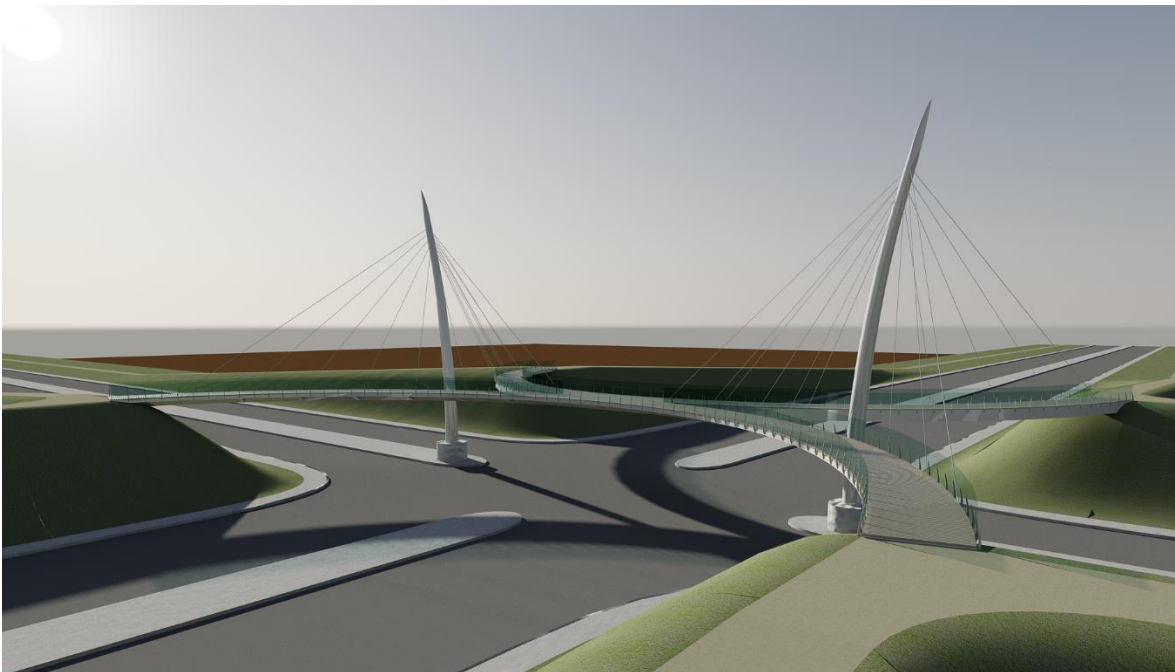




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός μεταλλικής καλωδιωτής πεζογέφυρας με δίδυμους πυλώνες



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ζαχαρίου Μ. Δημήτρης

Επιβλέπων: κ. Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Οκτώβριος 2015

ΕΜΚ ΔΕ 2015/26

Ζαχαρίου Δ. Μ. (2015).
Σχεδιασμός μεταλλικής καλωδιωτής πεζογέφυρας με δίδυμους πυλώνες
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/26
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Zachariou D. M. (2015).
Design of a cable-stayed footbridge with twin pillars
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2015/26
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	5
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή	9
1.1 Γενικά	9
2 Μόρφωση γέφυρας	15
2.1 Εισαγωγή	15
2.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	15
2.3 Επιμέρους στοιχεία	16
2.3.1 Κύριες (μεγάλες) δοκοί	18
2.3.2 Μεσαίο τμήμα κύριων δοκών	19
2.3.3 Δευτερεύουσες (μικρές) δοκοί	20
2.3.4 Διαδοκίδες	21
2.3.5 Πυλώνες	22
2.3.6 Καλώδια	23
2.4 Υλικά	23
3 Δράσεις	25
3.1 Εισαγωγή	25
3.2 Μόνιμες Δράσεις	25
3.2.1 Ίδιο βάρος μεταλλικού φορέα (G)	25
3.2.2 Ίδιο βάρος ξύλινου καταστρώματος (G')	25
3.2.3 Ίδιο βάρος κιγκλιδώματος (G'')	25
3.2.4 Προένταση καλωδίων (P)	25
3.3 Μεταβλητές δράσεις	25
3.3.1 Δράσεις κυκλοφορίας	26
3.3.2 Δράσεις ανέμου	27
3.3.3 Θερμικές δράσεις	36
3.4 Τυχηματικές δράσεις	39
3.5 Σεισμικές δράσεις	39
3.5.1 Μέθοδος φασματικής απόκρισης	39
4 Συνδυασμοί δράσεων	43
4.1 Γενικά	43
4.2 Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ο.Κ.Α.)	43
4.3 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)	44
4.4 Ειδικά για πεζογέφυρες	45
5 Παρουσίαση προσομοιώματος	49
5.1 Λογισμικό Sofistik	49
5.2 Διαδικασία προσομοίωσης – μοντελοποίησης	50
5.2.1 Ορισμός υλικών	50
5.2.2 Ορισμός διατομών	50
5.2.3 Σχεδιασμός γεωμετρίας, εισαγωγή δομικών στοιχείων και συνοριακών συνθηκών ...	53
5.2.4 Εισαγωγή φορτίων	54
6 Διαστασιολόγηση, ανάλυση και έλεγχος	57
6.1 Γενικά	57

6.2	Κατηγοριοποίηση διατομών.....	57
6.3	Κύρτωση ελασμάτων λόγω διατμητικών τάσεων	59
6.4	Έλεγχοι σε Ο.Κ.Α.....	59
6.4.1	Κύριες δοκοί.....	60
6.4.2	Δευτερεύουσες δοκοί	61
6.4.3	Διαδοκίδες.....	63
6.4.4	Πυλώνες.....	64
6.4.5	Μεσαίο τμήμα κύριας δοκού.....	65
6.4.6	Καλώδια	67
6.5	Έλεγχοι σε Ο.Κ.Α.....	71
6.5.1	Περιορισμός τάσεων στα καλώδια.....	72
6.5.2	Μέγιστη βύθιση καταστρώματος.....	72
6.5.3	Διαφορική βύθιση καταστρώματος.....	73
6.5.4	Βύθιση καταστρώματος σε ηρεμία.....	74
7	Έλεγχος πυλώνων έναντι λυγισμού.....	75
7.1	Γενικά περί λυγισμού	75
7.2	Έλεγχος πυλώνων με τη γενική μέθοδο	75
8	Μελέτη δυναμικής απόκρισης.....	79
8.1	Γενικά περί δυναμικών φορτίων.....	79
8.2	Δυναμική ανάλυση	79
8.3	Δυναμική επίδραση βαδίσματος πεζών	80
8.4	Προσομοίωση δυναμικού φορτίου πεζών	80
8.5	Δυναμική ανάλυση	83
9	Στηρίξεις.....	87
10	Συνδέσεις.....	91
10.1	Συγκολλήσεις.....	91
10.2	Σύνδεση καλωδίων.....	92
11	Ανέγερση.....	95
12	Βιβλιογραφία.....	99

Σχεδιασμός μεταλλικής καλωδιωτής πεζογέφυρας με δίδυμους πυλώνες
Ζαχαρίου Δ. Μ. (Επιβλέπων: κ. Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη μίας μεταλλικής καλωδιωτής πεζογέφυρας. Ιδιαίτερο χαρακτηριστικό αυτής της πεζογέφυρας αποτελεί η ζεύξη τεσσάρων σημείων. Η υπό μελέτη περιοχή είναι μία διασταύρωση στο Αϊντχόβεν, Ολλανδία. Παρουσιάζεται μία εναλλακτική της ήδη υπάρχουσας, κυκλικής γέφυρας, που με μικρές προσαρμογές θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και σε άλλες περιπτώσεις.

Αρχικά γίνεται μία σύντομη εισαγωγή με ιδιαίτερη έμφαση σε άλλες περιπτώσεις ζεύξης τεσσάρων σημείων. Στη συνέχεια περιγράφονται εκτενέστερα η γεωμετρία, τα επιμέρους στοιχεία και τα υλικά της πεζογέφυρας.

Στα επόμενα κεφάλαια περιγράφονται αναλυτικά οι δράσεις που ασκούνται στο φορέα καθώς και η διαδικασία υπολογισμού τους. Παρουσιάζονται οι καταστάσεις σχεδιασμού των κανονισμών και οι συνδυασμοί των δράσεων που τελικά υλοποιήθηκαν στη μελέτη.

Στη συνέχεια περιγράφεται το λογισμικό Sofistik και τα βασικά βήματα της διαδικασίας που ακολουθήθηκε για την εισαγωγή του προσομοιώματος σε αυτό. Ακολούθως, αφού γίνει μία επεξήγηση της διαδικασίας που ακολουθήθηκε για τη διαστασιολόγηση, παρουσιάζονται οι τελικοί έλεγχοι στις διάφορες οριακές καταστάσεις σχεδιασμού και λειτουργικότητας. Πιο ιδιαίτεροι έλεγχοι όπως έλεγχος λυγισμού, δυναμικής απόκρισης, στηρίξεων και συνδέσεων παρουσιάζονται σε μεμονωμένα κεφάλαια.

Τέλος, απεικονίζονται μέσα από εικόνες τα κύρια βήματα της διαδικασίας ανέγερσης της πεζογέφυρας.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2015/26

Design of a cable-stayed footbridge with twin pillars

Zachariou D. M. (Supervisor: Thanopoulos P.)

Abstract

The current dissertation approaches the design and analysis of a cable stayed footbridge. Distinctive feature of this footbridge is the four-point connection capability. The under study area is a junction in the town of Eindhoven, Netherlands. An alternative to the already existing circular footbridge at the junction is being studied, which with a few modifications can be used as a solution to other cases also.

Initially, a brief introduction is made with emphasis on other four-point connection capable footbridges. Then, geometry, elements, and materials of the footbridge are further described.

In the following chapters, actions and their calculation procedures are described in detail. Eurocodes design situations and actions combinations that materialized are also mentioned.

The main steps for the built of the static model using the Sofistik software are described next. The procedure for the dimensioning of the cross-sections is explained, followed by the final checks according to ultimate and service limit states. Individual chapters are dedicated for more specific checks like buckling, dynamic response, bearings and connections.

Lastly, through images, construction process of the footbridge is portrayed.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, Λέκτορα του τομέα Δομοστατικής, κ. Παύλο Θανόπουλο, για την άμεση και συνεχή βοήθεια καθώς και καθοδήγηση που μου προσέφερε καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής.

Επίσης, ευχαριστώ όλο το διδακτικό προσωπικό της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών αλλά και γενικότερα του ΕΜΠ για τις γνώσεις που μου προσέφεραν αυτά τα 5 χρόνια φοίτησής μου στο ίδρυμα.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένειά μου και στους φίλους μου για την διαχρονική συμπαράσταση, υποστήριξη και κατανόησή τους.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Βασική επιδίωξη σε αυτή τη διπλωματική εργασία ήταν ο σχεδιασμός και η ανάλυση μίας γέφυρας που να εκπληρώνει την ανάγκη ζεύξης τεσσάρων σημείων. Επιλέχθηκε μελέτη πεζογέφυρας, κυρίως λόγω της ελευθερίας στο σχεδιασμό της μορφής της σε αντίθεση με τους αυστηρούς κανόνες που διέπουν τη γεωμετρία των οδικών και σιδηροδρομικών γεφυρών.

Αρχικά έγινε μία έρευνα αναζητώντας πως υλοποιήθηκαν στη πράξη πεζογέφυρες με απαίτηση ζεύξης πέραν των δύο σημείων. Όπως φαίνεται στις επόμενες εικόνες όλες η λύσεις έχουν ως κύριο χαρακτηριστικό τη κυκλική μορφή καταστρώματος.



Σχήμα 1.1: Γέφυρα στη πόλη Aveiro, Πορτογαλία



Σχήμα 1.2: Γέφυρα στη πόλη Nanshan Shenzhen, Κίνα



Σχήμα 1.3: Γέφυρα στη πόλη Shanghai, Κίνα



Σχήμα 1.4: Γέφυρα στο Hong Kong

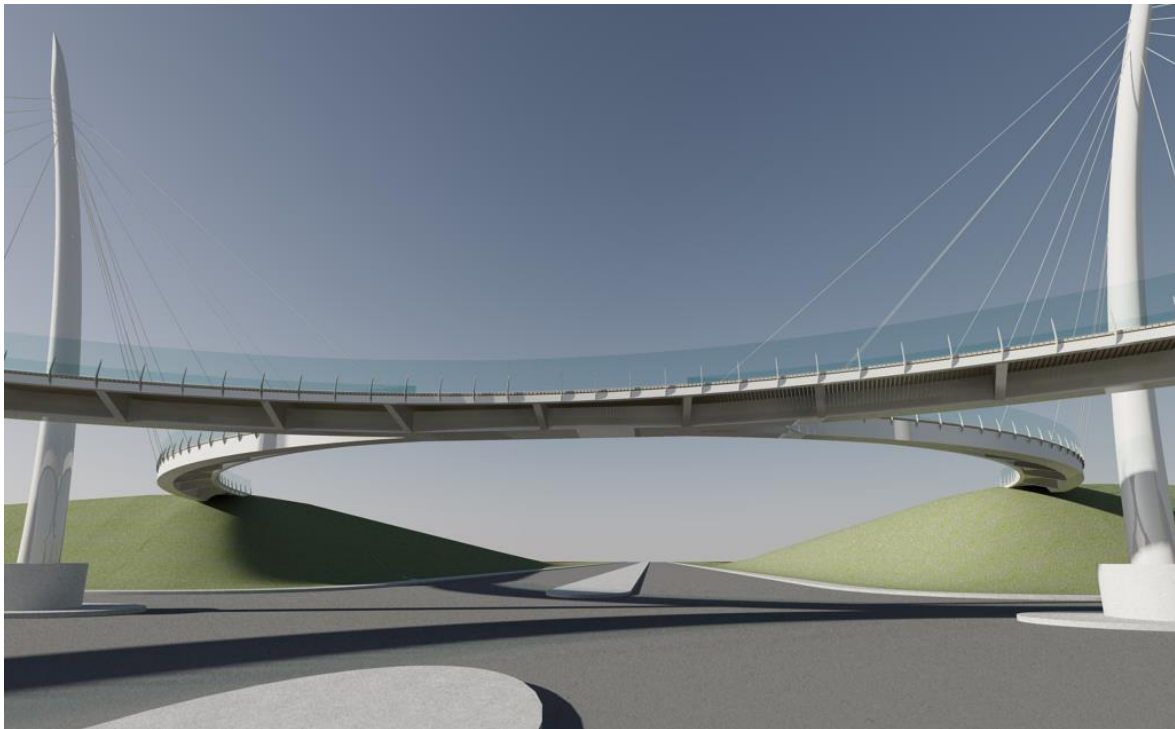


Σχήμα 1.5: Η γέφυρα 'Hovenring' στη πόλη Αϊντχόβεν, Ολλανδία

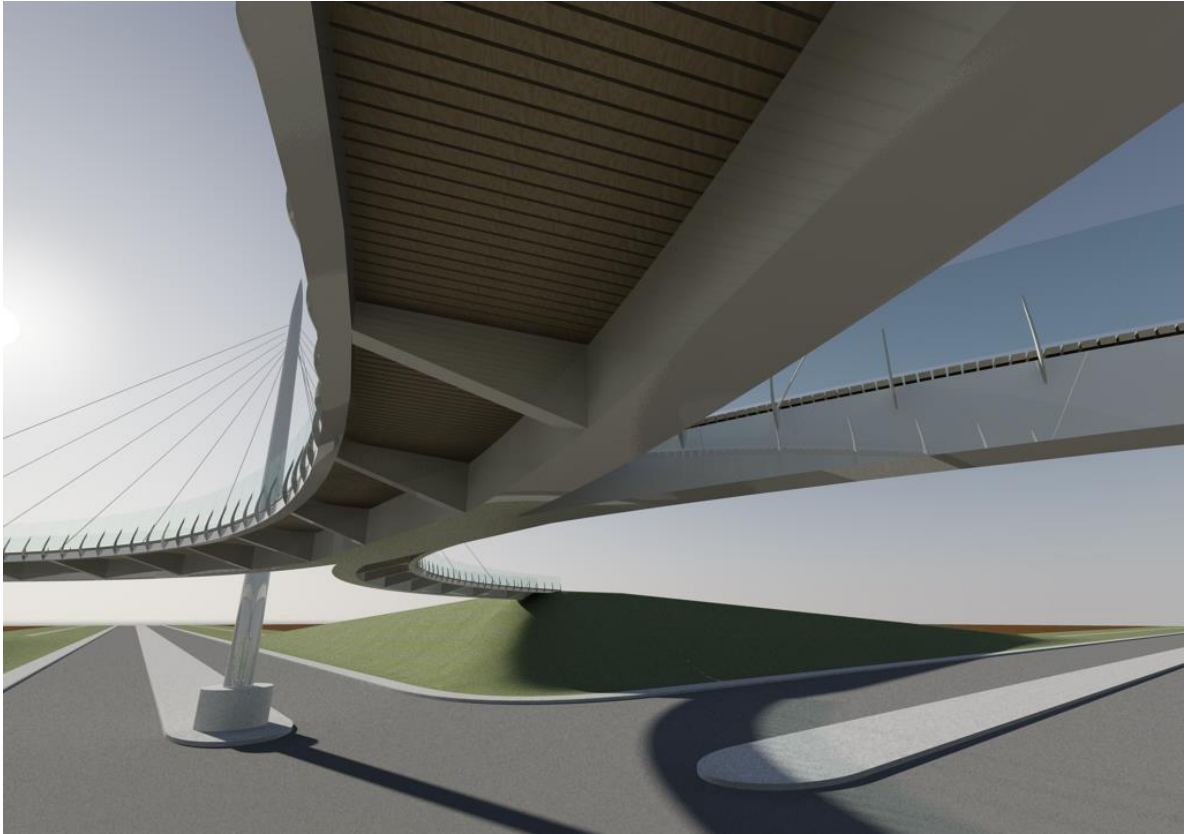
Αναζητήθηκε μία εναλλακτική μορφή και μετά από αρκετά πρόχειρα σχέδια και ιδέες επιλέχθηκε η μορφή που φαίνεται στα επόμενα σχήματα. Ως περιοχή τοποθέτησης της πεζογέφυρας επιλέχθηκε η διασταύρωση του σχήματος 1.5. Με μικρές προσαρμογές όμως θα μπορούσε να υλοποιηθεί και σε άλλες περιπτώσεις. Οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν με βάση τους Ευρωκώδικες και τα ελληνικά προσαρτήματα και κανονισμούς.



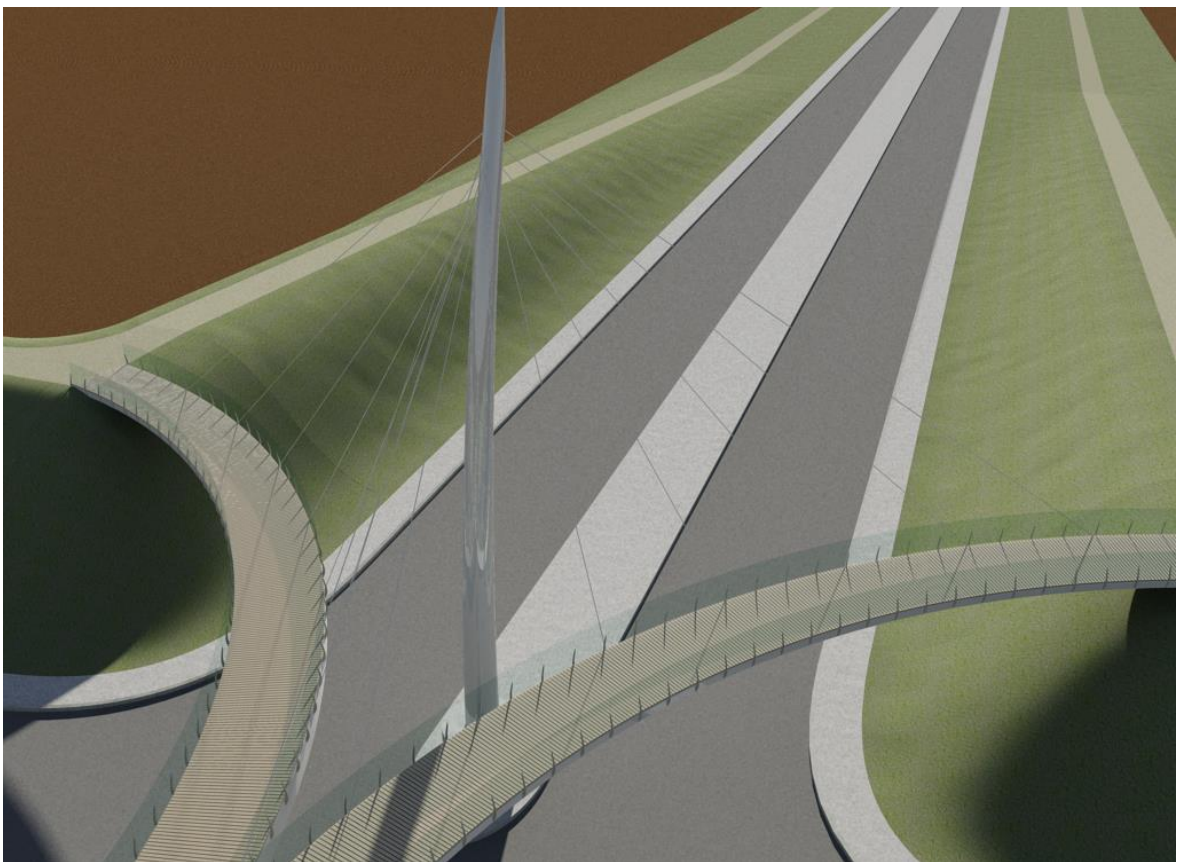
Σχήμα 1.6: Φωτορεαλιστική απεικόνιση της πεζογέφυρας



Σχήμα 1.7: Φωτορεαλιστική απεικόνιση της πεζογέφυρας



Σχήμα 1.8: Φωτορεαλιστική απεικόνιση της πεζογέφυρας



Σχήμα 1.9: Φωτορεαλιστική απεικόνιση της πεζογέφυρας

2 Μόρφωση γέφυρας

2.1 Εισαγωγή

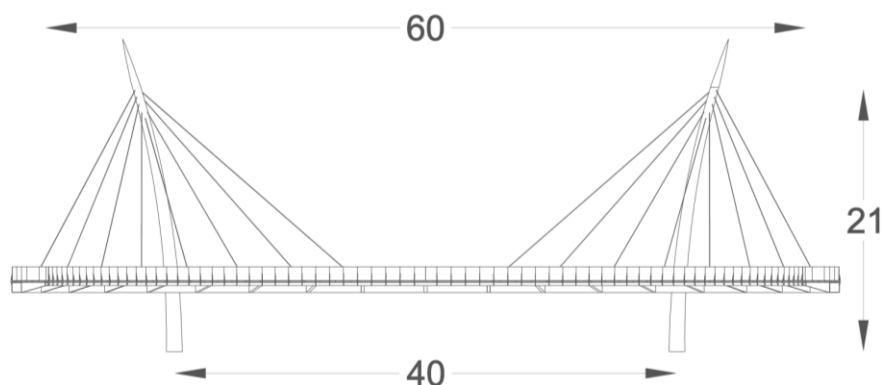
Η γέφυρα είναι καλωδιωτή και πιο συγκεκριμένα είναι αναρτημένη με ευθύγραμμα καλώδια. Η μορφή του καταστρώματος μπορεί να παρομοιαστεί με δύο κυκλικά τόξα που τέμνονται σε δύο σημεία.

2.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

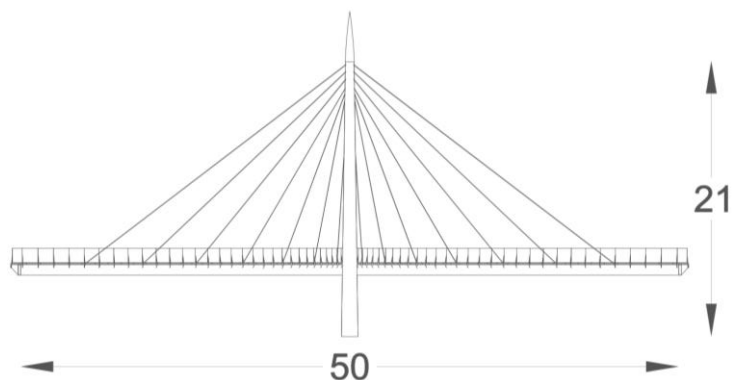
Η γέφυρα συνδέει άνοιγμα μήκους 60 m και 50 m στις X και Y διευθύνσεις αλλά λόγω της καμπύλης μορφής του καταστρώματος το συνολικό μήκος διάβασής της ανεβαίνει στα 84 m . Το πλάτος του καταστρώματος είναι 3 m στα καμπύλα τμήματα του ενώ κυμαίνεται από 6 m , στα σημεία που τα κυκλικά τόξα συναντιούνται, μέχρι τα 5.2 m , ακριβώς στο μέσο της γέφυρας.

Το κατάστρωμα αναρτάται, μέσω καλωδίων, από 2 πυλώνες ύψους 21 m που είναι τοποθετημένοι συμμετρικά εκατέρωθεν του κατά τη διαμήκη έννοια, και απέχουν 40 m μεταξύ τους. Λόγω της ιδιαίτερης μορφής της γέφυρας τα καλώδια ανάρτησης δεν έχουν κάποια κλασική διάταξη (ακτινωτή, παράλληλη κ.τ.λ.), αλλά αντιθέτως το κάθε ένα έχει διαφορετική κλίση και διεύθυνση.

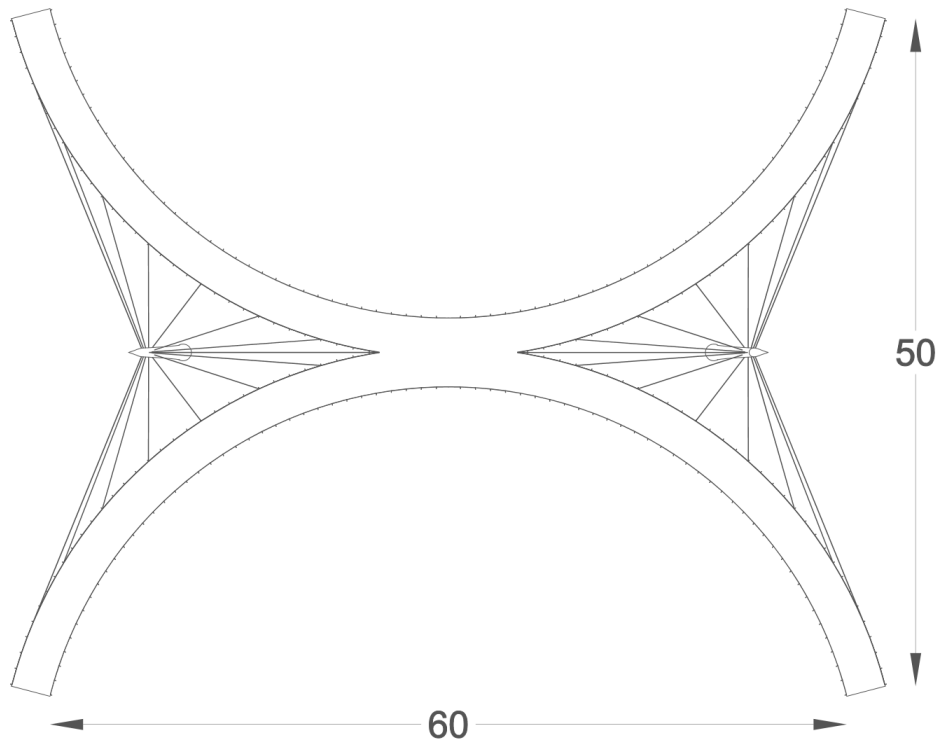
Το κατάστρωμα στηρίζεται κατά τη κατακόρυφη διεύθυνση στα τέσσερα άκρα του. Κατά την οριζόντια διεύθυνση λειτουργεί ένα σύστημα εφεδράνων δοχείου και κυλίσεων που περιγράφεται σε επόμενο κεφάλαιο.



