedestrian Safety, Urban Space and Health, OECD Publishing, http://dx.doi.org/10.1787/9789282103654-en
5. Μιχάλτσος Γ., (2005). «Προβλήματα δυναμικής των σίδηρων γεφυρών», Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
6. Chopra A., (2010). «Δυναμική των κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
7. Svensson H., (2012). «CABLE-STAYED BRIDGES 40 Years of Experience Worldwide», Publisher Ernst & Sohn.
8. Technical Department for Transport, Roads and Bridges Engineering and Road Safety (Service d'études techniques des routes et autoroutes - Sétra), (2006). «Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading», Publisher SETRA
9. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
10. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
11. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
12. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
13. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.
14. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
    EN1993-1-5: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα: Μέρος 1.5: Μέλη από επίπεδα ελάσματα, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
15. EN1993-1-8: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα: Μέρος 1.8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
16. EN1993-1-11: Eurocode 3: Design of steel structures: Part 1.11: Design of structures with tension components, CEN, Brussels, February 2003.
17. EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
18. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
19. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Αύγουστος 2005
20. EN 1337-1, Structural bearings - Part 1: General design rules, CEN, Brussels, April 2000.