Σχήμα 2.1: Όψη πεζογέφυρας



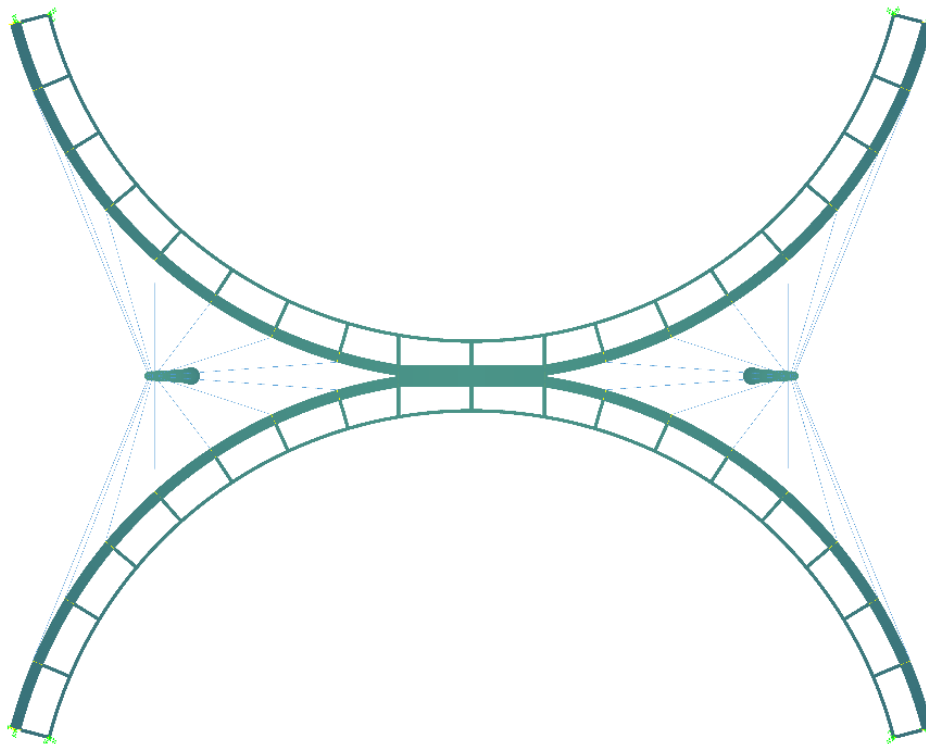
Σχήμα 2.2: Όψη πεζογέφυρας



Σχήμα 2.3: Κάτοψη πεζογέφυρας

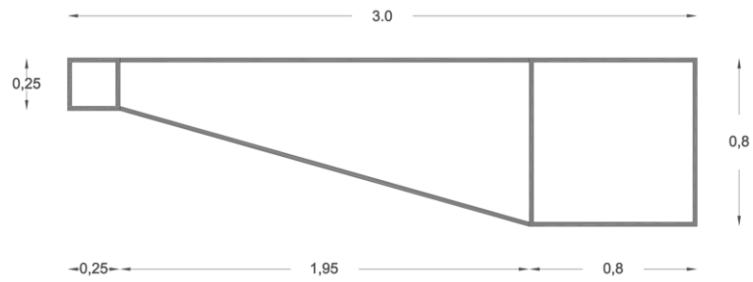
2.3 Επιμέρους στοιχεία

Στο σχήμα 2.4 απεικονίζονται όλα τα φέροντα στοιχεία της γέφυρας ενώ στη συνέχεια περιγράφεται αναλυτικότερα το κάθε ένα.

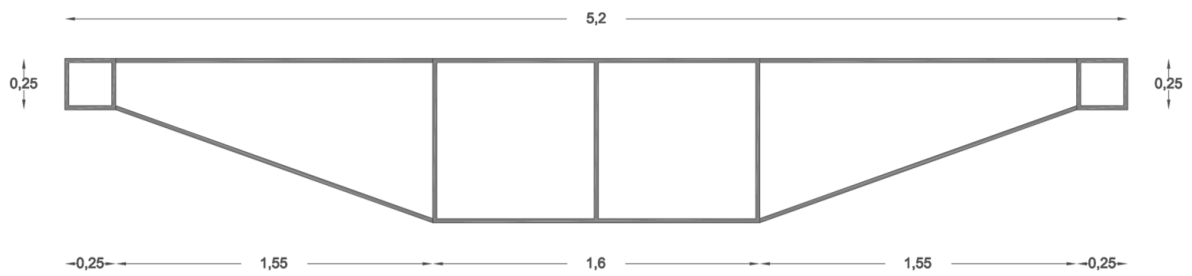


Σχήμα 2.4: Διάταξη επιμέρους στοιχείων – κάτοψη

Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται οι τομές του καταστρώματος, πριν και μετά την τομή των κυκλικών τόξων.



Σχήμα 2.4: Τομή καταστρώματος, πριν την ένωση των κλάδων, σε περιοχή διαδοκίδας

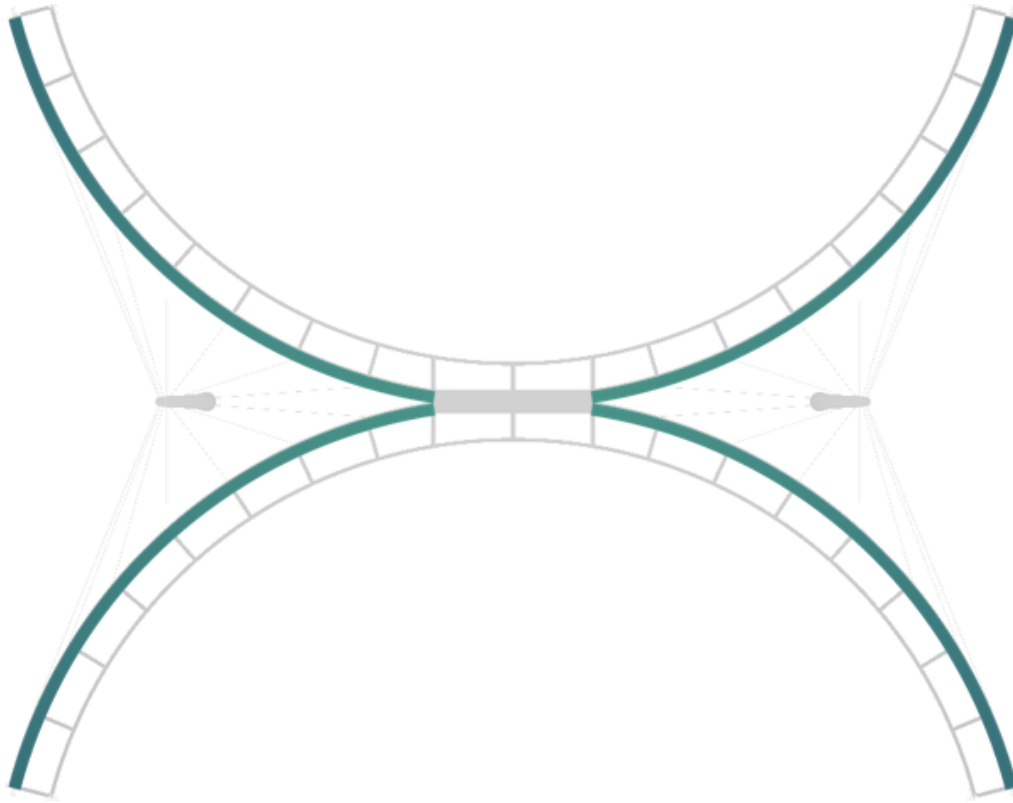


Σχήμα 2.4: Τομή καταστρώματος στο κέντρο του

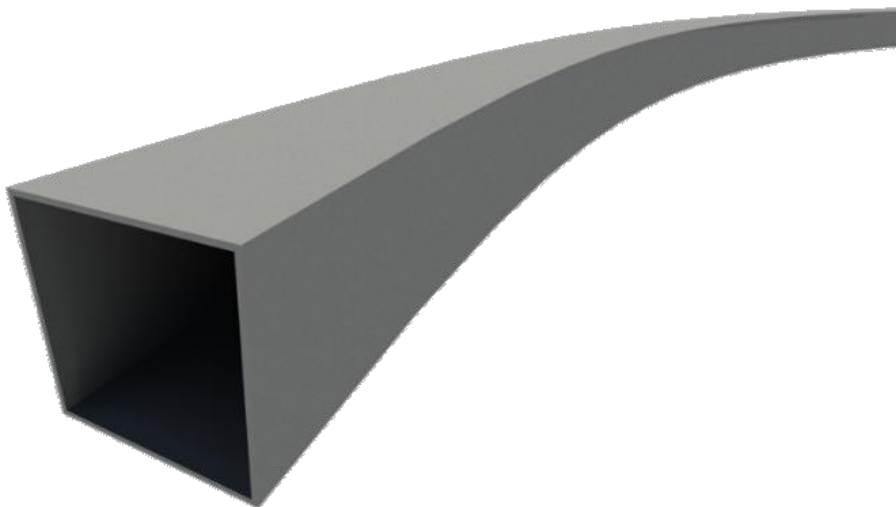
Στη συνέχεια περιγράφεται αναλυτικότερα το κάθε επιμέρους στοιχείο του φέρων οργανισμού.

2.3.1 Κύριες (μεγάλες) δοκοί

Οι κύριες δοκοί έχουν τετραγωνική διατομή. Εκτείνονται από τα άκρα της πεζογέφυρας μέχρι τα σημεία που ενώνονται τα κυκλικά τόξα, ενώ έχουν μορφή κυκλικού τόξου με ακτίνα 34 m. Στις κύριες δοκούς πραγματοποιείται η σύνδεση με τα καλώδια ανάρτησης. Επομένως, όλα τα φορτία του καταστρώματος παραλαμβάνονται από τη κύρια δοκό πριν μεταφερθούν από εκεί στα καλώδια και συνεπώς αναπτύσσονται σημαντικά εντατικά μεγέθη.



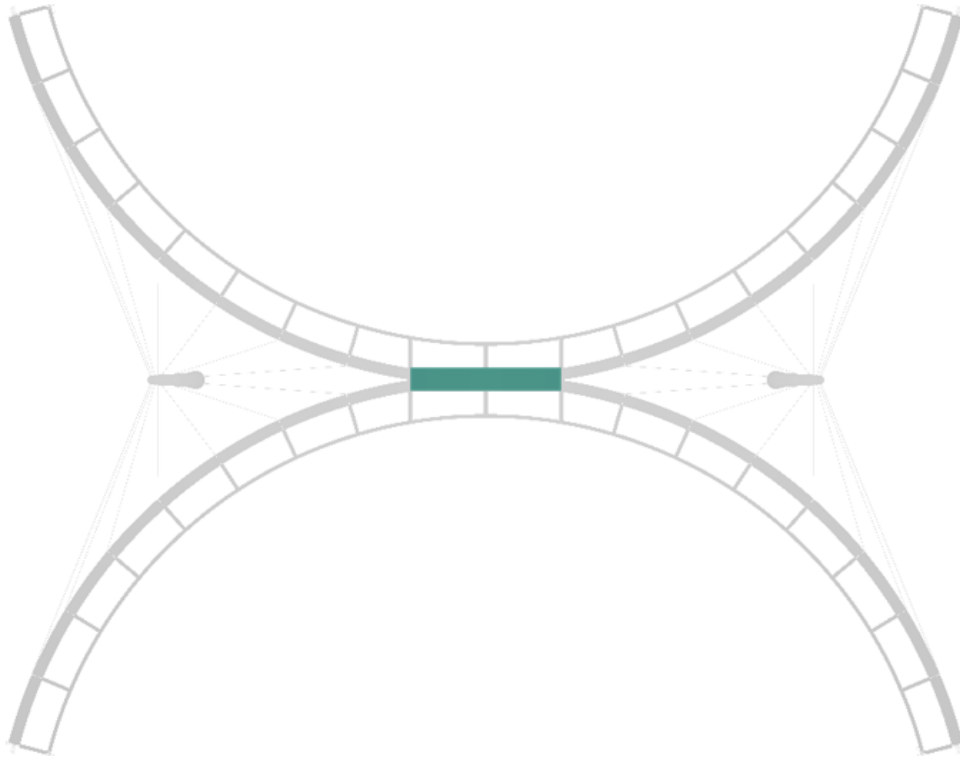
Σχήμα 2.5: Διάταξη κύριων δοκών - κάτοψη



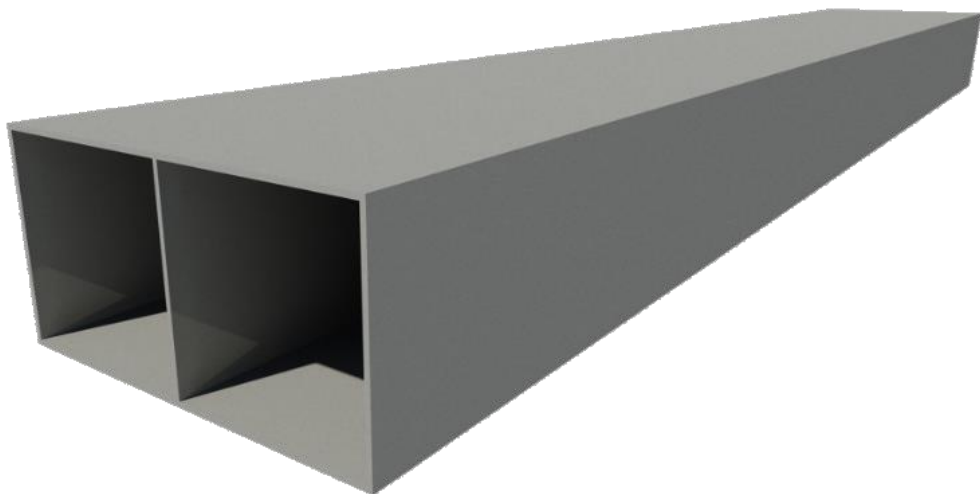
Σχήμα 2.6: Μορφή κύριων δοκών – προοπτικό

2.3.2 Μεσαίο τμήμα κύριων δοκών

Αυτή η δοκός αποκαθιστά το άνοιγμα που μένει μεταξύ των κύριων δοκών. Έχει ορθογωνική διατομή ίση με δύο διατομές κύριων δοκών με τη μία δίπλα στη άλλη για να εφαρμόζει σωστά η σύνδεσή της με τις κύριες δοκούς.



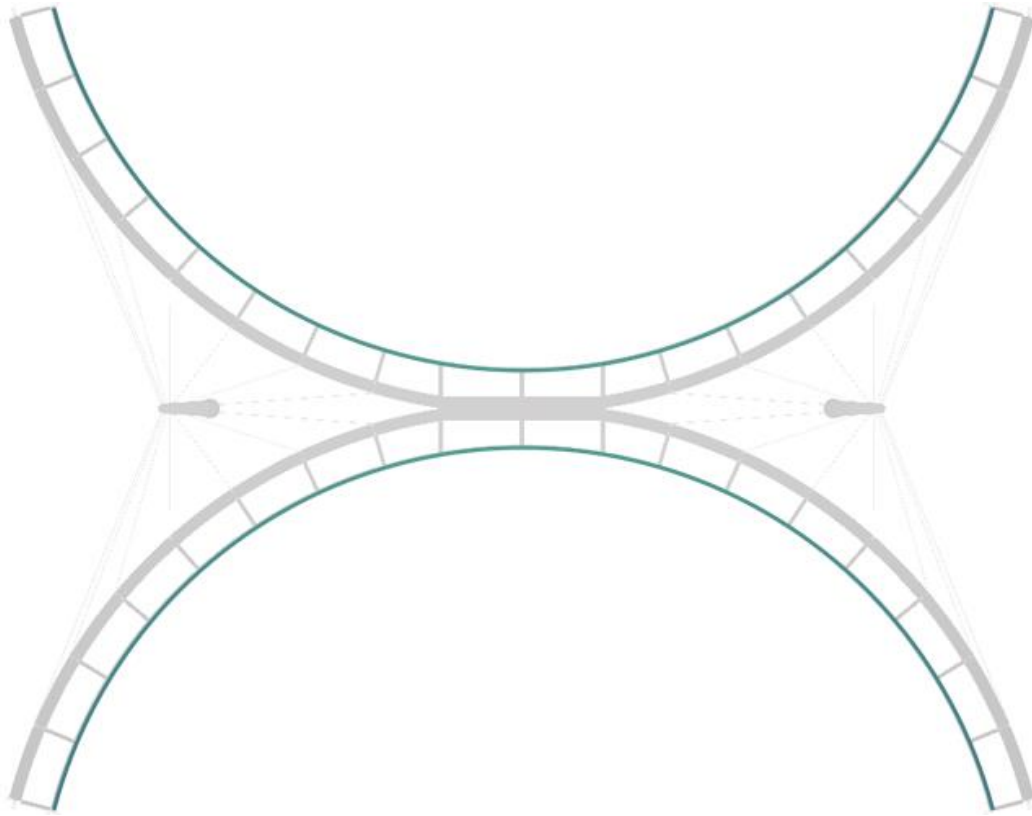
Σχήμα 2.7: Διάταξη μεσαίου τμήματος κύριων δοκών - κάτοψη



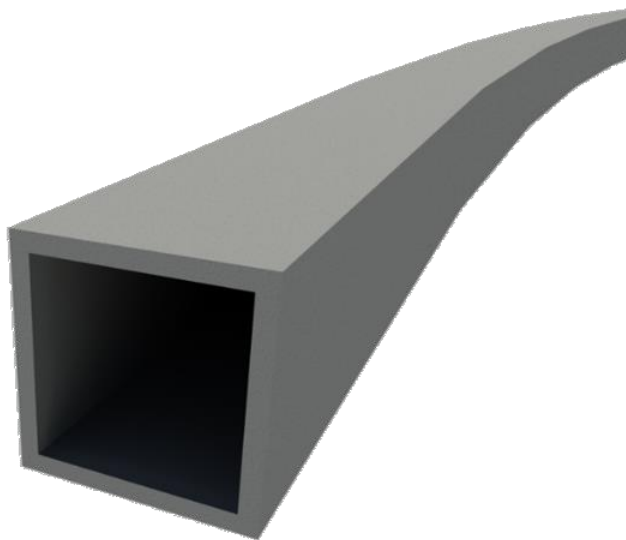
Σχήμα 2.8: Μορφή μεσαίου τμήματος κύριων δοκών – προοπτικό

2.3.3 Δευτερεύουσες (μικρές) δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν επίσης τετραγωνική διατομή σαφώς μικρότερη των κύριων όμως. Εκτείνονται σε όλο το μήκος της πεζογέφυρας και έχουν μορφή κυκλικού τόξου με ακτίνα 31 m. Πάνω σε αυτές τις δοκούς στηρίζεται η μία πλευρά του καταστρώματος. Γενικά δεν αναπτύσσονται σημαντικά εντατικά μεγέθη.



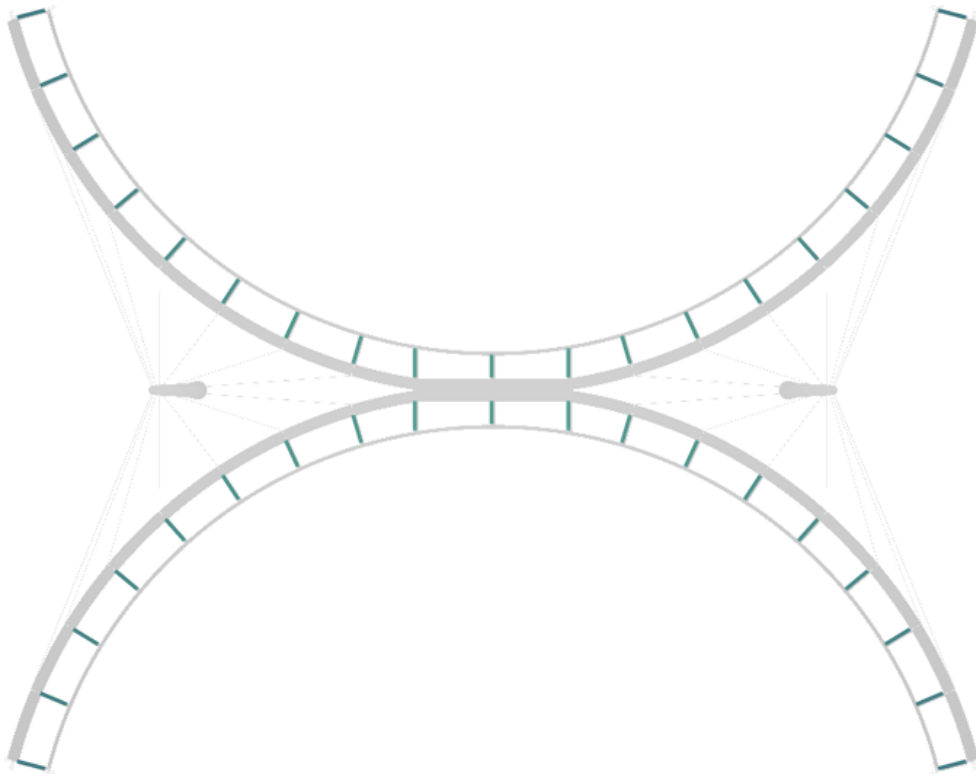
Σχήμα 2.9: Διάταξη δευτερευουσών δοκών – κάτοψη



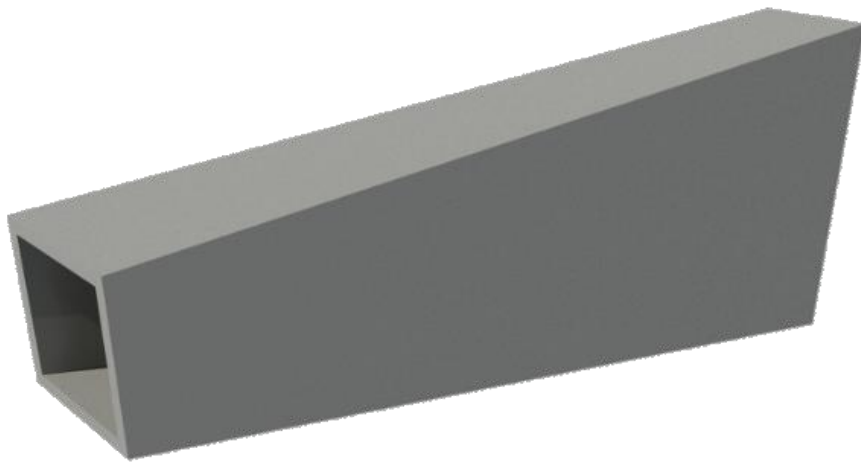
Σχήμα 2.10: Μορφή δευτερευουσών δοκών – προοπτικό

2.3.4 Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες συνδέουν τη κύρια με τη δευτερεύουσα δοκό και είναι διατεταγμένες ανά $5m$. Χρησιμεύουν στο να παραλαμβάνουν και να μεταφέρουν τα φορτία από τη δευτερεύουσα δοκό στη κύρια, άρα λειτουργούν ως πρόβολοι στηριζόμενοι στη κύρια. Έχουν μεταβλητή διατομή όπου το πλάτος παραμένει σταθερό αλλά το ύψος αλλάζει για να ταιριάζει με το ύψος κύριας και της δευτερεύουσας δοκού στα άκρα τους. Συνολικά υπάρχουν 38 διαδοκίδες.



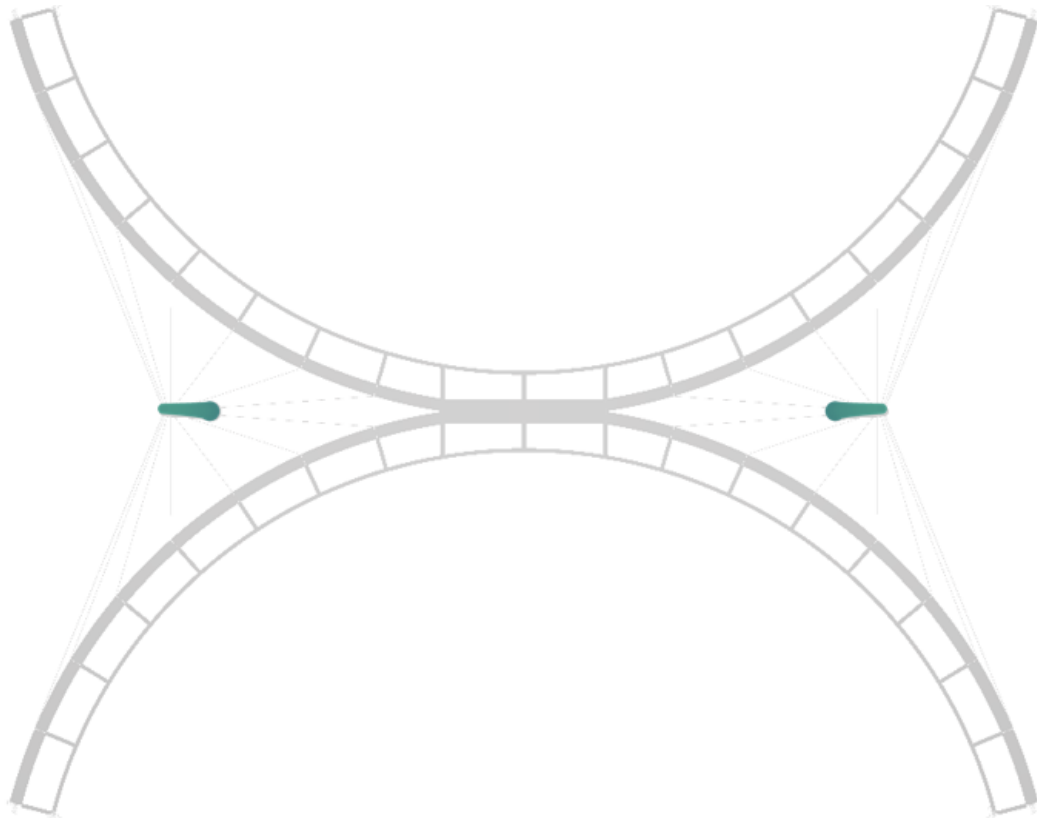
Σχήμα 2.11: Διάταξη διαδοκίδων – κάτοψη



Σχήμα 2.12: Μορφή διαδοκίδων – προοπτικό

2.3.5 Πυλώνες

Για την ανάρτηση της γέφυρας χρησιμοποιήθηκαν 2 πυλώνες με καμπύλη μορφή. Καθώς επιλέχθηκε να μην χρησιμοποιηθούν καλώδια αγκύρωσης, πρέπει οι πυλώνες να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών. Για αυτό το λόγο είναι πακτωμένοι στη βάση τους και η διατομή τους είναι μεταβλητή κυκλική με τη διάμετρο να αυξάνεται στη περιοχή της βάσης όπου και αναπτύσσονται μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη.



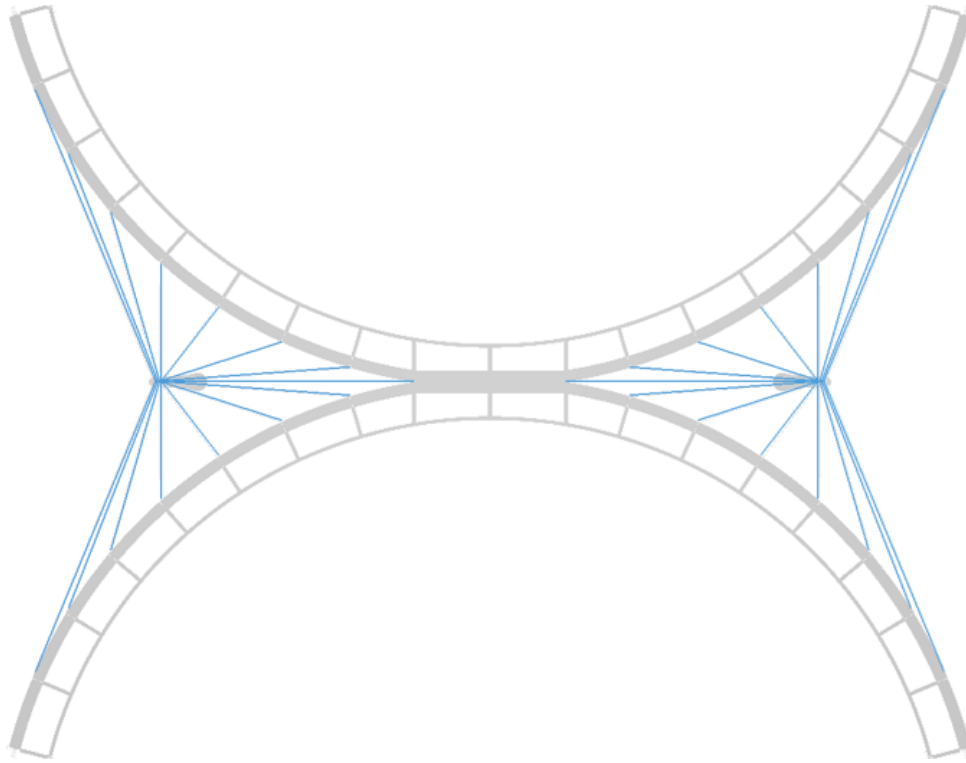
Σχήμα 2.13: Διάταξη πυλώνων – κάτοψη



Σχήμα 2.14: Μορφή πυλώνων – προοπτικό

2.3.6 Καλώδια

Τα καλώδια που χρησιμοποιήθηκαν είναι τύπου Fully locked cables της εταιρίας PFEIFER. Αυτού του τύπου τα καλώδια έχουν εξωτερικές στρώσεις συρμάτων που κλειδώνουν μεταξύ τους και προστατεύουν τον εσωτερικό πυρήνα. Συνδέονται με τη κύρια δοκό ανά 5 m, δηλαδή στα σημεία όπου υπάρχει διαδοκίδα, εκτός από το μέσο της γέφυρας όπου υπάρχει ένα άνοιγμα 10 m. Συνολικά υπάρχουν 30 καλώδια.



Σχήμα 2.15: Διάταξη καλωδίων – κάτοψη

2.4 Υλικά

Ο φορέας αποτελείται αποκλειστικά από μεταλλικά στοιχεία. Το δάπεδο του καταστρώματος διαμορφώνεται με ξυλεία αλλά δεν συμμετέχει στο στατικό σύστημα που μελετάται. Χρησιμοποιήθηκαν δύο ποιότητες χάλυβα, S275 J2+N για όλα τα δομικά στοιχεία εκτός των καλωδίων όπου χρησιμοποιήθηκε χάλυβας με $f_u = 1570 \text{ MPa}$.

- Δομικός χάλυβας S275 J2+N

Μέτρο ελαστικότητας:	$E = 210 \text{ GPa}$
Μέτρο διάτμησης:	$G = 81 \text{ GPa}$
Σταθερά Poisson:	$\nu = 0,3$
Ειδικό βάρος:	$\gamma = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Όριο διαρροής:	$t \leq 40 \text{ mm} \rightarrow f_y = 275 \text{ MPa}$ $t > 40 \text{ mm} \rightarrow f_y = 255 \text{ MPa}$
Αντοχή θραύσης:	$t \leq 40 \text{ mm} \rightarrow f_u = 430 \text{ MPa}$ $t > 40 \text{ mm} \rightarrow f_u = 410 \text{ MPa}$

- Χάλυβας καλωδίων με $f_u = 1570 \text{ MPa}$

Μέτρο ελαστικότητας: $E = 165 \text{ GPa}$

Σταθερά Poisson: $\nu = 0,3$

Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Όριο διαρροής: $f_y = 1300 \text{ MPa}$

Αντοχή θραύσης: $f_u = 1570 \text{ MPa}$

3 Δράσεις

3.1 Εισαγωγή

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή ενός έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάσει τις οποίες θα γίνει η μελέτη του. Οι τιμές για τις διάφορες δράσεις έχουν προκύψει από συστηματικές μετρήσεις και με τη λογική μικρής, προκαθορισμένης πιθανότητας υπέρβασής τους κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Οι τιμές για μερικές από αυτές τις δράσεις όπως και η μεθοδολογία εύρεσης τους ορίζεται από το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1991. Ιδιαίτερα για τις δράσεις κυκλοφορίας γεφυρών, αναφέρεται το EN 1991-2.

3.2 Μόνιμες Δράσεις

Με τον όρο αυτό, θεωρούνται όλες οι δράσεις οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν για μια περίοδο αναφοράς, κατά τη διάρκεια της οποίας δεν αναμένεται να έχουν σημαντικές μεταβολές. Σε αυτές κατατάσσονται φορτία όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, επιστρώσεις δαπέδων), οι δυνάμεις προέντασης, και οι καθιζήσεις. Στη παρούσα μελέτη μόνιμες δράσεις αποτελούν τα ίδια βάρη του μεταλλικού φορέα, του ξύλινου καταστρώματος και του κιγκλιδώματος, όπως και οι δυνάμεις προέντασης των καλωδίων

3.2.1 Ίδιο βάρος μεταλλικού φορέα (G).

Μπορεί να υπολογιστεί απευθείας από το λογισμικό, αφού ορίσουμε τα υλικά (Materials), τις διατομές (Cross Sections) και μορφώσουμε το φορέα. Στη συνέχεια ορίζουμε συντελεστή στην επιλογή DLZ (Dead Load in Z-direction) εισάγοντας έτσι το ίδιο βάρος σε ένα Loadcase. Ειδικά για τις μεταλλικές κατασκευές το ίδιο βάρος του φορέα προσαυξάνεται κατά ένα ποσοστό προκειμένου να ληφθεί υπόψη το βάρος των διαφόρων ελασμάτων και μέσων σύνδεσης στους κόμβους. Επομένως ο συντελεστής στην επιλογή DLZ ορίστηκε ίσος με 1.1.

3.2.2 Ίδιο βάρος ξύλινου καταστρώματος (G).

Από πίνακες της εταιρείας CTS Bridges, επιλέχθηκε ξύλινο κατάστρωμα πάχους 7cm. Ειδικό βάρος ξυλείας $8 \frac{kN}{m^3}$.

3.2.3 Ίδιο βάρος κιγκλιδώματος (G).

Επιλέχθηκε γυάλινο στηθαίο πάχους 20mm με βάρος $0.5 \frac{kN}{m^2}$.

3.2.4 Προένταση καλωδίων (P).

Η διαδικασία υπολογισμού της προέντασης περιγράφεται σε επόμενο κεφάλαιο.

3.3 Μεταβλητές δράσεις

Στις μεταβλητές δράσεις ανήκουν τα φορτία που επιβάλλονται στη γέφυρα τόσο από ανθρώπινες δραστηριότητες (κυκλοφορία πεζών, οχημάτων κλπ.), όσο και από φυσικά

φαινόμενα (άνεμο, χιόνι κλπ.). Λόγω της φύσης αυτών των φορτίων είναι αδύνατο να υπολογιστούν επακριβώς τα μεγέθη τους και τα σημεία εφαρμογής τους. Έτσι οι χαρακτηριστικές τιμές τους προσδιορίζονται στατιστικά και αντιστοιχούν σε *ανώτερες/κατώτερες* τιμές με προσδοκώμενη πιθανότητα *μη υπέρβασης/επίτευξης* τους κατά τη διάρκεια κάποιας συγκεκριμένης περιόδου αναφοράς. Σε περιπτώσεις που δεν υπάρχει γνωστή στατιστική κατανομή, ορίζεται μία ονομαστική τιμή. Πολλές από τις τιμές αυτές δίνονται σε διάφορα μέρη του EN 1991. Όσον αφορά την εφαρμογή τους τοποθετούνται επί το δυσμενέστερο δυνατό.

3.3.1 Δράσεις κυκλοφορίας

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

3.3.1.1 Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο (q_{fk})

Μπορεί να καλύπτει τα στατικά εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από παρουσία συνεχούς μάζας πυκνού πλήθους πάνω στο κατάστρωμα (ανθρωποσυνωστισμός). Η χαρακτηριστική τιμή του κατακόρυφου φορτίου είναι ίση με $q_{fk} = 5 \frac{kN}{m^2}$.

3.3.1.2 Συγκεντρωμένο φορτίο (Q_{fwk})

Τοποθετείται ένα συγκεντρωμένο φορτίο, με χαρακτηριστική τιμή $Q_{fwk} = 10 kN$, να δρα σε μία επιφάνεια $0.10 \times 0.10 m^2$, κυρίως για τη πραγματοποίηση τοπικών ελέγχων. Στα πλαίσια της παρούσας μελέτης δεν λαμβάνεται υπόψη.

3.3.1.3 Όχημα εξυπηρέτησης (Q_{serv})

Στην είσοδο της πεζογέφυρας θα υπάρχουν μόνιμα εμπόδια για παρεμπόδιση της κυκλοφορίας οχημάτων στο κατάστρωμα. Επομένως το φορτίο αυτό δεν χρησιμοποιείται στη παρούσα μελέτη.

3.3.1.4 Οριζόντιο φορτίο (Q_{flk})

Στις πεζογέφυρες λαμβάνεται υπόψη μία οριζόντια δύναμη η οποία δρα κατά μήκος του καταστρώματος, στη στάθμη του οδοστρώματος. Η χαρακτηριστική τιμή της οριζόντιας δύναμης θα πρέπει να λαμβάνεται ίση με τη μεγαλύτερη των ακόλουθων δύο τιμών:

- 10% του συνολικού ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου.
- 60% του συνολικού βάρους του οχήματος εξυπηρέτησης.

$$\text{Επομένως: } Q_{flk} = 0,10 \cdot 5 \Rightarrow Q_{flk} = 0,5 \frac{kN}{m^2}$$

Η οριζόντια δύναμη θα πρέπει να θεωρείται ότι δρα ταυτόχρονα με το αντίστοιχο κατακόρυφο φορτίο, και σε καμία περίπτωση με το συγκεντρωμένο φορτίο Q_{fwk} . Παρακάτω στο πίνακα 3.1 φαίνονται οι ομάδες φορτίων.

Πίνακας 3.1: Ομάδες φορτίων

Τύπος φορτίου		Κατακόρυφα φορτία		Οριζόντιο φορτίο
Σύστημα φόρτισης		Ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο	Όχημα εξυπηρέτησης	
Ομάδες φορτίων	gr1	q_{fk}	0	Q_{flk}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{flk}

3.3.2 Δράσεις ανέμου

Σε κατασκευές από χάλυβα, οι δράσεις ανέμου παίζουν σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις είναι πιθανό να αποτελούν τη βασική φόρτιση. Κανόνες και μέθοδοι υπολογισμού για αυτές τις δράσεις περιλαμβάνονται στο EN 1991-1-4.

Στη πράξη λόγω των πολλών μεταβλητών που υπεισέρχονται στον υπολογισμό των δυνάμεων λόγω ανέμων που τελικά ασκούνται στις κατασκευές (τοπογραφία, ταχύτητα ανέμου, σχήμα κατασκευής, κλίση προσβολής, διεύθυνση ανέμου κλπ.), η ακριβής προσομοίωση των φορτίων ανέμου είναι μια πολύπλοκη διαδικασία. Επίσης οι δράσεις ανέμου είναι δυνατό να προκαλέσουν ταλαντώσεις σε εύκαμπτες κατασκευές, οπότε και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Για αντιμετώπιση αυτής της πολυπλοκότητας στο EN 1991-1-4 προτείνονται δύο μέθοδοι, η απλή και η λεπτομερής, που εφαρμόζονται, αντίστοιχα, σε μη ευαίσθητες και ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση κατασκευές.

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής, δεν εξετάστηκαν τυχόν δυναμικές επιρροές λόγω ανέμου στη γέφυρα και ακολουθήθηκε η απλή διαδικασία. Παρακάτω περιγράφεται η μεθοδολογία υπολογισμού των δυνάμεων ανέμου, τόσο στο κατάστρωμα της γέφυρας, όσο και στους πυλώνες.

3.3.2.1 Δυνάμεις στο κατάστρωμα

Η συνολική δύναμη, F_w , η οποία επενεργεί επί μίας κατασκευής ή τμήμα κατασκευής μπορεί να προσδιορίζεται από την εξίσωση (3.1)

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (3.1)$$

όπου

- a) $c_s c_d$ είναι ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής
- b) $q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος αναφοράς z_e
- c) c_f είναι ο συντελεστής δύναμης για την κατασκευή ή το στοιχείο κατασκευής
- d) A_{ref} είναι η επιφάνεια αναφοράς της κατασκευής ή στοιχείου της κατασκευής

Διαδικασία επίλυσης

- a) $c_s c_d$
Εφόσον δεν μελετάται η δυναμική επίδραση του ανέμου, ο συντελεστής, $c_s c_d$, λαμβάνεται ίσος με 1.
- b) $q_p(z_e)$
Καταρχάς ορίζεται κατηγορία εδάφους από το σχήμα 3.1, όπως συνιστούν οι κανονισμοί. Εδώ επιλέχθηκε κατηγορία II.

Κατηγορία εδάφους 0

Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα



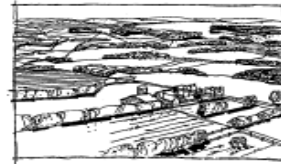
Κατηγορία εδάφους I

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



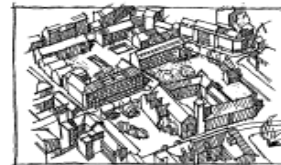
Κατηγορία εδάφους III

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)



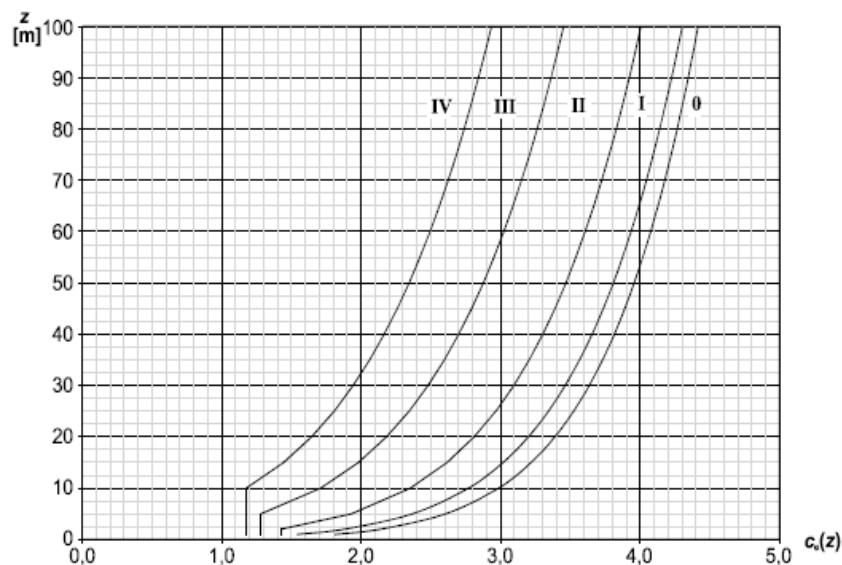
Κατηγορία εδάφους IV

Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m



Σχήμα 3.1: Κατηγορίες εδάφους

Στη συνέχεια, ανάλογα με τη κατηγορία εδάφους και το ύψος του καταστρώματος από το έδαφος, υπολογίζεται ο συντελεστής έκθεσης, $c_e(z_e)$, από το σχήμα 3.2. Εδώ, για ύψος $6m$ και έδαφος II, προκύπτει ίσος με $c_e(z_e) = 2$.



Σχήμα 3.2: Συντελεστής έκθεσης

Από το Εθνικό Προσάρτημα του EN 1991-1-4, η βασική ταχύτητα ανέμου v_b για όλη τη χώρα εκτός των παράλιων περιοχών μέχρι $10km$ από τη ακτή και των νησιών, ορίζεται ίση με $v_b = 33 \frac{m}{sec}$. Η πυκνότητα του αέρα είναι ίση με $\rho = 1,25 \frac{Kg}{m^3}$. Από την εξίσωση (3.2) υπολογίζεται η βασική πίεση, q_b

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 33^2 = 680,63 \frac{N}{m^2} \quad (3.2)$$

και στη συνέχεια από την εξίσωση (3.3) έχω τη $q_p(z_e)$

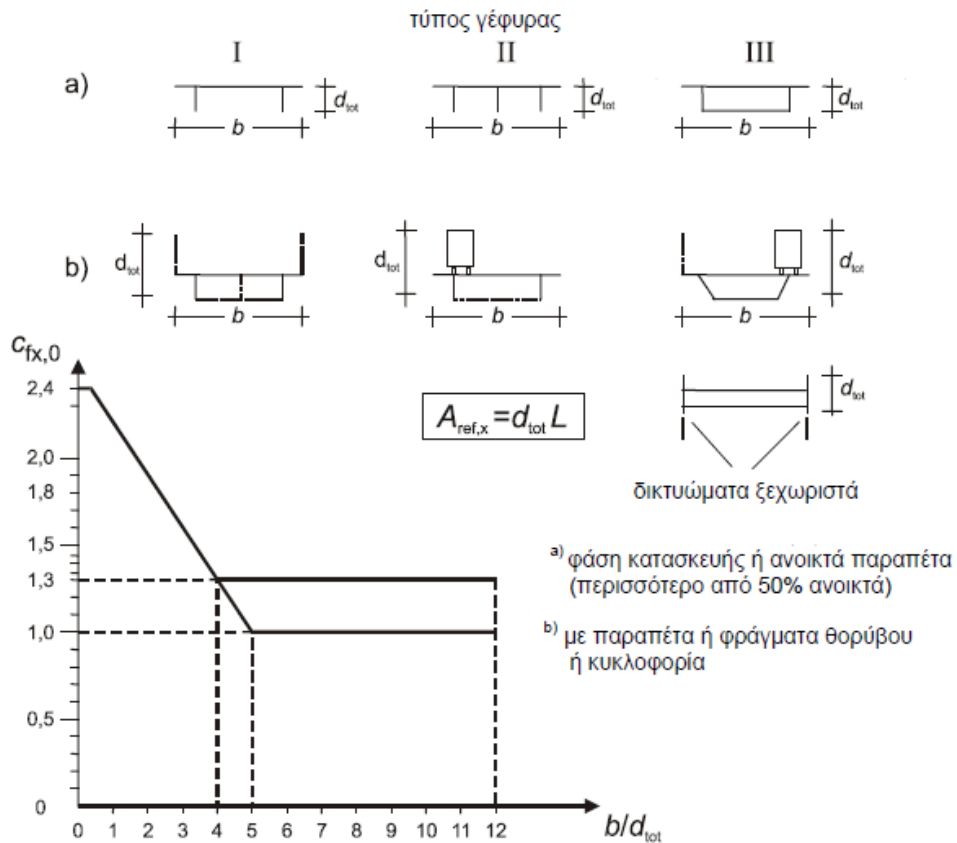
$$q_p(z_e) = q_b \cdot c_e(z_e) = 680,63 \cdot 2 = 1361,26 \frac{N}{m^2} \quad (3.3)$$

c) c_f

Κατά τη διεύθυνση x .

Υπολογίζεται ο συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελεύθερων άκρων κατά τη διεύθυνση x , $c_{fx,0}$, από το σχήμα 3.3

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{3}{0,8+1,1} = 1,58 \rightarrow c_{fx,0} = 2 \quad (3.4)$$



Σχήμα 3.3: Συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελεύθερων άκρων

Τέλος ο συντελεστής δύναμης προκύπτει από την εξίσωση (3.5)

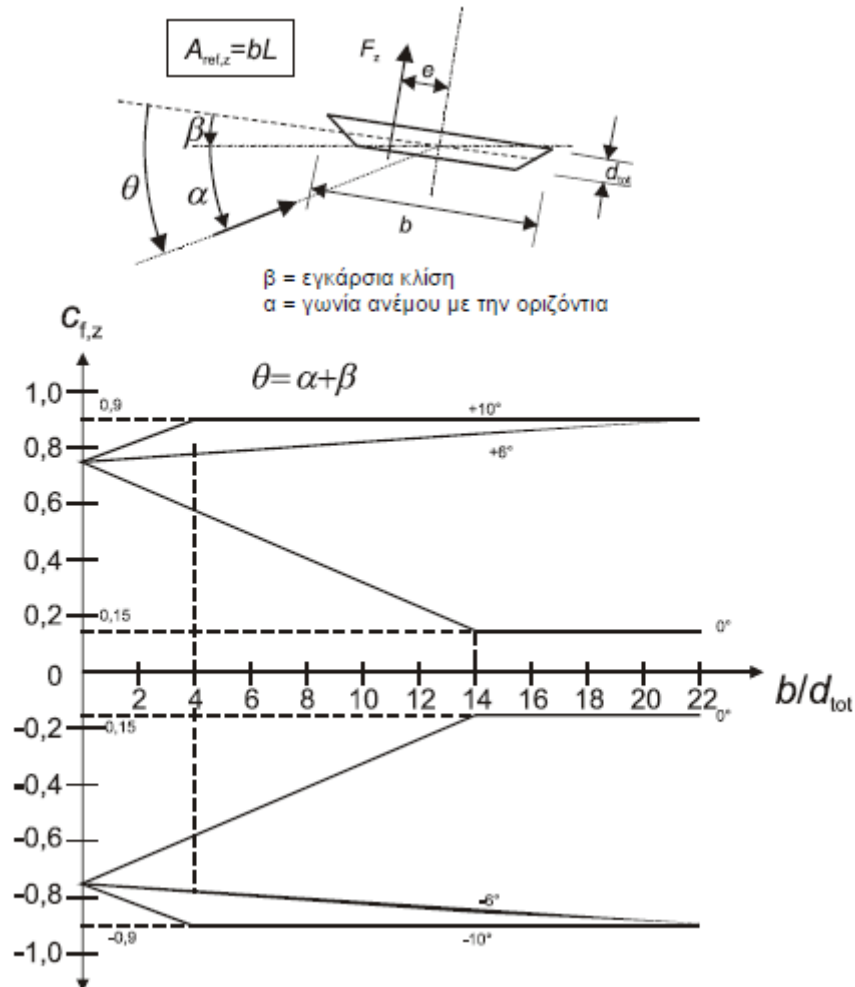
$$c_{f,x} = c_{fx,0} \cdot \psi_{\lambda,x} = 2 \quad (3.5)$$

όπου

$\psi_{\lambda,x}$ είναι ο συντελεστής επίδρασης άκρων. Στις γέφυρες ο αέρας παρεκκλίνει μόνο πάνω και κάτω από το κατάστρωμα της γέφυρας και έτσι δεν λαμβάνεται μειωμένη αντίσταση της κατασκευής λόγω ροής του αέρα γύρω από τα άκρα. Επομένως, ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με μονάδα.

Κατά τη διεύθυνση z.

Ο συντελεστής δύναμης κατά τη διεύθυνση z υπολογίζεται από το σχήμα 3.4. Προκύπτει $c_{f,z} = \pm 0.8$



Σχήμα 3.4: Συντελεστής δύναμης για γέφυρες κατά τη διεύθυνση z

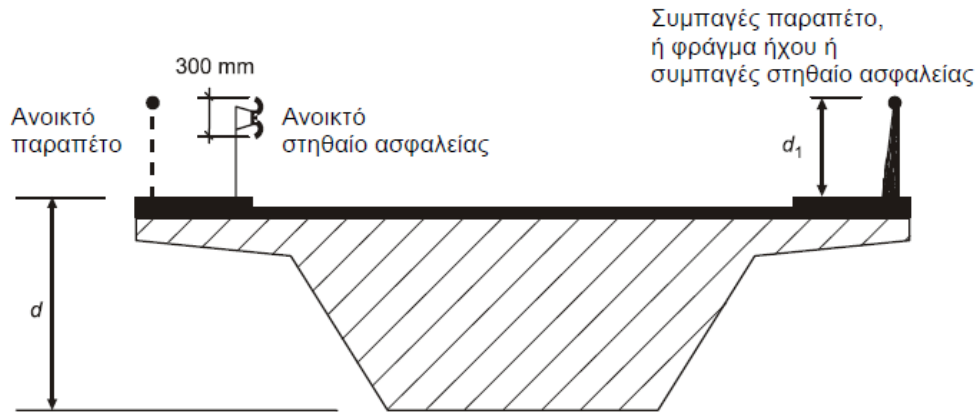
d) A_{ref}

Κατά τη διεύθυνση x.

Το ύψος h που χρησιμοποιείται για την A_{ref} λαμβάνεται με τη καθοδήγηση του σχήματος 3.5 και του πίνακα 3.2. Στη συγκεκριμένη περίπτωση υπάρχει συμπαγές παραπέτο και στις δύο πλευρές.

$$h = d + 2 \cdot d_1 = 0.8 + 2 \cdot 1.1 = 3 \text{ m} \quad (3.6)$$

$$A_{ref,x} = h \cdot L = 3L \text{ m}^2 \quad (3.7)$$



Σχήμα 3.5: Ύψος που χρησιμοποιείται για την επιφάνεια αναφοράς

Πίνακας 3.2: Ύψος που χρησιμοποιείται για την επιφάνεια αναφοράς

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

Κατά τη διεύθυνση z .

Η A_{ref} για άνεμο κατά τη διεύθυνση z ορίζεται ως η επιφάνεια του καταστρώματος.

$$A_{ref,z} = b \cdot d = 3L \text{ m}^2 \quad (3.8)$$

Οι τελικές δυνάμεις κατά τις διευθύνσεις x και z προκύπτουν αντικαθιστώντας τους συντελεστές στην εξίσωση (3.1).

$$F_{w,x} = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x} = 1 \cdot 2 \cdot 1361.26 \cdot 3L = 8.2L \text{ kN}$$

$$F_{w,z} = c_s c_d \cdot c_{f,z} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,z} = 1 \cdot (\pm 0.8) \cdot 1361.26 \cdot 3L = 3.3L \text{ kN}$$

Όσον αφορά τις δυνάμεις λόγω ανέμου κατά τη διεύθυνση y , ο κανονισμός ορίζει

- για γέφυρες με ολόσωμες δοκούς, 25 % των δυνάμεων του ανέμου στη x διεύθυνση,
- για δικτυωτές γέφυρες, 50 % των δυνάμεων του ανέμου στη x διεύθυνση

Ο κανονισμός αναφέρεται στις διευθύνσεις x και y ως εγκάρσια και διαμήκη, αντίστοιχα, προς τη γέφυρα. Λόγω της καμπύλης μορφής της παρούσας γέφυρας όμως, δεν μπορεί να οριστεί ένας άξονας ως εγκάρσιος ή διαμήκης προς αυτή. Για αυτό, στη συγκεκριμένη περίπτωση λήφθηκαν οι ίδιες τιμές και για τις δύο διευθύνσεις. Οπότε $F_{w,y} = 8.2L \text{ kN}$.

3.3.2.2 Δυνάμεις στους πυλώνες

Για την εύρεση των δυνάμεων ανέμου που ασκούνται στους πυλώνες χρησιμοποιείται πάλι η εξίσωση (3.1). Διαφέρει όμως η διαδικασία εύρεσης του συντελεστή δύναμης c_f η οποία και περιγράφεται στη συνέχεια. Πρώτα υπολογίζεται ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z_e)$, στη βάση (0 m) και στη κορυφή (21 m) του πυλώνα, και για έδαφος κατηγορίας II από το σχήμα 3.2. Προκύπτει, $c_e(z_e)_{bot} = 1,8$ και $c_e(z_e)_{top} = 2,8$. Στη συνέχεια από την εξίσωση (3.3) και με δεδομένη τη q_b από πριν, υπολογίζεται

$$q_p(z_e)_{bot} = q_b \cdot c_e(z_e)_{bot} = 680.63 \cdot 1.8 = 1.23 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_p(z_e)_{top} = q_b \cdot c_e(z_e)_{top} = 680.63 \cdot 2.8 = 1.91 \frac{kN}{m^2}$$

Από τη σχέση (3.2) και λύνοντας ως προς v_b υπολογίζεται η ταχύτητα αιχμής $v(z_e)$ του ανέμου στη βάση και τη κορυφή του πυλώνα

$$v(z_e)_{bot} = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z_e)_{bot}}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1.230}{1.25}} = 44 \frac{m}{sec}$$

$$v(z_e)_{top} = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z_e)_{top}}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1.910}{1.25}} = 55 \frac{m}{sec}$$

Τώρα μπορεί να ευρεθεί ο αριθμός Reynolds από την εξίσωση (3.9)

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \quad (3.9)$$

όπου

b είναι η διάμετρος του πυλώνα

$v(z_e)$ είναι η ταχύτητα αιχμής του ανέμου

ν είναι το κινηματικό ιξώδες του αέρα, $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \frac{m^2}{sec}$

άρα

$$Re_{bot} = \frac{b \cdot v(z_e)_{bot}}{\nu} = \frac{1.26 \cdot 44}{15 \cdot 10^{-6}} = 4620000$$

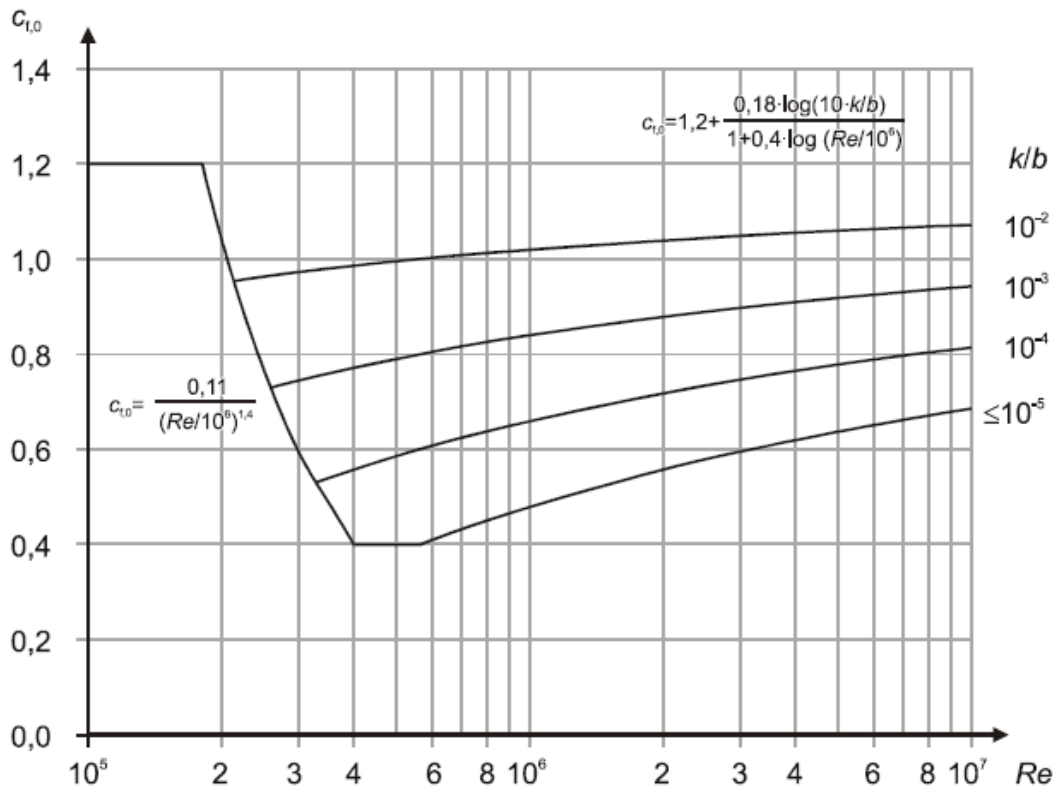
$$Re_{top} = \frac{b \cdot v(z_e)_{top}}{\nu} = \frac{0.66 \cdot 55}{15 \cdot 10^{-6}} = 2420000$$

Στη συνέχεια αφού επιλεγθεί κατάλληλη τιμή ισοδύναμης τραχύτητας k από το πίνακα 3.3, υπολογίζεται από το σχήμα 3.6 ή από την εξίσωση (3.10) ο συντελεστής δύναμης κυλίνδρων χωρίς ροή ελεύθερων άκρων $c_{f,0}$. Εδώ επιλέχθηκε $k = 0.05$ (για στυλινό χάλυβα).

$$c_{f,0} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log(10 \frac{k}{b})}{1 + 0.4 \cdot \log(\frac{Re}{10^6})} \quad (3.10)$$

Πίνακας 3.3: Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας

Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k mm	Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k mm
γαλί	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		



Σχήμα 3.6: Συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελεύθερων άκρων για κυκλικούς κυλίνδρους

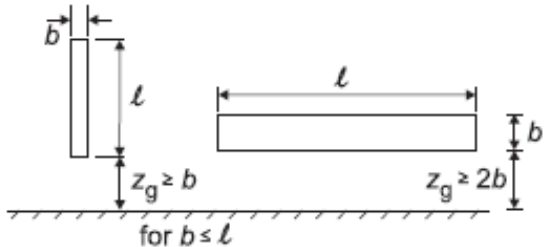
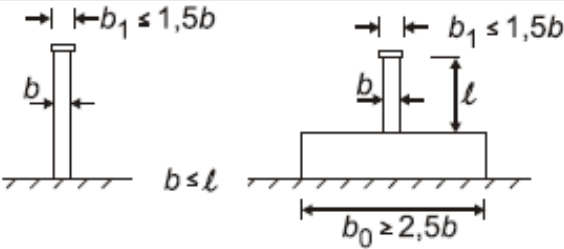
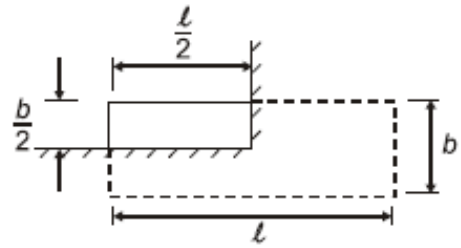
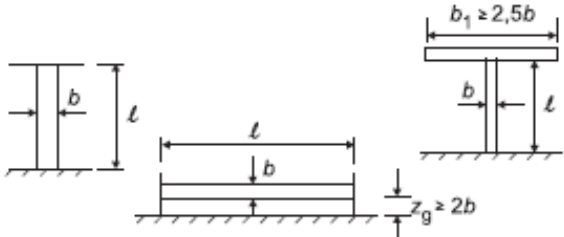
Προκύπτει

$$c_{f,0,bot} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{k}{b_{bot}}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{Re_{bot}}{10^6}\right)} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{0.05}{1.26}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{4620000}{10^6}\right)} = 1.14$$

$$c_{f,0,top} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{k}{b_{top}}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{Re_{top}}{10^6}\right)} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{0.05}{0.66}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{2420000}{10^6}\right)} = 1.18$$

Με τη καθοδήγηση του πίνακα 3.4, υπολογίζεται η ενεργός λυγηρότητα λ και από την εξίσωση (3.11), ο συντελεστής πλήρωσης φ .

Πίνακας 3.4: Προτεινόμενες τιμές λυγηρότητας

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, $\lambda = 1,4 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο για $l < 15$ m, $\lambda = 2 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο Για κυκλικούς κυλίνδρους: για $l \geq 50$, $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο για $l < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο
2		Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ , θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή
3		Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ , θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή
4		για $l \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μεγαλύτερο για $l < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μεγαλύτερο Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ , θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή

$$\text{Για } l=50: \lambda = \max \left\{ 0,7 \cdot \frac{l}{b} \mid 70 \right\} = \max \left\{ 0,7 \cdot \frac{21}{0,86} \mid 70 \right\} = 70$$

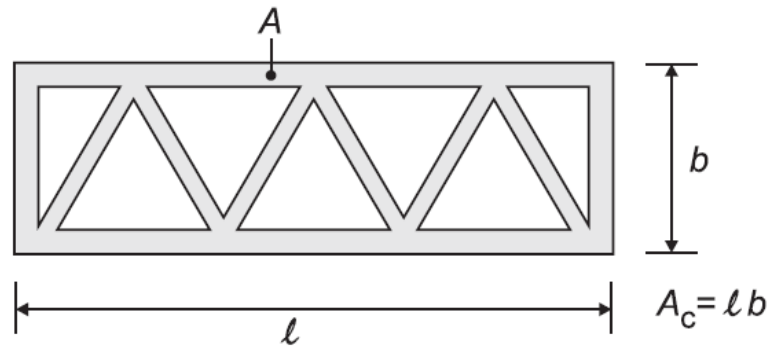
$$\text{Για } l=15: \lambda = \max \left\{ \frac{l}{b} \mid 70 \right\} = \max \left\{ \frac{21}{0,86} \mid 70 \right\} = 70$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = 70 \\ \lambda = 70 \end{array} \right\} \lambda = 70$$

$$\varphi = \frac{A}{A_c} = 1 \quad (3.11)$$

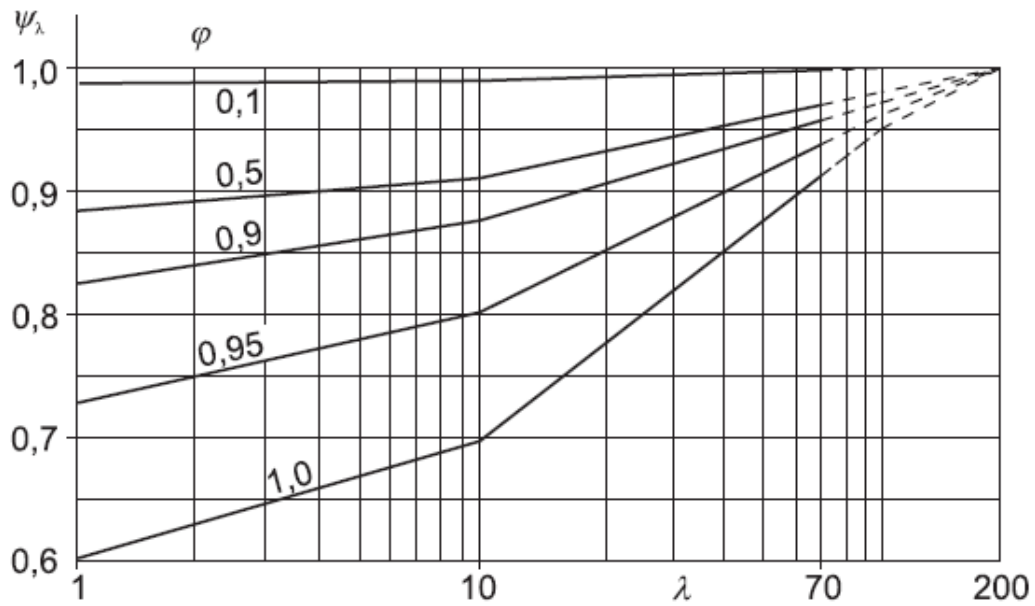
όπου

A, A_c βλέπε σχήμα 3.7



Σχήμα 3.7: Ορισμός A και A_c

Από το σχήμα 3.8 και συναρτήσεις των λ και φ , υπολογίζεται ο συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ . Προκύπτει $\psi_\lambda = 0,92$.



Σχήμα 3.8: Συντελεστής επίδρασης άκρων

Τέλος, όπως και στις δυνάμεις λόγω ανέμου στο κατάστρωμα, ο c_f προκύπτει από την εξίσωση (3.5)

$$c_{f,bot} = c_{f,0,bot} \cdot \psi_\lambda = 1.14 \cdot 0.92 = 1.05$$

$$c_{f,top} = c_{f,0,top} \cdot \psi_\lambda = 1.18 \cdot 0.92 = 1.08$$

και οι δυνάμεις ανέμου από την εξίσωση (3.1)

$$F_{w,bot} = c_s c_d \cdot c_{f,bot} \cdot q_p(z_e)_{bot} \cdot A_{ref,bot} = 1 \cdot 1.05 \cdot 1.23 \cdot 1.26 = 1.7 \frac{kN}{m}$$

$$F_{w,top} = c_s c_d \cdot c_{f,top} \cdot q_p(z_e)_{top} \cdot A_{ref,top} = 1 \cdot 1.08 \cdot 1.91 \cdot 0.66 = 1.4 \frac{kN}{m}$$

Η μεταβολή του γραμμικού φορτίου ανέμου στους πυλώνες μεταξύ αυτών των δύο ακραίων τιμών θα γίνει γραμμικά, καθώς έτσι μεταβάλλεται και η διάμετρος του πυλώνα.

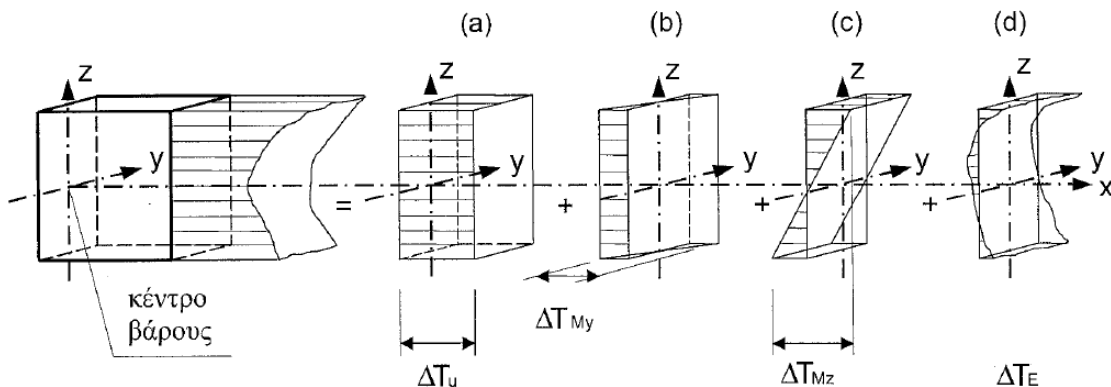
3.3.3 Θερμικές δράσεις

Η μεταβολή της θερμοκρασίας των μελών ενός φορέα προκαλεί την αλλαγή της γεωμετρίας τους, δηλαδή τη παραμόρφωση τους. Εάν αυτή η παραμόρφωση παρεμποδίζεται με οποιονδήποτε τρόπο, τότε αναπτύσσονται τάσεις οι οποίες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό. Το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1991-1-5 αναφέρεται σε θερμικές δράσεις και περιέχει ένα κεφάλαιο αποκλειστικά για την αντιμετώπισή τους στις γέφυρες.

Οι θερμοκρασιακές μεταβολές που προαναφέρθηκαν μπορεί να κατανέμονται ομοιόμορφα στη διατομή ενός μέλους, γραμμικά κατά ένα άξονα της και μη γραμμικά, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.9. Ο έλεγχος συνήθως γίνεται για την ομοιόμορφη και τη γραμμική κατά τη κατακόρυφη διεύθυνση συνιστώσα, όπως έγινε και στη παρούσα μελέτη.

Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών των θερμοκρασιακών μεταβολών τα καταστρώματα ταξινομούνται στις ακόλουθες κατηγορίες:

- Τύπος 1 Χαλύβδινο κατάστρωμα - χαλύβδινη κιβωτοειδής διατομή
- χαλύβδινο δικτύωμα ή πλάκα
- Τύπος 2 Σύμμικτο κατάστρωμα
- Τύπος 3 Κατάστρωμα από Ω.Σ. - πλάκα από Ω.Σ.
- δοκός από Ω.Σ.
- κιβωτοειδής διατομή από Ω.Σ.



Σχήμα 3.9: Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών κατανομής θερμοκρασίας

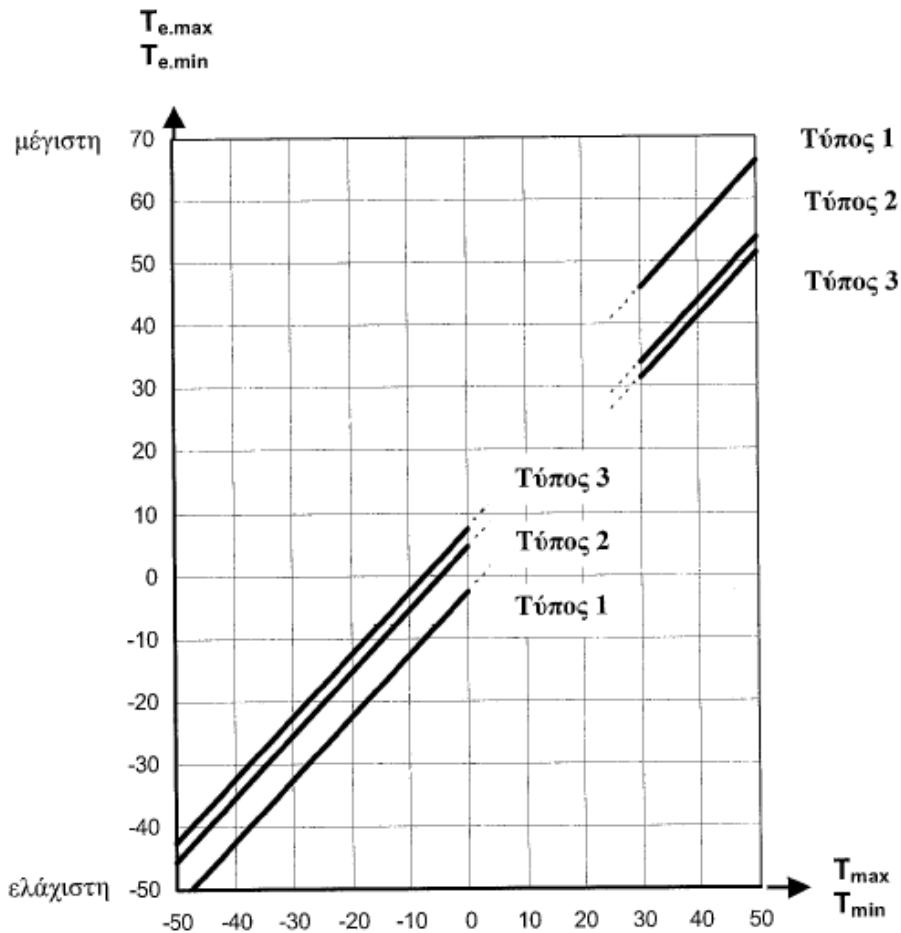
Στη συγκεκριμένη περίπτωση το κατάστρωμα κατηγοριοποιείται ως Τύπος 2

3.3.3.1 Ομοιόμορφη συνιστώσα

Η συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας εξαρτάται από την ελάχιστη και τη μέγιστη θερμοκρασία που θα αναπτυχθεί σε μια γέφυρα. Εξ αυτών προκύπτει ένα εύρος ομοιόμορφων θερμοκρασιακών μεταβολών, που έχει ως αποτέλεσμα την μεταβολή μήκους των μελών ενός μη παρεμποδιζόμενου φορέα.

Προσδιορίζονται η ελάχιστη, T_{min} , και η μέγιστη, T_{max} , θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά για τη θέση του έργου από εθνικούς χάρτες ισοθερμικών καμπυλών. Αυτές οι τιμές αντιστοιχούν σε θερμοκρασίες με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 0,02 ή αλλιώς περίοδο επαναφοράς 50 χρόνια. Στη συγκεκριμένη περίπτωση εκτιμήθηκαν αυτές οι τιμές ως $T_{min} = -10 \text{ }^\circ\text{C}$ και $T_{max} = 45 \text{ }^\circ\text{C}$.

Ακολούθως από το σχήμα 3.10, προσδιορίζονται η ελάχιστη, $T_{e,min}$, και η μέγιστη, $T_{e,max}$, συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας.



Σχήμα 3.10: Σχέση μεταξύ θερμοκρασίας περιβάλλοντος και ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας

Προκύπτουν $T_{e,min} = -5 \text{ } ^\circ\text{C}$ και $T_{e,max} = 50 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Τέλος εκτιμάται η θερμοκρασία συναρμολόγησης της γέφυρας, $T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$, και από τις σχέσεις (3.12) και (3.13) υπολογίζονται τα μέγιστα εύρη διακύμανσης για συστολή, $\Delta T_{N,con}$, και διαστολή, $\Delta T_{N,exp}$, της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας.

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -5 - 15 = -20 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (3.12)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 50 - 15 = 35 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (3.13)$$

3.3.3.2 Γραμμική, κατά τη κατακόρυφη διεύθυνση, συνιστώσα

Για μια συγκεκριμένη χρονική περίοδο θέρμανσης και ψύξης της άνω επιφάνειας ενός καταστρώματος γέφυρας προκύπτει μια μέγιστη θερμαντική (θερμότερη η άνω επιφάνεια) και μια μέγιστη ψυκτική (θερμότερη η κάτω επιφάνεια) θερμοκρασιακή διαφορά.

Η επίδραση των καθ' ύψος συνιστωσών της θερμοκρασιακής διαφοράς θα πρέπει να εξετάζεται με τη χρήση μιας γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς με τιμές $\Delta T_{M,heat}$ και $\Delta T_{M,cool}$. Οι τιμές αυτές θα πρέπει να εφαρμόζονται μεταξύ της πάνω και της κάτω επιφάνειας του καταστρώματος της γέφυρας. Οι τιμές αυτές λαμβάνονται από το πίνακα 3.5. Στη παρούσα γέφυρα, όπου το κατάστρωμα ανήκει στο Τύπο 2, επιλέχθηκε $\Delta T_{M,heat} = 15$ και $\Delta T_{M,cool} = -18$

Πίνακας 3.5: Τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς

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

3.3.3.3 Σύγχρονη δράση των συνιστωσών

Εάν είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη η ταυτόχρονη δράση των δύο προαναφερθέντων συνιστωσών, τότε μπορούν να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω συνδυασμοί υπό τη μορφή των εξισώσεων (3.14), και (3.15)

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (ή } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \text{ (ή } \Delta T_{N,con}) \quad (3.14)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} \text{ (ή } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (ή } \Delta T_{N,con}) \quad (3.15)$$

όπου

+ → υποδηλώνει «σε συνδυασμό με...»

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

Επομένως προκύπτουν οι συνδυασμοί

$$(15) + 0,35 \cdot (35) = (15) + (12,3)$$

$$(-18) + 0,35 \cdot (-20) = (-18) + (-7)$$

$$0,75 \cdot (15) + (35) = (11,3) + (35)$$

$$0,75 \cdot (-18) + (-20) = (-13,5) + (-20)$$

Συνολικά για τις θερμικές δράσεις προέκυψαν 8 περιπτώσεις φόρτισης

3.4 Τυχηματικές δράσεις

Τέτοιες δράσεις μπορεί να οφείλονται είτε στην οδική κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα, δηλαδή, πρόσκρουση οχήματος στα βάθρα ή στο κατάστρωμα, είτε στη τυχηματική παρουσία ενός βαρέος οχήματος πάνω στη γέφυρα.

Στη παρούσα μελέτη θα τοποθετηθεί προστατευτικό κυκλικό φράγμα από σκυρόδεμα γύρο από τη βάση του πυλώνα για να παραλαμβάνει τυχόν φορτία πρόσκρουσης ενώ το ελεύθερο ύψος κάτω από το κατάστρωμα θα είναι επαρκώς μεγάλο για να αποφεύγονται προσκρούσεις σε αυτό. Όσον αφορά τη παρουσία βαρέος οχήματος πάνω στο κατάστρωμα, με τη τοποθέτηση εμποδίων στις εισόδους της γέφυρας διασφαλίζεται η αποφυγή αυτού του σεναρίου.

3.5 Σεισμικές δράσεις

Στο σχεδιασμό γεφυρών, συνήθως, λαμβάνονται υπόψη μόνον οι τρεις μεταφορικές συνιστώσες των σεισμικών αποτελεσμάτων. Όταν εφαρμόζεται η μέθοδος Φασματικής Απόκρισης, όπως και σε αυτή τη μελέτη, η γέφυρα μπορεί να αναλυθεί ξεχωριστά για σεισμό στη διαμήκη, εγκάρσια και κατακόρυφη διεύθυνση. Στην περίπτωση αυτή η σεισμική δράση εκφράζεται με τρεις δράσεις, μία ανά διεύθυνση τα αποτελέσματα των οποίων συνδυάζονται στη συνέχεια με τη μέθοδο SRSS.

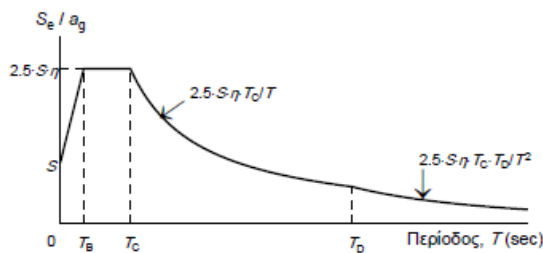
Αυτή η σεισμική δράση αναφοράς (για συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_I = 1,00$), συνήθως, αντανακλά ένα σεισμικό γεγονός με περίοδο επαναφοράς αναφοράς, T_{NCR} , 475 έτη. Ένα τέτοιο γεγονός έχει πιθανότητα υπέρβασης που κυμαίνεται μεταξύ 0,10 και 0,19 για ζωή σχεδιασμού μεταξύ 50 και 100 ετών αντίστοιχα. Το επίπεδο αυτό δράσης σχεδιασμού είναι εφαρμόσιμο στην πλειονότητα των γεφυρών που θεωρούνται τυπικής σπουδαιότητας όπως και στη παρούσα.

3.5.1 Μέθοδος φασματικής απόκρισης

Τόσο η εφαρμογή των σεισμικών δράσεων, όσο και η ανάλυση με τη μέθοδο της φασματικής απόκρισης γίνονται αυτόματα από το λογισμικό αφού οριστούν οι απαραίτητοι συντελεστές. Παρόλα αυτά περιγράφεται παρακάτω εν συντομία η πορεία εφαρμογής της μεθόδου φασματικής απόκρισης για κάθε διεύθυνση.

- Επιλέγονται ποιες μάζες και φορτία θα δρουν κατά τη διάρκεια του σεισμού. Για πεζογέφυρες λαμβάνονται υπόψη μόνο οι μόνιμες δράσεις.
- Ορίζονται οι βαθμοί ελευθερίας του φορέα.
- Υπολογίζονται τα μητρώα μάζας, $[M]$, και δυσκαμψίας, $[K]$, της κατασκευής.
- Προσδιορίζονται οι ιδιοσυχνότητες από τη λύση της εξίσωσης $[[K] - \omega^2 \cdot [M]] = 0$ και οι ιδιοπερίοδοι από τη σχέση $T_i = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_i}$.
- Προσδιορίζεται κάθε i ιδιομορφή-ιδιοδιάνυσμα από τη λύση του συστήματος $([K] - \omega_i^2 \cdot [M]) \cdot \{\varphi_i\} = \{0\}$.
- Υπολογίζεται ο συντελεστής συμμετοχής κάθε i ιδιομορφής από την εξίσωση $\Gamma_i = \frac{\{\varphi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{r\}}{\{\varphi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\varphi_i\}}$.
- Υπολογίζεται η δρώσα ιδιομορφική μάζα κάθε i ιδιομορφής από την εξίσωση $M_i = \Gamma_i \cdot \{\varphi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{r\}$.

- Για κάθε i ιδιομορφή υπολογίζεται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης που δίνεται στο σχήμα 3.11, η ελαστική φασματική επιτάχυνση, $S_{e,i}$, συναρτήσει της ιδιοπεριόδου της. Χρησιμοποιούνται τόσες ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών τους να είναι ίσο η μεγαλύτερο του 90% της συνολικής μάζας της γέφυρας, έτσι ώστε να μην έχουμε μεγάλη απόκλιση από τη πραγματικότητα.
- Τώρα μπορούν να υπολογιστούν τα σεισμικά φορτία κάθε i ιδιομορφής και σε κάθε βαθμό ελευθερίας από το σύστημα $\{F_i\} = [M] \cdot \{\varphi_i\} \cdot \Gamma_i \cdot S_{e,i} / \omega_i^2$ και οι μετακινήσεις από το σύστημα $\{u_i\} = \{\varphi_i\} \cdot \Gamma_i \cdot S_{e,i} / \omega_i^2$.
- Γίνεται επαλληλία των παραπάνω ιδιομορφικών αποκρίσεων χρησιμοποιώντας μία εκ των μεθόδων SRSS ή CQC, και προκύπτουν τα τελικά μεγέθη με τα οποία θα γίνουν οι έλεγχοι.



$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου:

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}} \geq 0.55 = \text{συντελεστής απόσβεσης (το } \zeta \text{ τίθεται επί τοις εκατό)}$$

S = συντελεστής εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR} (g)	Κατηγορία Σπουδαιότητας	γ_i	Κατηγορία Εδάφους	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	S
Z1	0.16	I	0.80	A	0.15	0.40	2.50	1.00
Z2	0.24	II	1.00	B	0.15	0.50	2.50	1.20
Z3	0.36	III	1.20	C	0.20	0.60	2.50	1.15
		IV	1.40	D	0.20	0.80	2.50	1.35
				E	0.15	0.50	2.50	1.40

Σχήμα 3.11: Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Για τη παρούσα μελέτη λήφθηκαν οι ακόλουθοι συντελεστές

Οριζόντια διεύθυνση

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: $Z_I \rightarrow \alpha_{gR} = 0.24 g$

Κατηγορία σπουδαιότητας: $\Pi \rightarrow \gamma_I = 1.00$

Κατηγορία εδάφους: $B \rightarrow T_B = 0.15, T_C = 0.50, T_D = 2.50, S = 1.20$

Ιξώδης απόσβεση: Κατηγορία συγκολλημένου χάλυβα $\rightarrow \xi = 2\%$

Κατακόρυφη διεύθυνση

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: $Z_I \rightarrow \alpha_{gv} = 0.216 g$

Κατηγορία σπουδαιότητας: $\Pi \rightarrow \gamma_I = 1.00$

Κατηγορία εδάφους: $B \rightarrow T_B = 0.05, T_C = 0.15, T_D = 1.00,$

Ιξώδης απόσβεση: Κατηγορία συγκολλημένου χάλυβα $\rightarrow \xi = 2\%$

Ο κανονισμός αναφέρει ότι για γέφυρες των οποίων η σεισμική συμπεριφορά κυριαρχείται από επιδράσεις ανώτερων ιδιομορφών όπως καλωδιωτές γέφυρες, ή όπου η διαμόρφωση λεπτομερειών των πλαστικών αρθρώσεων για πλαστιμότητα ενδεχομένως να μην είναι αξιόπιστη συνιστάται συντελεστής συμπεριφοράς $q = 1$ που αντιστοιχεί σε ελαστική συμπεριφορά. Έτσι στη συγκεκριμένη μελέτη επιλέχθηκε ο φορέας να έχει ελαστική συμπεριφορά. Επομένως δεν χρειάζεται να προβλεφθούν περιοχές όπου θα αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις, ούτε είναι απαραίτητο να γίνει ικανοτικός σχεδιασμός.

4 Συνδυασμοί δράσεων

4.1 Γενικά

Σύμφωνα με το EN 1990 ορίζονται δύο οριακές καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας παύει να ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού του, η οριακή κατάσταση αστοχίας και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Ορίζονται επίσης οι σχετικές καταστάσεις σχεδιασμού που θα πρέπει να επιλεγούν λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες υπό τις οποίες ο φορέας καλείτε να επιτελέσει τη λειτουργία του. Αυτές είναι:

- *Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια*, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- *Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού*, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.
- *Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού*, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές περιπτώσεις συνθηκών οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στον φορέα ή στην έκθεσή του, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή οι συνέπειες τοπικής αστοχίας.
- *Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού*, που αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στον φορέα όταν αυτό εκτίθεται σε σεισμικά συμβάντα.

Θα πρέπει να ελέγχεται ότι σε όλες τις εμπλεκόμενες καταστάσεις σχεδιασμού, δεν υπάρχει υπέρβαση καμίας οριακής κατάστασης.

4.2 Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Αναφέρονται σε οριακές καταστάσεις που σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων και τη ασφάλεια του φορέα. Όπου είναι εφαρμόσιμες θα ελέγχονται οι ακόλουθες μορφές οριακών καταστάσεων αστοχίας:

- *EQU*: Απώλεια στατικής ισορροπίας του, θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος, φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, όπου:
- *STR*: Εσωτερική αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του φορέα ή δομικών μελών, όπως πέλδων θεμελίωσης, πασσάλων, τοιχωμάτων υπογείων κλπ., όπου η αντοχή των δομικών υλικών είναι καθοριστική.
- *GEO*: Αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του εδάφους, όπου οι αντοχές των εδαφών ή των πετρωμάτων είναι σημαντικές στην επίτευξη αντίστασης.
- *FAT*: Αστοχία λόγω κόπωσης του φορέα ή των δομικών μελών.

Οι συνδυασμοί δράσεων για τις διάφορες καταστάσεις σχεδιασμού, που ελέγχονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας, δίνονται παρακάτω.

- Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (4.1)$$

- Συνδυασμοί δράσεων για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (4.2)$$

- Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (4.3)$$

όπου

+	υποδηλώνει «σε συνδυασμό με...»
\sum	υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»
$G_{k,j}$	είναι η χαρακτηριστική τιμή της μόνιμης δράσης j
P_k	είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,1}$	είναι η χαρακτηριστική τιμή της κύριας μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
A_d	είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{G,j}$	είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
$\gamma_{Q,1}$	είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη κύρια μεταβλητή δράση
$\gamma_{Q,i}$	είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
γ_P	είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη προένταση
ψ	είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Ο έλεγχος στην Ο.Κ.Α. ικανοποιείται όταν ισχύει η ανίσωση (4.4), για κάθε συνδυασμό δράσεων και για κάθε μορφή αστοχίας.

$$E_d \leq R_d \quad (4.4)$$

όπου

E_d	είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων
R_d	είναι η οριακή τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης

4.3 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Αναφέρονται σε οριακές καταστάσεις που σχετίζονται με τη λειτουργία ενός φορέα ή ενός δομικού μέλους υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης, την άνεση των ανθρώπων και την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών. Όπου είναι απαραίτητο θα ελέγχονται τα ακόλουθα κριτήρια οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας:

- *Παραμορφώσεις* οι οποίες επηρεάζουν την εμφάνιση, την άνεση των χρηστών, τη λειτουργία του έργου ή οι οποίες προκαλούν ζημιιά στα επιχρίσματα ή τα μη-φέροντα στοιχεία.
- *Δονήσεις* οι οποίες προκαλούν ενοχλήσεις στους ανθρώπους ή οι οποίες περιορίζουν την λειτουργική αποδοτικότητα του έργου
- *Βλάβες* οι οποίες πολύ πιθανόν να επηρεάσουν αρνητικά την εμφάνιση την ανθεκτικότητα, ή τη λειτουργία του έργου.

Οι συνδυασμοί δράσεων για τις διάφορες καταστάσεις σχεδιασμού, που ελέγχονται στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, δίνονται παρακάτω.

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (4.5)$$

- Συχνός συνδυασμός

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (4.6)$$

- Οιονεί - μόνιμος συνδυασμός

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (4.7)$$

Ο έλεγχος στην Ο.Κ.Λ. ικανοποιείται όταν ισχύει η ανίσωση (4.8), για κάθε συνδυασμό δράσεων και για κάθε κριτήριο λειτουργικότητας.

$$E_d \leq C_d \quad (4.8)$$

όπου

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων
 C_d είναι η οριακή τιμή σχεδιασμού του αντίστοιχου κριτηρίου

4.4 Ειδικά για πεζογέφυρες

Το παράρτημα Α2 του EN 1990 αναφέρεται αποκλειστικά στις αρχές σχεδιασμού για τις γέφυρες. Προτείνονται τιμές για τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, γ , των διαφόρων δράσεων, για τους συντελεστές συνδυασμού, ψ , των μεταβλητών δράσεων και δίνονται κάποιοι κανόνες συνδυασμού.

Παρακάτω στους πίνακες 4.1, και 4.2, δίνονται οι συντελεστές ψ και γ αντίστοιχα.

Πίνακας 4.1: Συντελεστές συνδυασμού ψ για πεζογέφυρες

Δράση	Σύμβολο	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Φορτία κυκλοφορίας	g_1	0,40	0,40	0
	$Q_{s,k}$	0	0	0
	g_2	0	0	0
Δράσεις ανέμου	$F_{w,k}$	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 Ευρωπαϊκούς σχεδιασμούς.

Πίνακας 4.2: Τιμές σχεδιασμού δράσεων (για STR/GEO)

Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού	Μόνιμες Δράσεις		Προένταση	Κυρίαρχη μεταβλητή δράση (*)	Συνοδευτική μεταβλητή δράση (*)	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές			Κύρια (εάν υφίσταται)	Άλλες
(Εξισ. 6.10a)	$\gamma_{G,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{kj,inf}$	γ^P		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Εξισ. 6.10b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{kj,inf}$	γ^P	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Μεταβλητές δράσεις είναι εκείνες που θεωρούνται στους Πίνακες A2.1 έως A2.3.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Οι ακόλουθες τιμές για το γ και ξ προτείνονται κατά τη χρήση των σχέσεων 6.10a και 6.10b:
 $\gamma_{G,sup} = 1,35^{1)}$
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$
 $\gamma_Q = 1,35$ όταν το Q αντιπροσωπεύει δυσμενείς δράσεις οφειλόμενες σε οδική κυκλοφορία ή κυκλοφορία πεζών (0 όταν είναι ευνοϊκές)
 $\gamma_Q = 1,45$ όταν το Q αντιπροσωπεύει δυσμενείς δράσεις οφειλόμενες σε σιδηροδρομική κυκλοφορία, για τις ομάδες φορτίων 11 έως 31 (εκτός από 16, 17, 26³⁾ και 27³⁾), προσομοιώματα φόρτισης LM71, SW/0 και HSLM και πραγματικός συρμός, όταν θεωρούνται ως μεμονωμένες κυρίαρχες δράσεις κυκλοφορίας (0 όταν είναι ευνοϊκές)
 $\gamma_Q = 1,20$ όταν το Q αντιπροσωπεύει δυσμενείς δράσεις οφειλόμενες σε σιδηροδρομική κυκλοφορία για ομάδες φορτίων 16 και 17 και SW/2 (0 όταν ευνοϊκές)
 $\gamma_Q = 1,50$ για λοιπές δράσεις κυκλοφορίας και άλλες μεταβλητές δράσεις ²⁾
 $\xi = 0,925$

Σαν κανόνες συνδυασμού ισχύουν ότι, οι δράσεις ανέμου και οι θερμικές δράσεις δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη ταυτόχρονα και ότι το συγκεντρωμένο φορτίο $Q_{f,wk}$ δεν χρειάζεται να συνδυάζεται με οποιεσδήποτε άλλες μεταβλητές δράσεις οι οποίες δεν οφείλονται στην κυκλοφορία.

Με βάση τα όσα προαναφέρθηκαν δημιουργήθηκαν οι παρακάτω συνδυασμοί δράσεων για να γίνουν οι απαραίτητοι έλεγχοι στη πεζογέφυρα:

O.K.A.

Πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι που αφορούν την οριακή κατάσταση STR, δηλαδή, εσωτερική αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του φορέα ή δομικών μελών.

Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού

$$E_d = E\{ 1.35 \cdot G_{tot} + 1.00 \cdot P_k + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.3 \cdot W \}$$

$$E_d = E\{ 1.35 \cdot G_{tot} + 1.00 \cdot P_k + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T \}$$

Στους παραπάνω συνδυασμούς, κύρια μεταβλητή δράση είναι η ομάδα των φορτίων κυκλοφορίας, και συνδυάζεται με δράσεις ανέμου και θερμικές, εναλλάξ. Χρησιμοποιήθηκαν για έλεγχο τάσεων, εφεδράνων, λυγισμού πυλώνων. Ήταν προφανές ότι τα φορτία κυκλοφορίας θα έδιναν δυσμενέστερα αποτελέσματα σε αυτούς τους ελέγχους, για αυτό δεν λήφθηκαν ως κύριες μεταβλητές δράσεις τα W ή τα ΔT. Η ίδια λογική ακολουθήθηκε όπου κρίθηκε σκόπιμο.

$$E_d = E\{ 1.00 \cdot G_{tot} + 1.00 \cdot P_k + 0.00 \cdot Q + 1.5 \cdot W \}$$

Στο παραπάνω συνδυασμό, κύρια μεταβλητή δράση είναι ο άνεμος. Οι μόνιμες δράσεις και τα φορτία κυκλοφορίας λειτουργούν ευνοϊκά. Χρησιμοποιήθηκε για έλεγχο χαλάρωσης των καλωδίων από κατακόρυφες, με φορά προς τα πάνω, δυνάμεις ανέμου.

Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού

$$E_d = E\{G_{tot} + P_k + 1.35 \cdot Q + A_{Ed} + 0,5 \cdot \Delta T\}$$

Χρησιμοποιήθηκε για έλεγχο τάσεων και εφεδράνων

Ο.Κ.Α.

Πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι που αφορούν κριτήρια παραμορφώσεων και ταλαντώσεων.

Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$E_d = E\{G_{tot} + P_k + Q + 0.3 \cdot W\}$$

$$E_d = E\{G_{tot} + P_k + Q + 0.6 \cdot \Delta T\}$$

Στους παραπάνω συνδυασμούς κύρια μεταβλητή δράση είναι η ομάδα των φορτίων κυκλοφορίας, και συνδυάζεται με δράσεις ανέμου και θερμικές, εναλλάξ. Χρησιμοποιήθηκαν για έλεγχο της μέγιστης βύθισης καταστρώματος και της διαφορικής βύθισης καταστρώματος (κλίση κατά την εγκάρσια διεύθυνση) καθώς και για τον έλεγχο τάσεων στα καλώδια (περιορισμένες τάσεις σε σχέση με Ο.Κ.Α.) και των εφεδράνων.

$$E_d = E\{G_{tot} + P_k\}$$

Εδώ περιλαμβάνονται μόνο οι μόνιμες δράσεις. Χρησιμοποιήθηκε για έλεγχο της βύθισης σε ηρεμία

Δημιουργήθηκε επίσης μια δυναμική φόρτιση, για τον έλεγχο του κριτηρίου άνεσης των πεζών κατά τη διάρκεια ταλαντώσεων που προκύπτουν από το βάδισμα, διαδικασία η οποία περιγράφεται σε επόμενο κεφάλαιο.

5 Παρουσίαση προσομοιώματος

5.1 Λογισμικό Sofistik

Η σειρά προγραμμάτων SOFiSTiK είναι μία από τις δημοφιλέστερες στην Ευρώπη, ανήκει στη γερμανική εταιρεία SOFiSTiK AG και στηρίζεται στη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων. Παρέχονται απεριόριστες δυνατότητες για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που συναντά ο μελετητής στο μεγαλύτερο φάσμα εφαρμογών και ειδικά στην γεφυροποιία.

Στο πρόγραμμα υπάρχει έτοιμη βιβλιοθήκη υλικών σκυροδέματος, χάλυβα και ξύλου, σύμφωνα με πολλούς κανονισμούς: παλιούς γερμανικούς (DIN 1045,4227) νέους (DIN 1045-1, Fachberichte), ευρωκώδικες (EC2), ελβετικούς, αυστριακούς, βρετανικούς, γαλλικούς, ισπανικούς, ιταλικούς, ινδικούς, αμερικανικούς κ.α. Δεν υπάρχει περιορισμός στον αριθμό των υλικών σε ένα φορέα ή στην ίδια διατομή. Μη γραμμικές ιδιότητες υλικών μπορούν να ληφθούν κατ' ευθείαν από τους κανονισμούς ή να δοθούν ιδιαίτερες από τον χρήστη.

Επίσης στο λογισμικό περιλαμβάνονται έτοιμες τυπικές διατομές, όπως ορθογωνικές, πλακοδοκοί, κυκλικές καθώς και κιβωτοειδής, σύμμικτες, λεπτότοιχες. Υπολογίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά, ελαστικά και πλαστικά, της διατομής, καθώς και μεγέθη για τον υπολογισμό των αξονικών και διατμητικών τάσεων. Πρακτικά δεν υπάρχει κανένας περιορισμός στον αριθμό και τη μορφή των διατομών που δέχεται το πρόγραμμα.

Στη σειρά προγραμμάτων Sofistik περιλαμβάνονται σχεδιαστικά προγράμματα και προγράμματα ανάλυσης και διαστασιολόγησης.

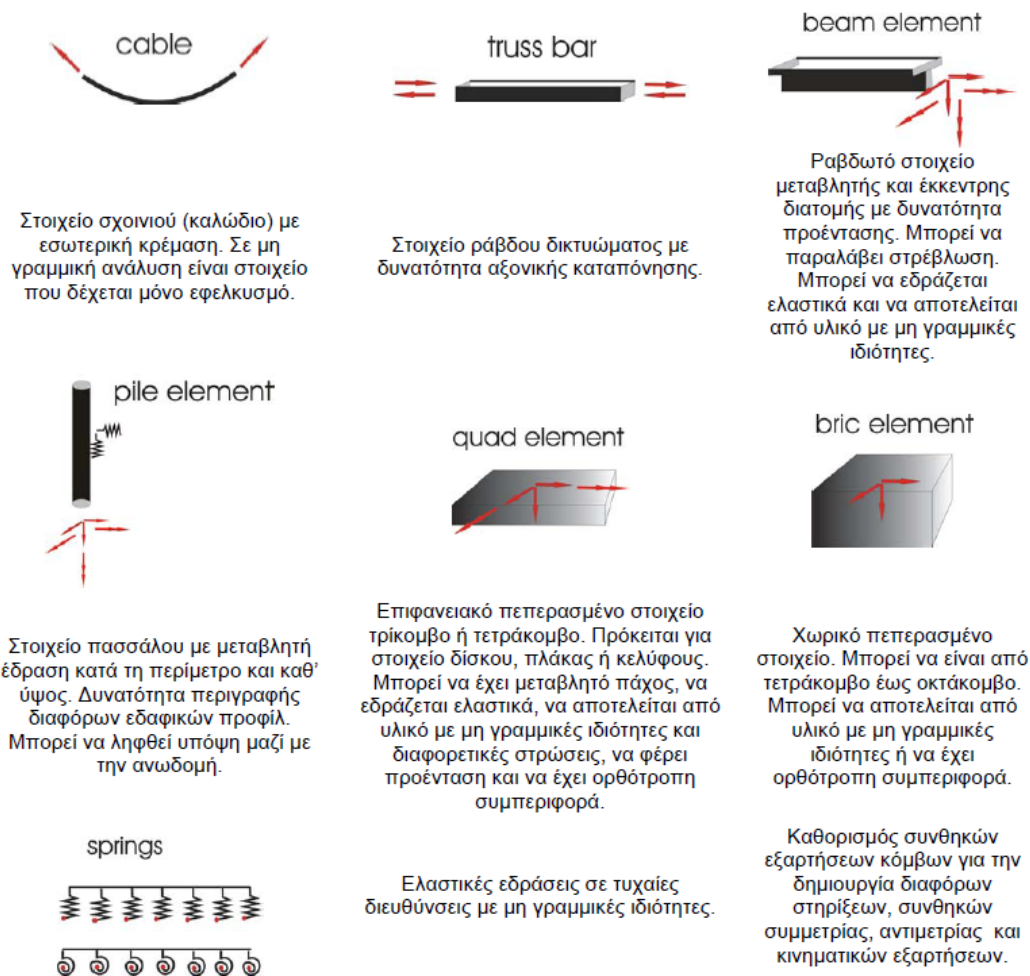
Τα σχεδιαστικά προγράμματα λειτουργούν ως plugin σε περιβάλλον AutoCAD και αφορούν την δημιουργία κατασκευαστικών σχεδίων σε εφαρμογές ωπλισμένου σκυροδέματος και μεταλλικών κατασκευών.

Τα προγράμματα ανάλυσης του πακέτου Sofistik μπορούν να πραγματοποιήσουν στατικές και δυναμικές αναλύσεις με γραμμικότητα ή μη γραμμικότητα υλικού και γεωμετρίας. Καλύπτουν έτσι όλο το φάσμα αναλύσεων ακόμη και των πιο απαιτητικών. Η διαστασιολόγηση μπορεί να είναι πλήρως παραμετροποιημένη και αυτοματοποιημένη. Αν το θέλει ο χρήστης όμως μπορεί να ορίσει ο ίδιος τους συντελεστές ασφάλειας και τους συντελεστές των συνδυασμών φορτίσεων όπως έγινε και στη παρούσα μελέτη.

Όπως προαναφέρθηκε το λογισμικό στηρίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Για τη μοντελοποίηση λοιπόν στο πρόγραμμα περιλαμβάνονται τα εξής είδη στοιχείων (elements):

- Cable element
- Truss element
- Beam element
- Pile element
- Quad element
- Bric element

που περιγράφονται αναλυτικότερα στο σχήμα 5.1.



Σχήμα 5.1: Είδη πεπερασμένων στοιχείων που περιλαμβάνονται στο λογισμικό Sofistik

5.2 Διαδικασία προσομοίωσης – μοντελοποίησης

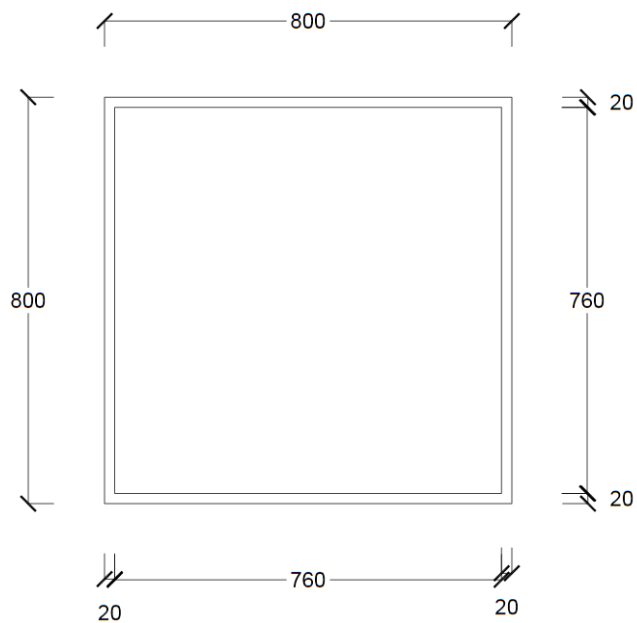
Παρακάτω περιγράφεται συνοπτικά η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τη προσομοίωση της γέφυρας στο λογισμικό Sofistik.

5.2.1 Ορισμός υλικών

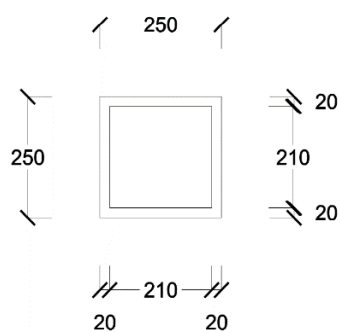
Ορίζονται τα υλικά που αποφασίστηκε ότι θα χρησιμοποιηθούν. Ο ορισμός γίνεται είτε επιλέγοντας υλικό από τις βιβλιοθήκες του Sofistik ή δημιουργώντας ένα υλικό εισάγοντας πλήθος παραμέτρων, ιδιοτήτων και αντοχών. Στη παρούσα εργασία δημιουργήθηκαν τα υλικά που αναφέρθηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο.

5.2.2 Ορισμός διατομών

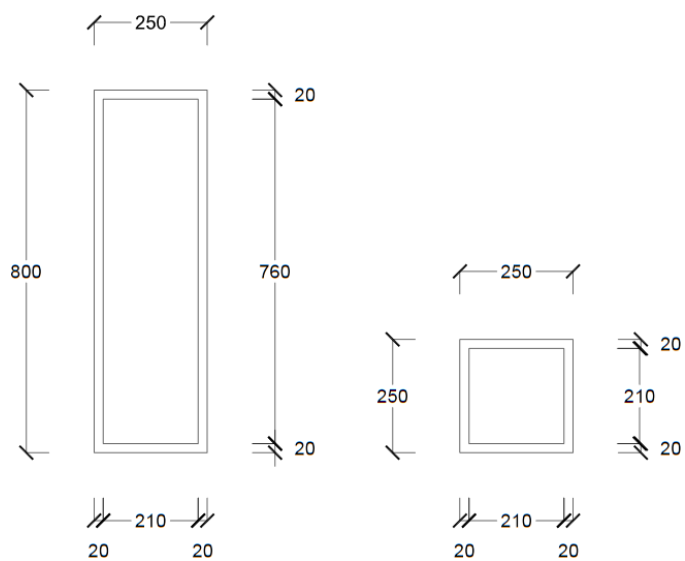
Ορίζονται οι διατομές των μελών του φορέα. Και εδώ μπορούν να επιλεγθούν έτοιμες διατομές από τη βιβλιοθήκη του Sofistik ή να δημιουργηθούν στο περιβάλλον του AutoCAD. Σε κάθε διατομή προσδιορίζονται τα υλικά που την απαρτίζουν. Στα επόμενα σχήματα φαίνονται οι τελικές διατομές για το κάθε στοιχείο της γέφυρας με τις διαστάσεις τους σε χιλιοστά μετά. Αυτές οι διατομές προέκυψαν μετά από τη διαδικασία που περιγράφεται στο επόμενο κεφάλαιο.



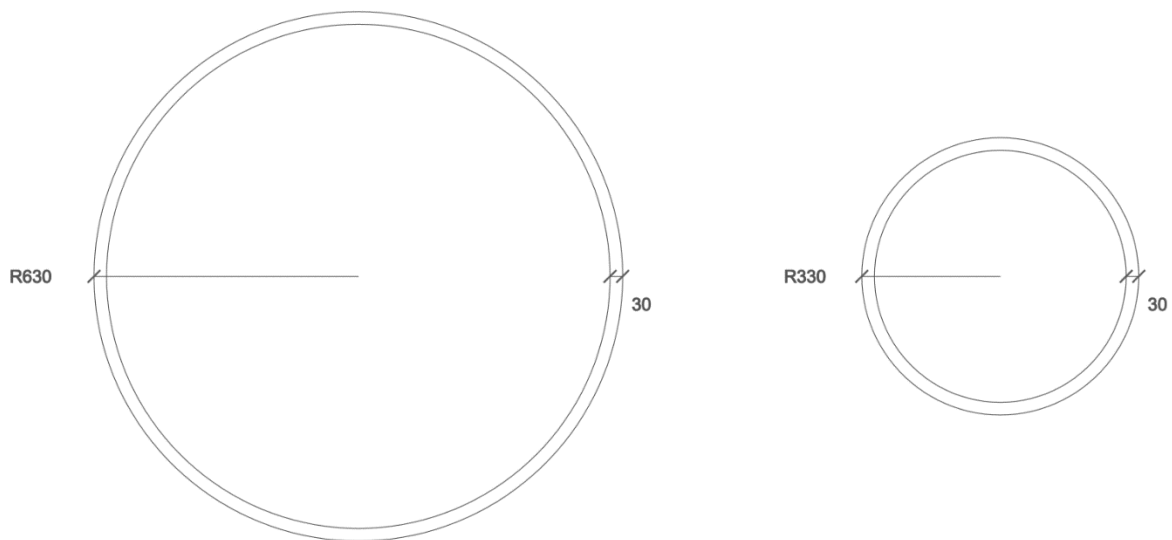
Σχήμα 5.2: Διατομή κύριας δοκού



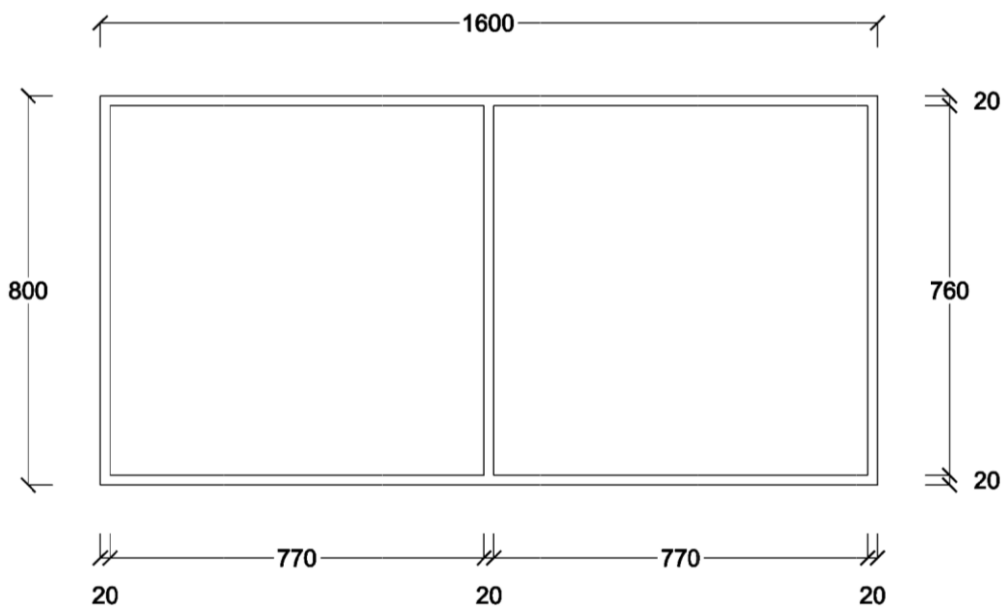
Σχήμα 5.3: Διατομή δευτερεύουσας δοκού



Σχήμα 5.4: Διατομές στα άκρα των διαδοκίδων



Σχήμα 5.5: Διατομές στα άκρα των πυλώνων



Σχήμα 5.6: Διατομή μεσαίου τμήματος κύριας δοκού



Σχήμα 5.7: Διατομές καλωδίων ανάρτησης

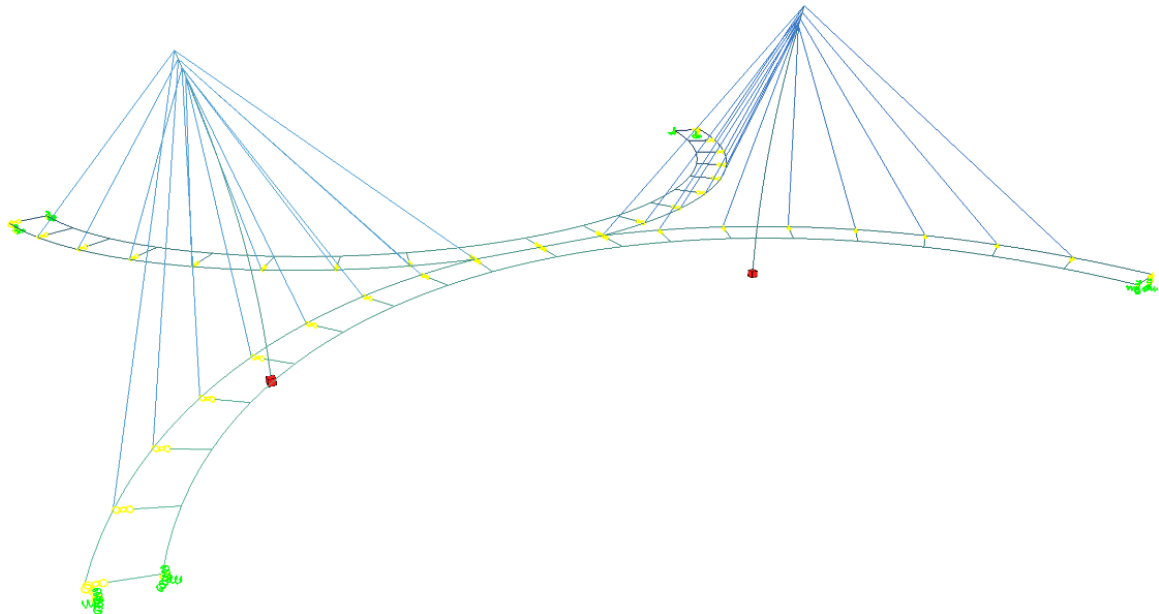
Περισσότερες λεπτομέρειες για τις διατομές καλωδίων δίνονται σε επόμενο κεφάλαιο.

5.2.3 Σχεδιασμός γεωμετρίας, εισαγωγή δομικών στοιχείων και συνοριακών συνθηκών

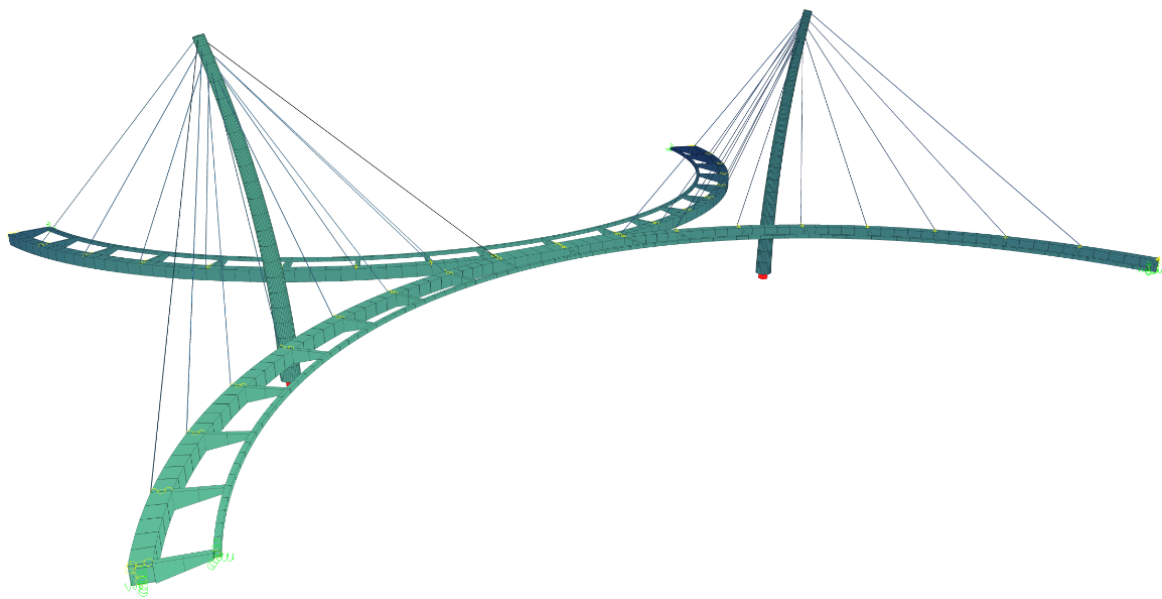
Σχεδιάζεται η γεωμετρία του φορέα στο γραφικό περιβάλλον AutoCAD, ορίζονται τα δομικά στοιχεία (structural elements) πάνω σε αυτή και οι συνοριακές συνθήκες. Η λογική μοντελοποίηση στο Sofistik είναι ότι ο χρήστης ορίζει τα μέλη - δομικά στοιχεία, αναθέτει διατομές στα άκρα τους, επιλέγει από τι πεπερασμένα στοιχεία θα αποτελέσει το κάθε ένα και το λογισμικό δημιουργεί αυτόματα το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων πάνω σε αυτά. Ο χρήστης έχει όμως την επιλογή να βάλει περιορισμούς στο μήκος των πεπερασμένων στοιχείων ή ακόμα και να τα ορίσει απευθείας ο ίδιος ένα προς ένα.

Σε αυτή την μελέτη χρησιμοποιήθηκαν cable elements για τα καλώδια, beam elements για όλα τα άλλα δομικά στοιχεία ενώ οι στηρίξεις υλοποιήθηκαν με springs. Εφόσον χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (beam elements) δεν θα είναι δυνατός ο εντοπισμός τοπικών φαινομένων (π.χ. τοπικός λυγισμός, κύρτωση επιφανειών). Τέτοια φαινόμενα μπορούν να μελετηθούν με τη χρήση επιφανειακών ή χωρικών πεπερασμένων στοιχείων τα οποία όμως αυξάνουν τις υπολογιστικές απαιτήσεις.

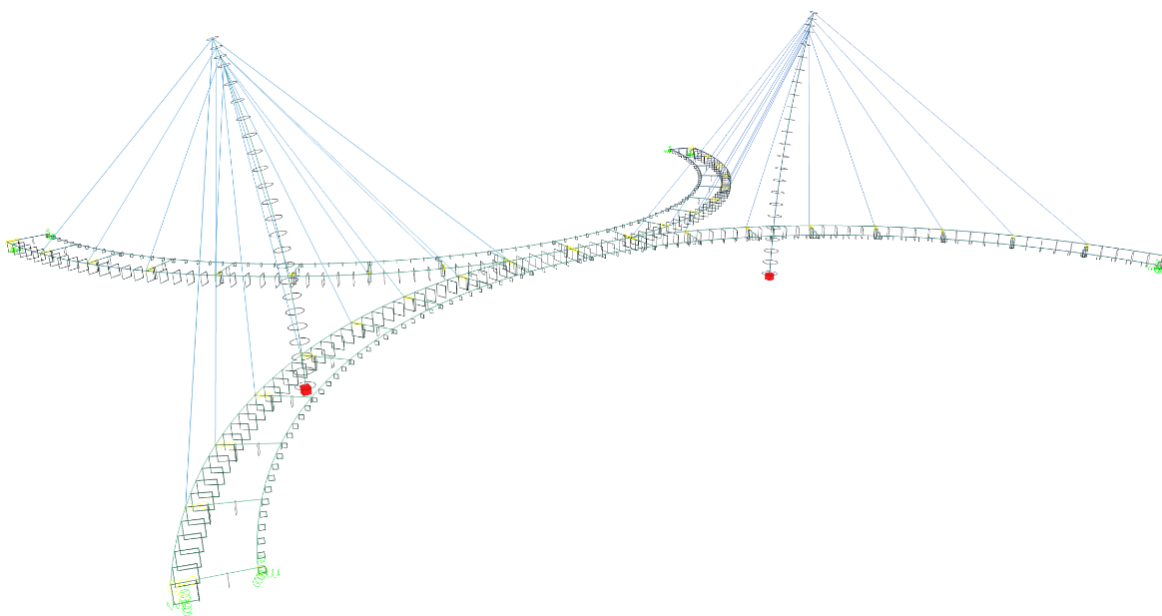
Στο σχήμα 5.8 φαίνονται τα μέλη που ορίστηκαν, στο σχήμα 5.9 διακρίνεται το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων που δημιουργήθηκε και στο σχήμα 5.10 οι διατομές στο άκρο κάθε πεπερασμένου στοιχείου.



Σχήμα 5.8: Δομικά στοιχεία (Structural elements)



Σχήμα 5.9: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων (mesh)

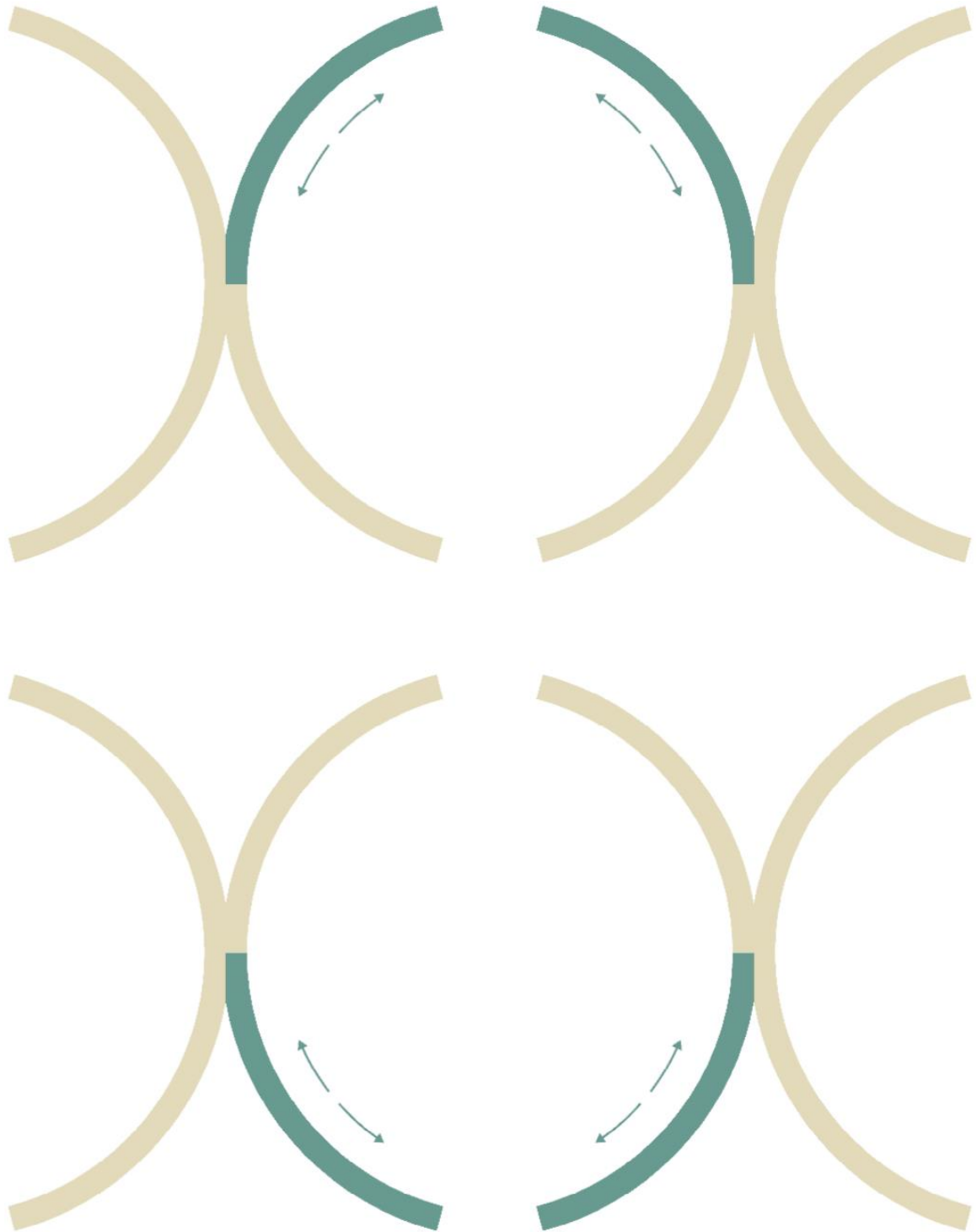


Σχήμα 5.10: Διατομές στα άκρα των πεπερασμένων στοιχείων

5.2.4 Εισαγωγή φορτίων

Δημιουργούνται οι δράσεις που υπολογίστηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο και εφαρμόζονται στις περιοχές που απαιτείται.

Όσον αφορά τα φορτία κυκλοφορίας, προκειμένου να ληφθούν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη σε κάθε διατομή που προκύπτουν από αυτά και επειδή δεν ήταν γνωστή η κατανομή των φορτίων που θα προκαλούσε αυτή τη κατάσταση, δημιουργήθηκαν 4 περιπτώσεις φορτίσεων που φαίνονται στο σχήμα 5.11. Με αυτό τον τρόπο, αφού ορίσω στο Sofistik κατά την ανάλυση να συνδυάζει επί το δυσμενέστερο τις 4 περιπτώσεις, πετυχαίνω να καλύπτω όλες τις δυσμενείς θέσεις των φορτίων κυκλοφορίας.



Σχήμα 5.11: Κατανομές δράσεων κυκλοφορίας

Τα τόξα υποδεικνύουν ότι για κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις λήφθηκαν υπόψη δύο ενδεχόμενα. Οι πεζοί να κινούνται στη μία ή στην άλλη κατεύθυνση πράγμα που αλλάζει και τη φορά των οριζόντιων φορτίων που προκύπτουν από το βάδισμα. Για να μην ληφθεί η ταυτόχρονη παρουσία αυτών των 2 ενδεχομένων, καθώς αυτό είναι αδύνατο, επιλέγεται ο μεταξύ τους συνδυασμός να γίνεται με την εντολή 'Add the most unfavorable'. Με την εντολή αυτή επιτυγχάνεται η επιλογή του δυσμενέστερου εκ των 2 ενδεχομένων για κάθε διατομή ελέγχου. Στη συνέχεια όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω το Sofistik συνδυάζει επί το δυσμενέστερο τις 4 περιπτώσεις.

Όσον αφορά τα φορτία ανέμου προέκυψαν 8 ενδεχόμενα. Αυτά είναι να πνέει ο άνεμος προς μία από τις 4 οριζόντιες κατευθύνσεις, με το ταυτόχρονο κατακόρυφο φορτίο να πνέει είτε προς τα πάνω είτε προς τα κάτω. Ένα από αυτά τα 8 φορτία μπορεί να ασκείται κάθε φορά για αυτό χρησιμοποιήθηκε και εδώ η εντολή 'Add the most unfavorable'.

Παρόμοια είναι η κατάσταση με τις θερμικές δράσεις. Προέκυψαν 8 ενδεχόμενα εκ των οποίων ένα μπορεί να ασκείται κάθε φορά και χρησιμοποιήθηκε η εντολή 'Add the most unfavorable'.

6 Διαστασιολόγηση, ανάλυση και έλεγχος

6.1 Γενικά

Αφού ολοκληρωθεί η προσομοίωση του φορέα που παρατίθεται στο προηγούμενο κεφάλαιο, ξεκινά η διαδικασία διαστασιολόγησης, ανάλυσης και ελέγχου.

Για τη παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε γραμμική ανάλυση, όπου διατυπώνονται οι εξισώσεις ισορροπίας στον απαραμόρφωτο φορέα και άρα αμελούνται οι επιρροές των παραμορφώσεων στην ανακατανομή της έντασης του φορέα.


Επιλέχθηκε να διενεργηθεί ελαστικός έλεγχος για τη διαστασιολόγηση των διατομών. Κατά τον ελαστικό έλεγχο οι διατομές διαστασιολογούνται έχοντας ως απαίτηση οι τάσεις που αναπτύσσονται σε αυτές να μην ξεπερνούν τις επιτρεπόμενες τάσεις σύμφωνα με τους κανονισμούς.

Η διαδικασία ξεκινά με μία αρχική διαστασιολόγηση των διατομών χρησιμοποιώντας προσεγγιστικές τιμές που βασίζονται σε εμπειρικούς κανόνες. Στη συνέχεια πραγματοποιείται το κατάλληλο είδος ανάλυσης από την οποία προκύπτουν τα απαραίτητα μεγέθη (εντάσεις, τάσεις, παραμορφώσεις) και συγκρίνονται με αυτά που επιτρέπονται από τους κανονισμούς. Εάν κάποιος από τους ελέγχους δεν ικανοποιείται τότε επιλέγονται νέες διατομές και η διαδικασία επαναλαμβάνεται από την αρχή. Έτσι και στη παρούσα εργασία η διατομές προέκυψαν μετά από αρκετές δοκιμές και εδώ παρουσιάζονται μόνο τα τελικά αποτελέσματα για ευνόητους λόγους.

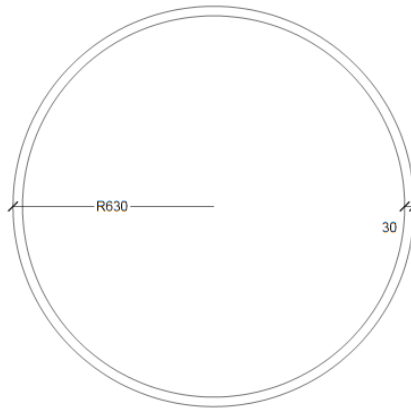
6.2 Κατηγοριοποίηση διατομών

Σύμφωνα με τους κανονισμούς ελαστικός έλεγχος μπορεί να γίνει σε κάθε κατηγορία διατομής. Στη περίπτωση όμως που η διατομή εμπίπτει στη κατηγορία 4 πρέπει να υπολογιστεί και να χρησιμοποιηθεί για έλεγχο μία απομειωμένη (ενεργός) διατομή. Αυτό γίνεται γιατί στις διατομές κατηγορίας 4 ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη τους.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για τη κατηγοριοποίηση των διατομών.

Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
	ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	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

Σχήμα 6.1: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για σωληνωτές διατομές



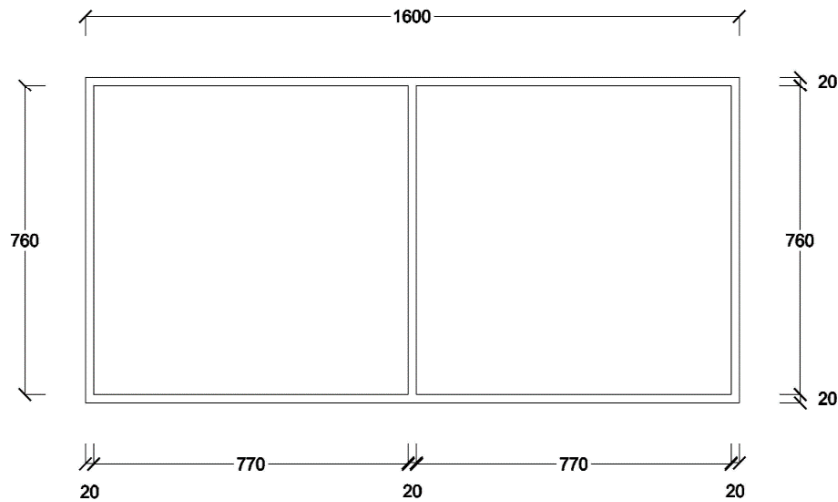
Σχήμα 6.2: Μεγαλύτερη σωληνωτή διατομή στο φορέα

Ελέγχεται η μεγαλύτερη σωληνωτή διατομή προφανώς

$$\frac{d}{t} = \frac{1260}{30} = 42 \leq 50 \cdot \varepsilon^2 = 50 \cdot 0.92^2 = 42.32 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
					Άξονας κάμψης	
					Άξονας Κάμψης	
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	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Σχήμα 6.3: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα



Σχήμα 6.4: Μεγαλύτερη ορθογωνική διατομή στο φορέα

Ελέγχεται η μεγαλύτερη ορθογωνική διατομή προφανώς. Θα ελεγχθεί για καθαρή θλίψη καθώς είναι η δυσμενέστερη περίπτωση.

$$\frac{c}{t} = \frac{770}{20} = 38.5 \leq 42 \cdot \varepsilon = 42 \cdot 0.92 = 38.6 \rightarrow \text{Κατηγορία 3}$$

6.3 Κύρτωση ελασμάτων λόγω διατμητικών τάσεων

Στο EN 1993-1-5 ορίζεται ότι ελάσματα χωρίς ενδιάμεσες νευρώσεις θα πρέπει να ελέγχονται για αντοχή σε κύρτωση λόγω διατμητικών τάσεων εφόσον ισχύει η ανίσωση

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta}$$

όπου

η συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με 1.2 για χάλυβες ποιότητας μέχρι και S460

Επομένως ελέγχεται αν χρειάζεται έλεγχο το μεγαλύτερο έλασμα που φαίνεται στο σχήμα και έχει πλάτος 770 mm.

$$\frac{h_w}{t} = \frac{770}{20} = 38.5 \leq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta} = \frac{72 \cdot 0.92}{1.2} = 55.2$$

Άρα δεν χρειάζεται περεταίρω έλεγχος έναντι κύρτωσης λόγω διατμητικών σε καμία διατομή του φορέα.

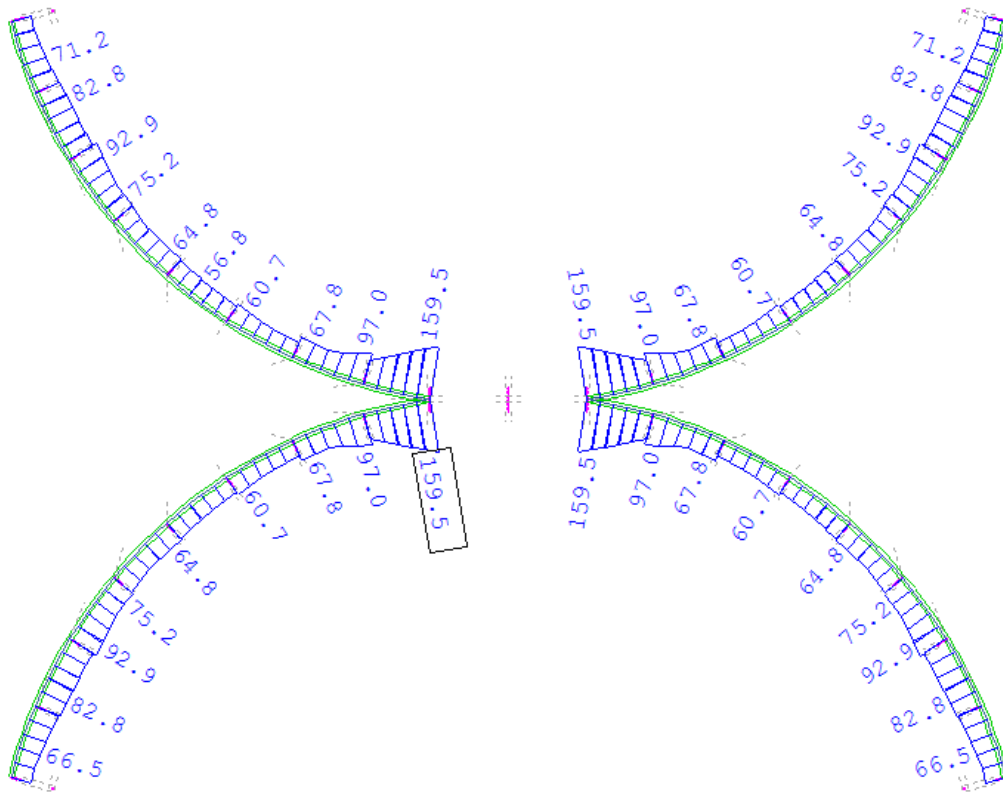
6.4 Έλεγχοι σε Ο.Κ.Α.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι σε Ο.Κ.Α. εκτός του ελέγχου των εφεδράνων και του ελέγχου των πυλώνων σε λυγισμό οι οποίοι παρουσιάζονται σε επόμενα κεφάλαια. Όπως προαναφέρθηκε πραγματοποιείται ελαστικός έλεγχος. Η μέγιστη επιτρεπόμενη τάση όλων των δομικών στοιχείων εκτός των καλωδίων είναι ίση με το όριο διαρροής του υλικού τους, δηλαδή 275 MPa στη περίπτωση μας. Η δρώσα ένταση προκύπτει ως συνδυασμός των ορθών και διατμητικών τάσεων σε κάθε σημείο των διατομών με βάση το κριτήριο v.Mises.

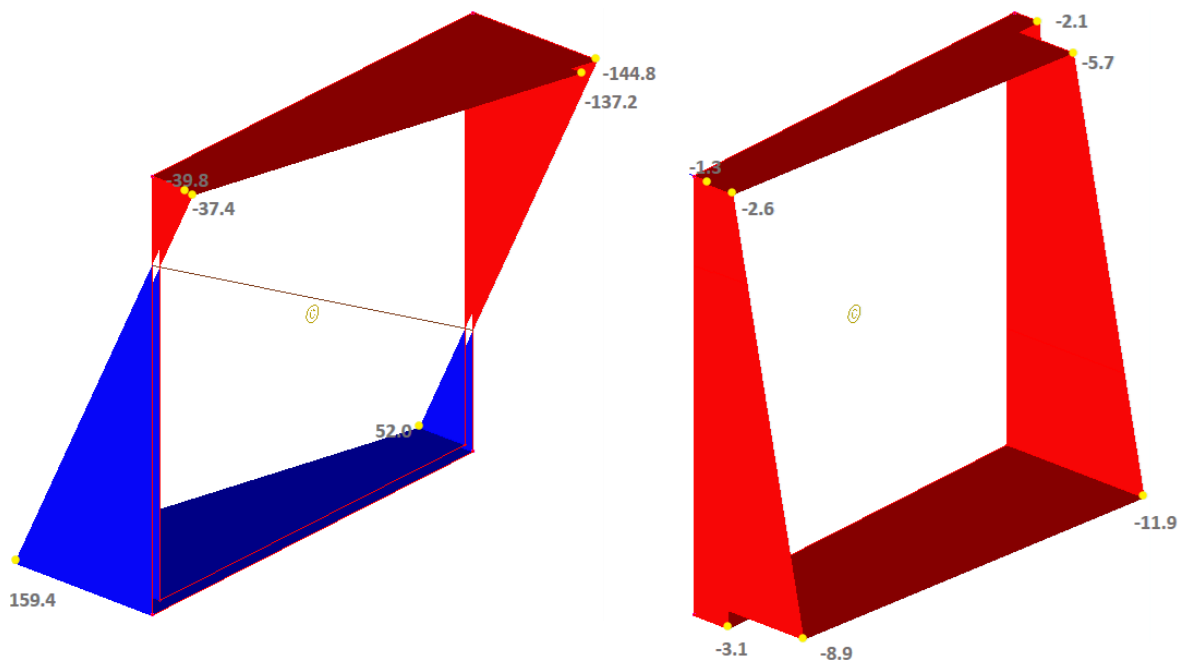
6.4.1 Κύριες δοκοί

Η μέγιστη τάση προέκυψε για το συνδυασμό

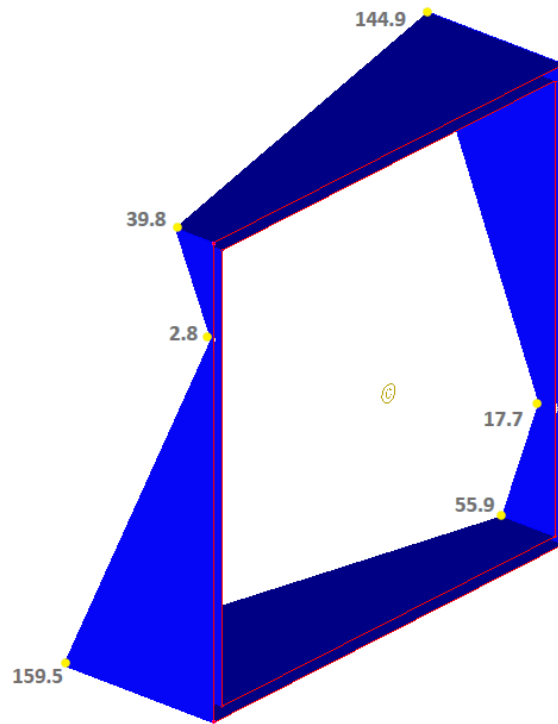
$$\{ 1.35 \cdot G_{tot} + 1.00 \cdot P_k + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T \}$$



Σχήμα 6.5: Περιβάλλουσα τάσεων v.Mises



Σχήμα 6.6: Κατανομή ορθών και διατμητικών τάσεων στη δυσμενέστερη διατομή

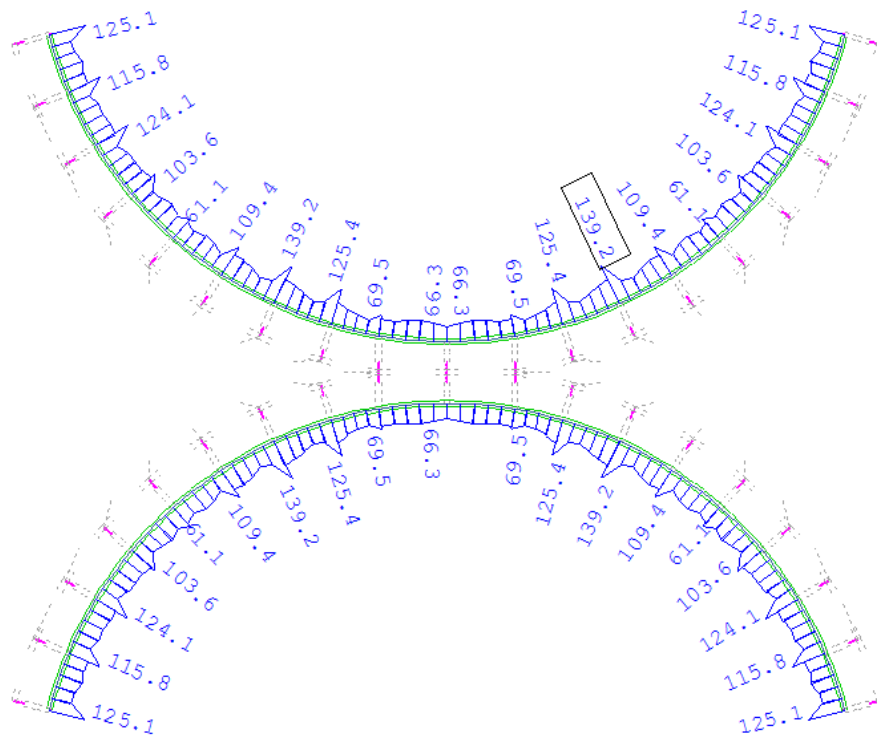


Σχήμα 6.7: Κατανομή τάσεων v.Mises στη δυσμενέστερη διατομή

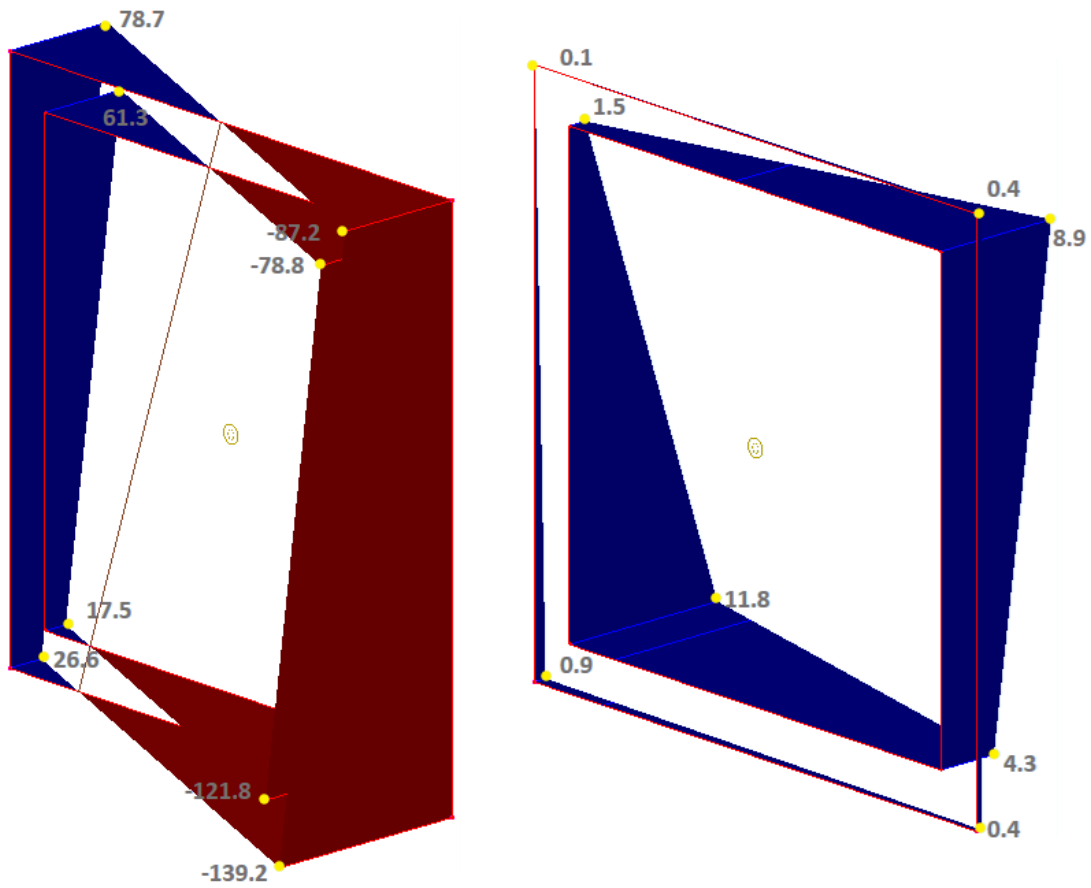
6.4.2 Δευτερεύουσες δοκοί

Η μέγιστη τάση προέκυψε για το συνδυασμό

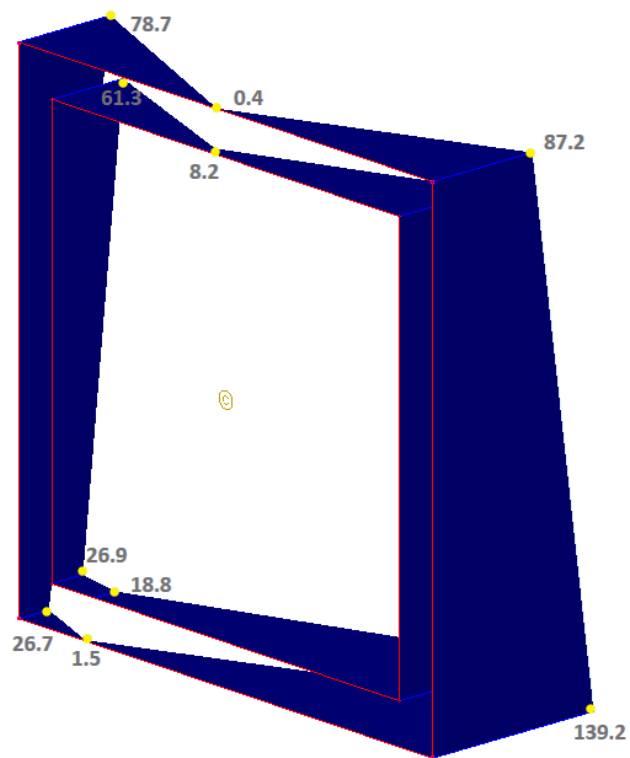
$$\{ 1.35 \cdot G_{tot} + 1.00 \cdot P_k + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T \}$$



Σχήμα 6.8: Περιβάλλουσα τάσεων v.Mises



Σχήμα 6.9: Κατανομή ορθών και διατμητικών τάσεων στη δυσμενέστερη διατομή

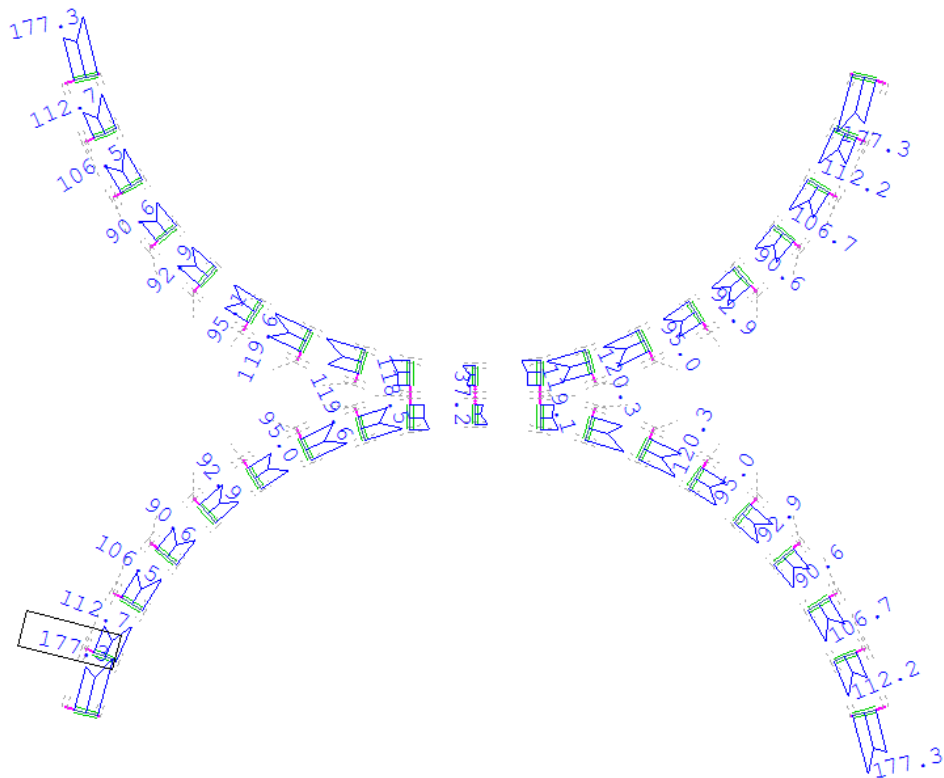


Σχήμα 6.10: Κατανομή τάσεων v.Mises στη δυσμενέστερη διατομή

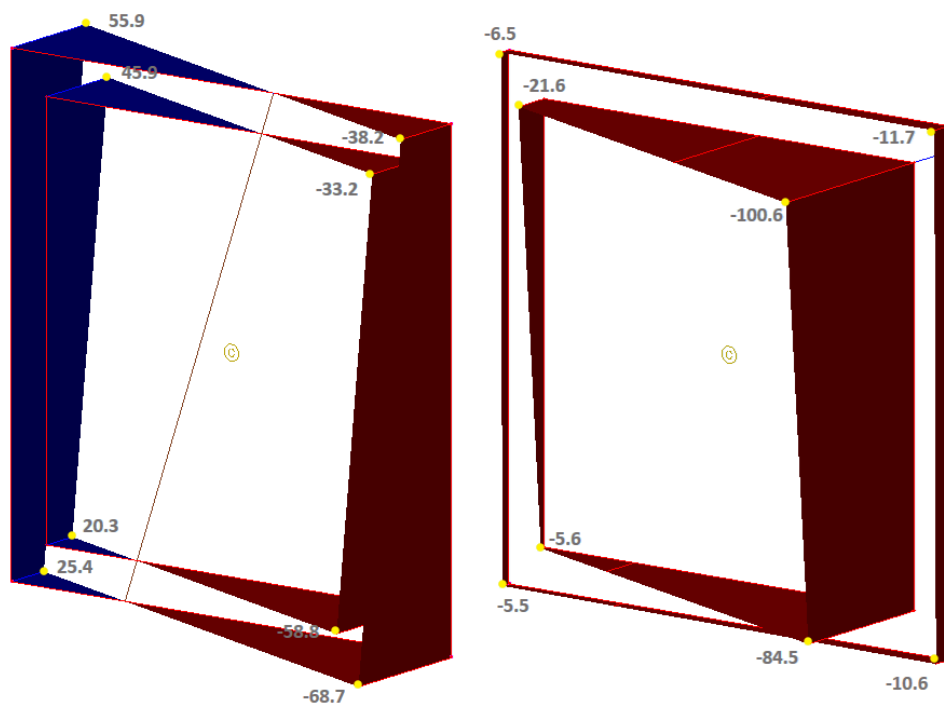
6.4.3 Διαδοκίδες

Η μέγιστη τάση προέκυψε για το συνδυασμό

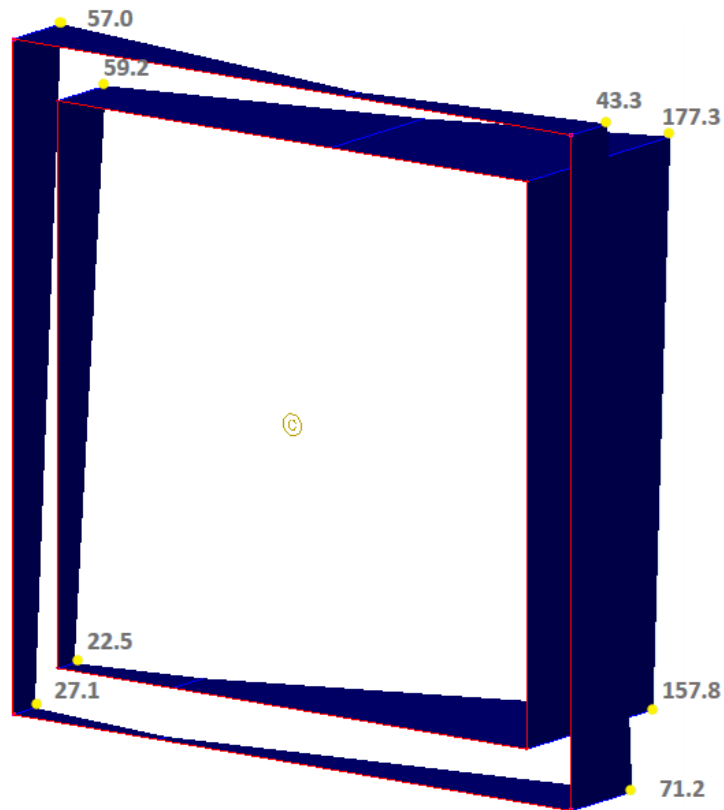
$$\{ 1.35 \cdot G_{tot} + 1.00 \cdot P_k + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.3 \cdot W \}$$



Σχήμα 6.11: Περιβάλλουσα τάσεων v.Mises



Σχήμα 6.12: Κατανομή ορθών και διατμητικών τάσεων στη δυσμενέστερη διατομή

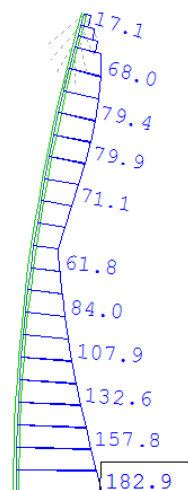
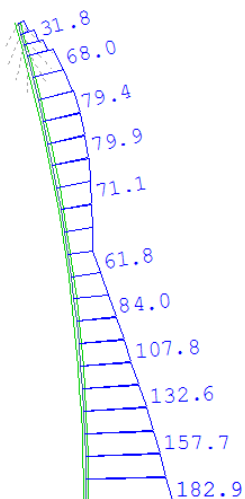


Σχήμα 6.13: Κατανομή τάσεων v.Mises στη δυσμενέστερη διατομή

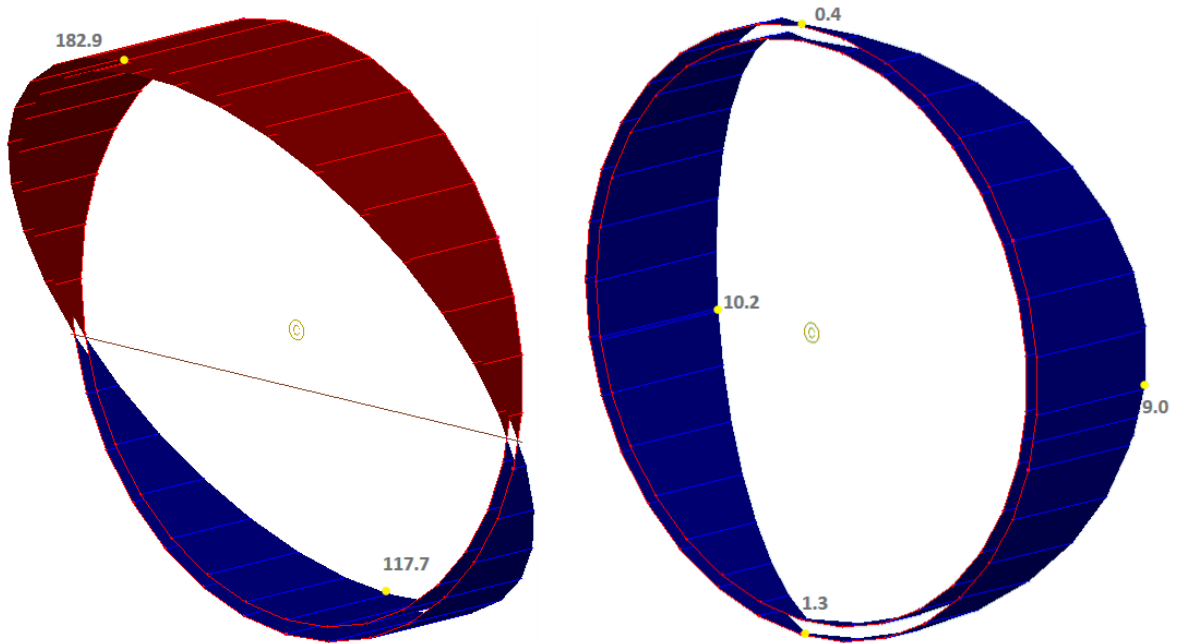
6.4.4 Πολώνες

Η μέγιστη τάση προέκυψε για το συνδυασμό

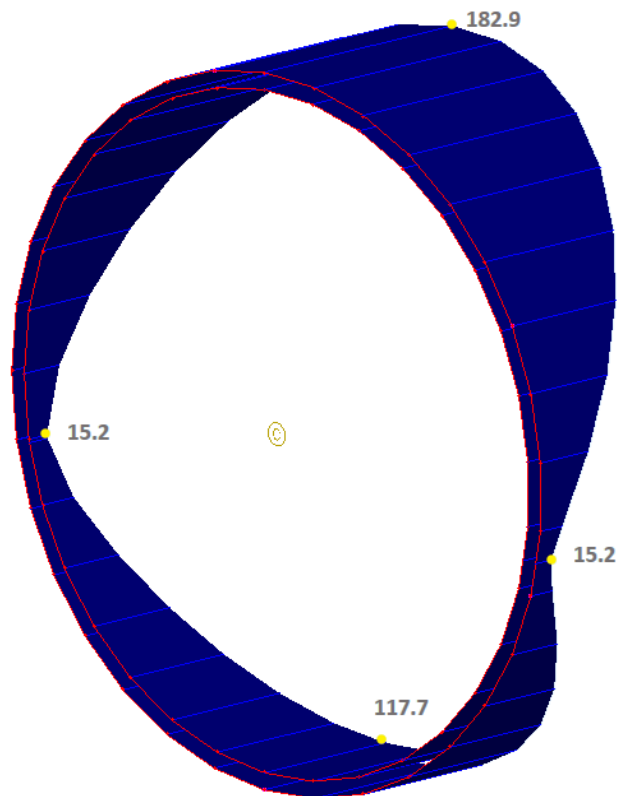
$$\{ 1.35 \cdot G_{tot} + 1.00 \cdot P_k + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.3 \cdot W \}$$



Σχήμα 6.14: Περιβάλλουσα τάσεων v.Mises



Σχήμα 6.15: Κατανομή ορθών και διατμητικών τάσεων στη δυσμενέστερη διατομή

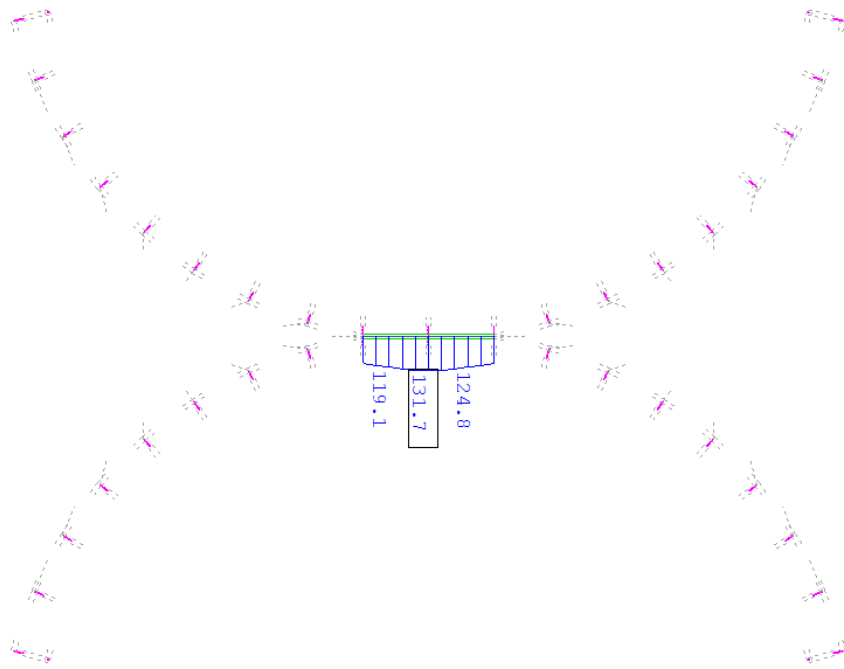


Σχήμα 6.16: Κατανομή τάσεων v.Mises στη δυσμενέστερη διατομή

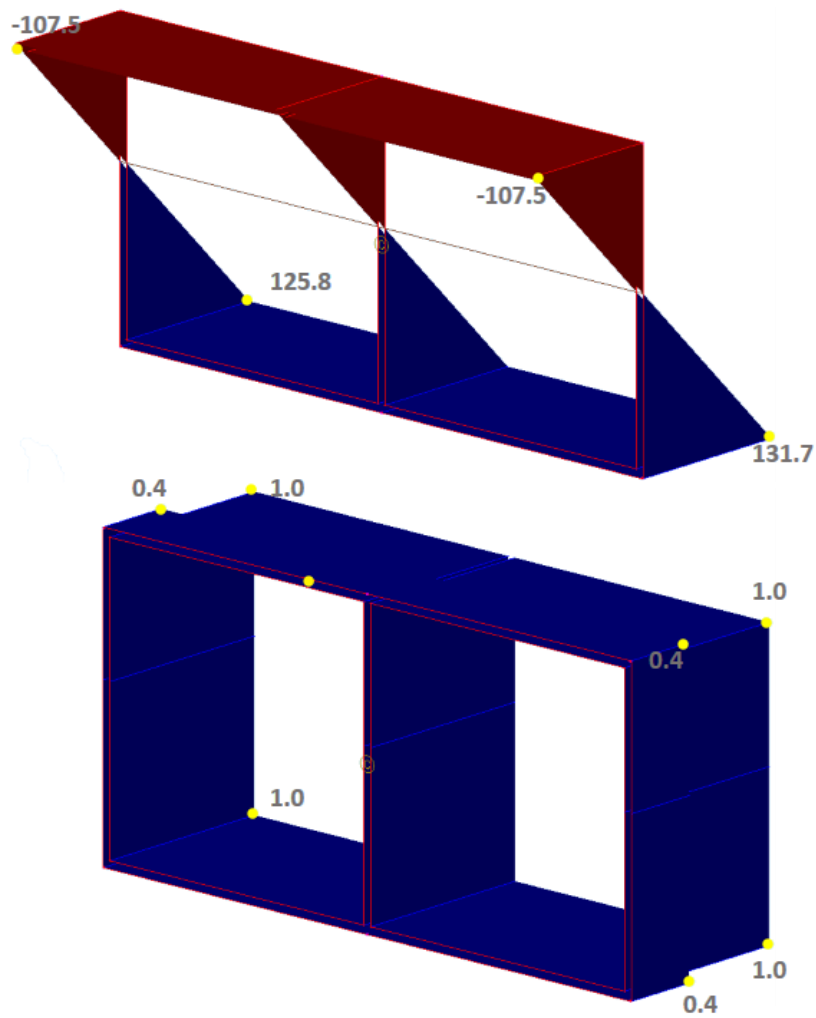
6.4.5 Μεσαίο τμήμα κύριας δοκού

Η μέγιστη τάση προέκυψε για το συνδυασμό

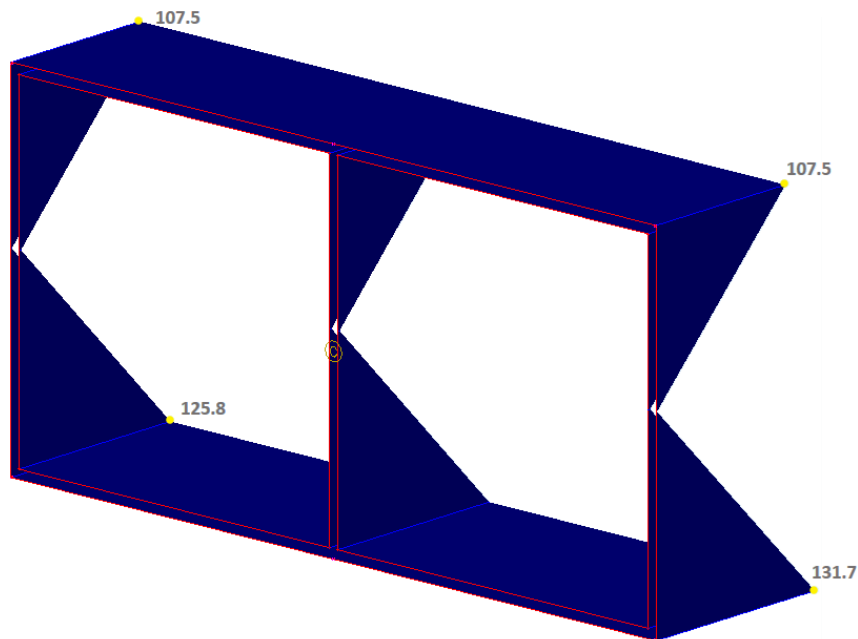
$$\{ 1.35 \cdot G_{tot} + 1.00 \cdot P_k + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T \}$$



Σχήμα 6.17: Περιβάλλουσα τάσεων v.Mises



Σχήμα 6.18: Κατανομή ορθών και διατμητικών τάσεων στη δυσμενέστερη διατομή



Σχήμα 6.19: Κατανομή τάσεων v.Mises στη δυσμενέστερη διατομή

6.4.6 Καλώδια

6.4.6.1 Μη γραμμικότητα – ελάχιστες τάσεις

Τα καλώδια παρουσιάζουν μία ιδιαίτερα μη γραμμική συμπεριφορά κατά τη επιβολή φορτίου σε αυτά. Όταν εφαρμοστεί για πρώτη φορά φόρτιση σε ένα καλώδιο, ένα μέρος της επιμήκυνσής τους θα οφείλεται αφενός στην ελαστική παραμόρφωση των συρμάτων που το αποτελούν και αφετέρου στη σύμπτυξη τους καθώς μεταξύ τους υπάρχουν κενά.

Εκτός αυτού του φαινομένου, στη μη γραμμικότητα του καλωδίου συμβάλλει και κάτι άλλο. Όταν ένα καλώδιο, που ίσως να παραλαμβάνει κάποιο αξονικό φορτίο αλλά αρκούντως μικρό, τοποθετείται υπό κλίση τότε λόγω του ίδιου βάρους του έχει μία καμπυλότητα – βύθιση. Όταν λοιπόν αυξηθεί το φορτίο, το καλώδιο τείνει να γίνει ευθύγραμμο με αποτέλεσμα να επιμηκύνεται. Για την αντιμετώπιση αυτής της μη γραμμικότητας ο κανονισμός προτείνει τον υπολογισμό και τη χρήση του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας που δίνεται από την εξίσωση (6.1)

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot l^2 \cdot E}{12 \cdot \sigma^3}} \quad (6.1)$$

όπου

E είναι το θεωρητικό μέτρο ελαστικότητας του ευθύγραμμου καλωδίου (165 GPa)

γ είναι το ειδικό βάρος του καλωδίου ($78.5 \frac{kN}{m^3}$)

l είναι η οριζόντια προβολή του καλωδίου

σ είναι η εφελκυστική τάση του καλωδίου

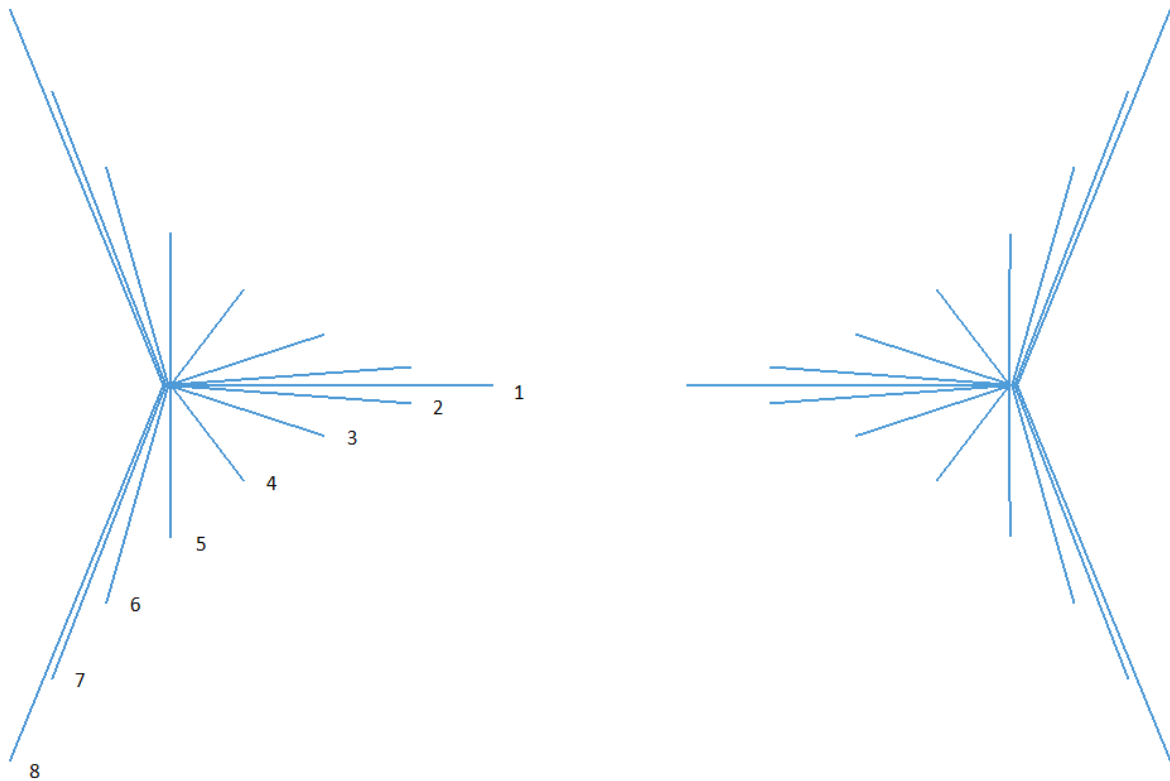
Στη παρούσα εργασία τα καλώδια διαστασιολογήθηκαν, προεντάθηκαν και ελέγχθηκαν έναντι των ακόλουθων δύο μορφών Ο.Κ.Α.

- Η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται υπό το δυσμενέστερο συνδυασμό να μην υπερβαίνει την επιτρεπόμενη με βάση τους κανονισμούς
- Η ελάχιστη τάση που αναπτύσσεται υπό το δυσμενέστερο συνδυασμό να μην είναι χαμηλότερη από την ελάχιστη απαραίτητη έτσι ώστε το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας να μην αποκλίνει πάνω από 10% από το θεωρητικό.

Αυτή η τιμή (10%) επιλέχθηκε έτσι ώστε η μη γραμμικότητα του καλωδίου να περιοριστεί σε χαμηλά επίπεδα. Έτσι το μέτρο ελαστικότητας θα μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το θεωρητικό (165 GPa) χωρίς να αποκλίνουμε όμως σημαντικά από τη πραγματικότητα (E_{eq}). Επομένως υπολογίζεται αυτό το ελάχιστο απαιτούμενο μέτρο ελαστικότητας (E_{req}) ίσο με το 90% του θεωρητικού

$$E_{req} = 0.9 \cdot E = 0.9 \cdot 165000 = 148500 \text{ MPa}$$

Στη συνέχεια ευρίσκεται η οριζόντια προβολή των καλωδίων, λύνεται η εξίσωση (6.1) ως προς σ και υπολογίζεται η απαιτούμενη τάση σ_{req} για κάθε καλώδιο, οι τιμές των οποίων δίνονται στο πίνακα .

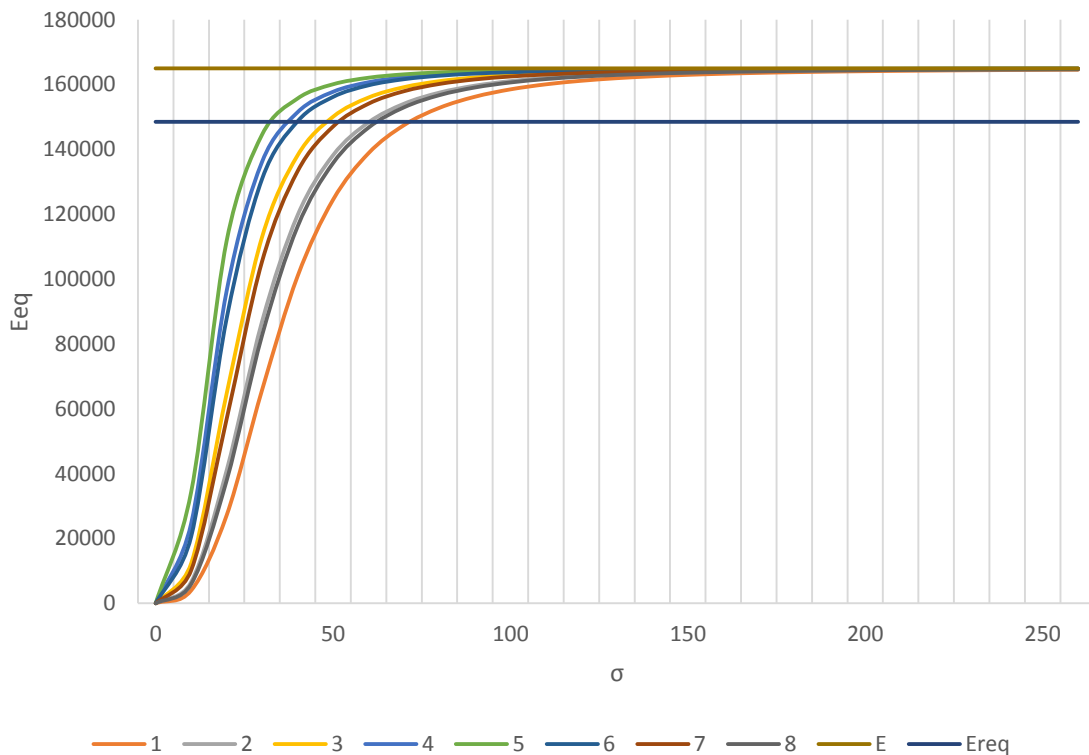


Σχήμα 6.20: Αρίθμηση καλωδίων

Πίνακας 6.1: Μήκος οριζόντιας προβολής και απαιτούμενη ελάχιστη τάση για κάθε καλώδιο

Αρ. Καλωδίου	1	2	3	4	5	6	7	8
l (m)	21,9	16,9	12,1	8,2	6,7	9,1	13,4	17,8
σ_{req} (MPa)	71,5	60,2	48,2	37,2	32,5	39,8	51,5	62,3

Στο διάγραμμα 6.21 φαίνεται αναλυτικότερα η σχέση μεταξύ τάσεων – ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας για κάθε καλώδιο.



Σχήμα 6.21: Διάγραμμα τάσεων – ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας

6.4.6.2 Μέγιστη αντοχή σχεδιασμού

Σύμφωνα με το EN 1993-1-11 η αντοχή σχεδιασμού για τα καλώδια για έλεγχο στην Ο.Κ.Α. ορίζεται ως

$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{uk}}{1.5 \cdot \gamma_R} \mid \frac{F_k}{\gamma_R} \right\}$$

όπου

F_{uk} είναι η χαρακτηριστική αντοχή καλωδίου (ο κατασκευαστής αυτή δίνει ως κρίσιμη)

F_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της εγγυημένης αντοχής

γ_R είναι μερικός συντελεστής, λαμβάνεται ίσος με μονάδα

Η χαρακτηριστικές αντοχές των καλωδίων ανάλογα με τη διάμετρο τους δίνονται στο πίνακα 6.2 από το κατασκευαστή και λαμβάνονται ως κρίσιμες. Τα καλώδια που χρησιμοποιήθηκαν είναι τύπου Fully locked cables της εταιρίας PFEIFER. Τελικά χρησιμοποιήθηκαν διατομές μεγέθους PV 90 (διάμετρος 31 mm, VVS2) για τα καλώδια 1 και 8 και διατομές μεγέθους PV 60 (διάμετρος 26 mm, VVS1) για όλα τα υπόλοιπα καλώδια.

Επομένως

$$F_{Rd} = \frac{621}{1.5} = 414 \text{ kN} \quad \text{ή} \quad \sigma_{Rd} = \frac{414}{0.430} = 962 \text{ MPa} \quad \text{για καλώδια 2,3,4,5,6,7}$$

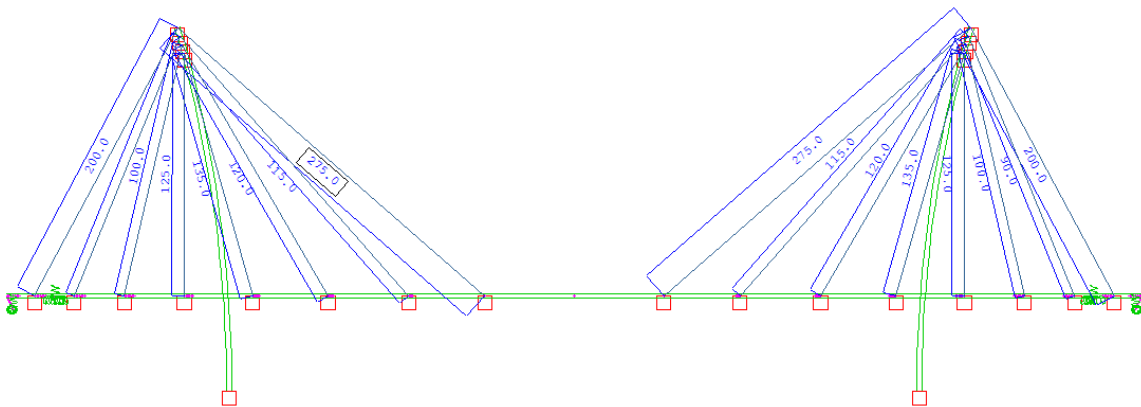
$$F_{Rd} = \frac{916}{1.5} = 610 \text{ kN} \quad \text{ή} \quad \sigma_{Rd} = \frac{610}{0.634} = 962 \text{ MPa} \quad \text{για καλώδια 1,8}$$

Πίνακας 6.2: Προσφερόμενες διατομές από την εταιρεία PFEIFER

size	charact. breaking load $Z_{B,k}$ DIN 18800* kN	limit tension $Z_{R,d}$ DIN 18800 kN	metallic cross section ca. / approx. mm	weight* ca. / approx. kg	construction **	nomin. strand dia. d_s mm
PV 40	405	245	281	2,4	WS-1	21
PV 60	621	376	430	3,6	WS-1	26
PV 90	916	555	634	5,3	WS-2	31
PV 115	1170	709	808	6,8	WS-2	35
PV 150	1520	921	1060	8,9	WS-2	40
PV 195	1930	1170	1340	11,2	WS-2	45
PV 240	2380	1442	1650	13,8	WS-2	50
PV 300	3020	1830	2090	17,2	WS-3	55
PV 360	3590	2176	2490	20,5	WS-3	60
PV 420	4220	2558	2920	24,1	WS-3	65
PV 490	4890	2964	3390	27,9	WS-3	70
PV 560	5620	3406	3890	32,1	WS-3	75
PV 640	6390	3873	4420	36,4	WS-3	80
PV 720	7210	4370	4990	41,1	WS-3	85
PV 810	8090	4903	5600	46,2	WS-3	90
PV 910	9110	5521	6310	52,0	WS-3	95
PV 1010	10100	6121	6990	57,6	WS-3	100
PV 1110	11100	6727	7710	63,5	WS-3	105
PV 1220	12200	7394	8460	69,7	WS-3	110
PV 1340	13400	8121	9240	76,2	WS-3	115
PV 1450	14500	8788	10100	83,2	WS-3	120
PV 1580	15800	9576	10900	89,8	WS-3	125
PV 1730	17300	10485	11900	96,7	WS-3	130
PV 1860	18600	11273	12900	104,8	WS-3	135
PV 2000	20000	12121	13900	112,9	WS-3	140

6.4.6.3 Προένταση

Η προένταση που ασκείται σε κάθε καλώδιο έχει σημαντικό ρόλο στο να περάσουν τα καλώδια αλλά και ο φορέας τους απαραίτητους ελέγχους τόσο σε Ο.Κ.Α. όσο και σε Ο.Κ.Λ. Αξίζει να αναφερθεί ότι οι προεντάσεις εφαρμόστηκαν με τη χρήση ειδικού τύπου φορτίου (External prestressing) από το Sofistik. Πρακτικά όταν εισαχθεί μία τιμή προέντασης αυτός ο τύπος φορτίου εισάγει μία παραμόρφωση στο καλώδιο. Αυτή η παραμόρφωση είναι ίση με τη παραμόρφωση που θα απαιτείτο για να προκύψει η δύναμη που τέθηκε αρχικά. Εφόσον όμως τα άκρα των καλωδίων δεν είναι στηριγμένα σε ακλόνητα σημεία αλλά στο φορέα ο οποίος έχει περιθώρια μετακίνησης ανάλογα με τη δυσκαμψία του, η παραμόρφωση έχει ως αποτέλεσμα τόσο την ανάπτυξη τάσεων στο καλώδιο όσο και τη μετακίνηση του φορέα. Αποτέλεσμα αυτού είναι η δύναμη που αναπτύσσεται τελικά στα καλώδια να είναι μικρότερη από αυτή που τίθεται ως προένταση. Στο σχήμα 6.22 φαίνονται οι δυνάμεις που τέθηκαν ως προεντάσεις.



Σχήμα 6.22: Προεντάσεις στα καλώδια

6.4.6.4 Έλεγχοι

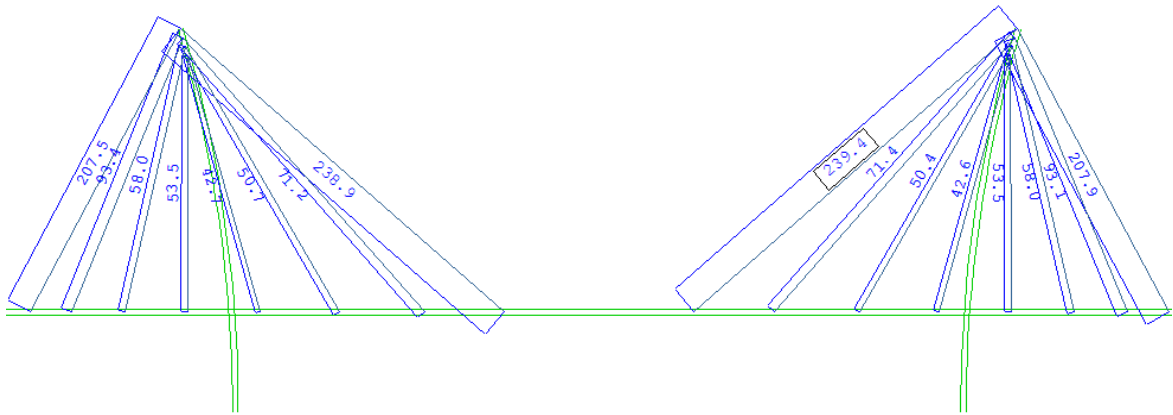
Στα σχήματα 6.23 και 6.24 δίνονται οι ελάχιστες και μέγιστες τάσεις που αναπτύσσονται στα καλώδια υπό τους δυσμενέστερους συνδυασμούς στην Ο.Κ.Α.

Οι ελάχιστες τάσεις προέκυψαν από το συνδυασμό

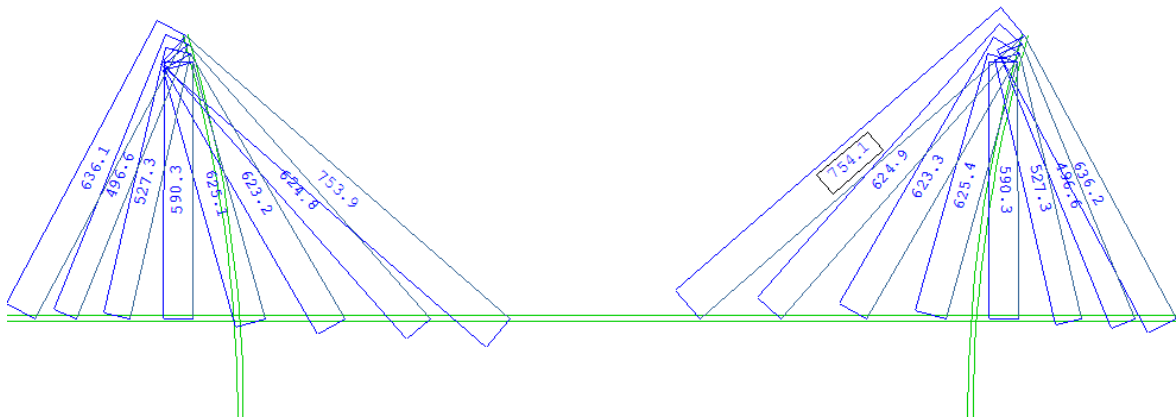
$$\{ 1.00 \cdot G_{tot} + 1.00 \cdot P_k + 0.00 \cdot Q + 1.5 \cdot W \}$$

Οι μέγιστες τάσεις προέκυψαν από το συνδυασμό

$$\{ 1.35 \cdot G_{tot} + 1.00 \cdot P_k + 1.35 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.3 \cdot W \}$$



Σχήμα 6.23: Ελάχιστες τάσεις στα καλώδια



Σχήμα 6.24: Μέγιστες τάσεις στα καλώδια

Όπως φαίνεται οι τάσεις που αναπτύσσονται στα καλώδια είναι εντός των επιτρεπόμενων τιμών που υπολογίστηκαν.

6.5 Έλεγχοι σε Ο.Κ.Α.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι των κριτηρίων της Ο.Κ.Α. εκτός του κριτηρίου άνεσης κατά τη διάρκεια ταλάντωσης που παρουσιάζεται σε επόμενο κεφάλαιο.

6.5.1 Περιορισμός τάσεων στα καλώδια

Το EN 1993-1-11 ορίζει ότι στην Ο.Κ.Λ. πρέπει να ικανοποιείται η ανισότητα (6.2)

$$f_{SLS} \leq 0.45 \cdot \sigma_{uk} \quad (6.2)$$

όπου

$$\sigma_{uk} = \frac{F_{uk}}{A_m}$$

Επομένως

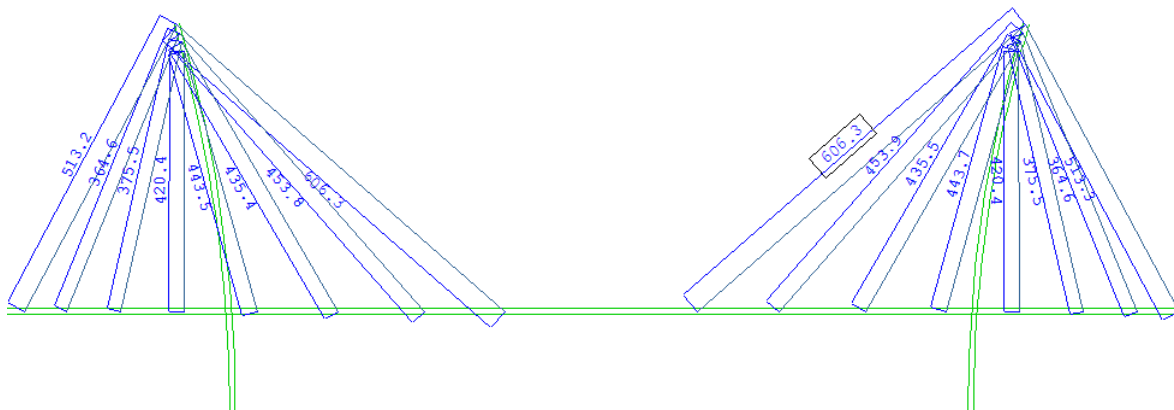
$$f_{SLS} \leq 0.45 \cdot \sigma_{uk} = 0,45 \cdot \frac{621}{0,430} = 649 \text{ MPa για καλώδια 2,3,4,5,6,7}$$

$$f_{SLS} \leq 0.45 \cdot \sigma_{uk} = 0,45 \cdot \frac{916}{0,634} = 649 \text{ MPa για καλώδια 1,8}$$

Στο σχήμα 6.25 δίνονται οι μέγιστες τάσεις που αναπτύσσονται στα καλώδια υπό τους δυσμενέστερους συνδυασμούς στην Ο.Κ.Λ.

Οι μέγιστες τάσεις προέκυψαν από το συνδυασμό

$$E_d = E\{ G_{tot} + P_k + Q + 0.3 \cdot W \}$$



Σχήμα 6.25: Μέγιστες τάσεις στα καλώδια

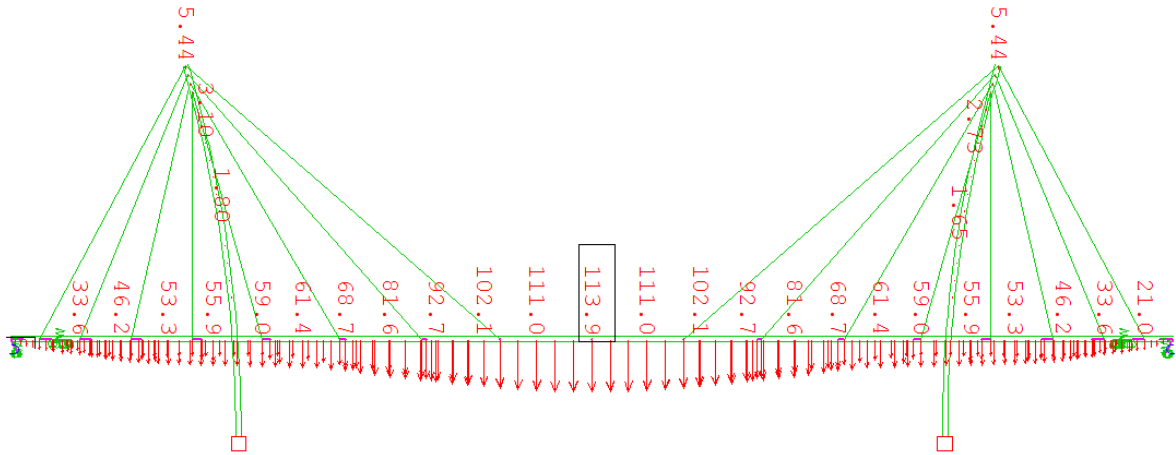
Όπως φαίνεται οι τάσεις που αναπτύσσονται στην Ο.Κ.Λ. δεν υπερβαίνουν τη μέγιστη επιτρεπόμενη.

6.5.2 Μέγιστη βύθιση καταστρώματος

Ελέγχεται ότι στην Ο.Κ.Λ. οι κατακόρυφες μετακινήσεις του καταστρώματος δεν είναι υπερβολικά μεγάλες.

Οι μέγιστες κατακόρυφες μετακινήσεις καταστρώματος προέκυψαν από το συνδυασμό

$$E_d = E\{ G_{tot} + P_k + Q + 0.6 \cdot \Delta T \}$$



Σχήμα 6.26: Μέγιστες κατακόρυφες μετακινήσεις

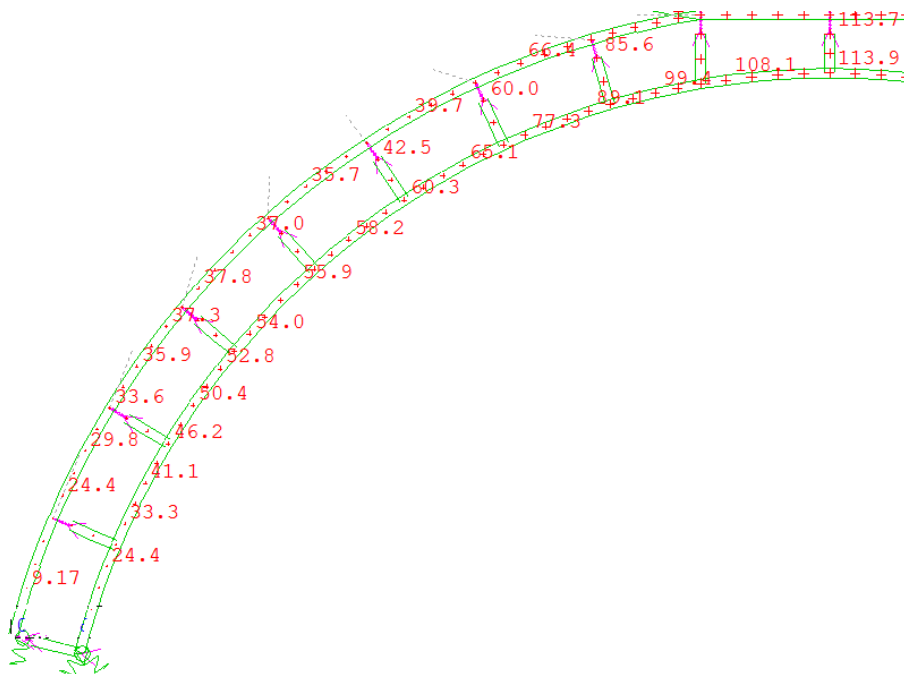
Όπως φαίνεται το μέγιστο βέλος είναι 114 mm . Εφόσον το μήκος του ανοίγματος που γεφυρώνεται είναι 60 m η τιμή αντιστοιχεί με $\frac{L}{525}$, τιμή αποδεκτή.

6.5.3 Διαφορική βύθιση καταστρώματος

Ελέγχεται ότι η διαφορική βύθιση, δηλαδή η διαφορά των βελών στα άκρα του καταστρώματος κατά την εγκάρσια διεύθυνση δεν είναι μεγάλη. Έτσι εξασφαλίζουμε ότι δεν θα υπάρχει μεγάλη κλίση που να επηρεάζει την άνεση των πεζών.

Η μέγιστη εγκάρσια κλίση προέκυψε από το συνδυασμό

$$E_d = E\{G_{tot} + P_k + Q + 0.6 \cdot \Delta T\}$$



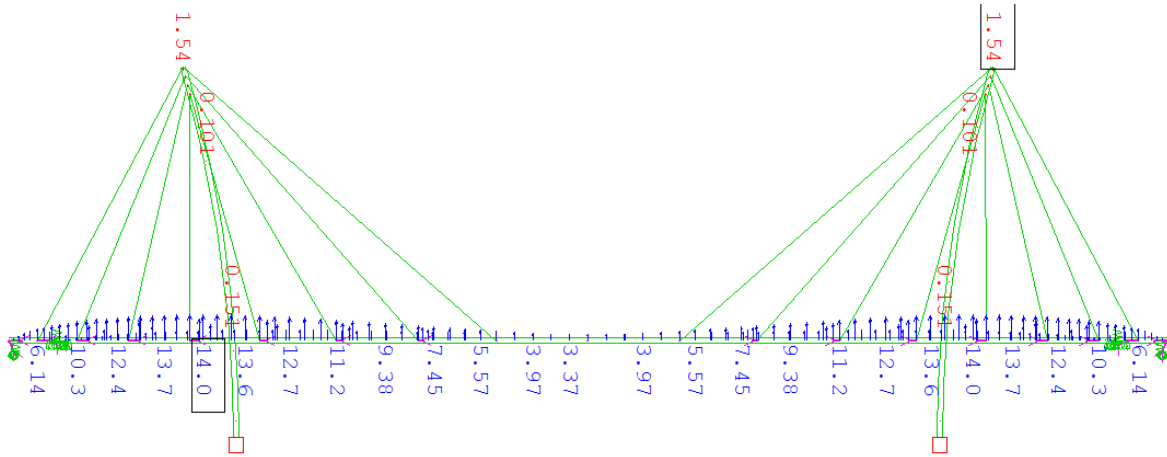
Σχήμα 6.27: Κατακόρυφες μετακινήσεις στα άκρα του καταστρώματος

Όπως φαίνεται η μέγιστη διαφορά βελών δεν υπερβαίνει τα 30 mm .

6.5.4 Βύθιση καταστρώματος σε ηρεμία

Ελέγχεται ότι υπό τη δράση των μόνιμων φορτίων θα έχουμε περίπου μηδενικά βέλη. Ελέγχονται τα βέλη υπό το συνδυασμό

$$E_d = E\{G_{tot}+P_k\}$$



Σχήμα 6.28: Κατακόρυφες μετακινήσεις σε ηρεμία

Όπως φαίνεται τα βέλη υπό τη δράση των μόνιμων φορτίων δεν υπερβαίνουν τα 14 mm.

7 Έλεγχος πυλώνων έναντι λυγισμού

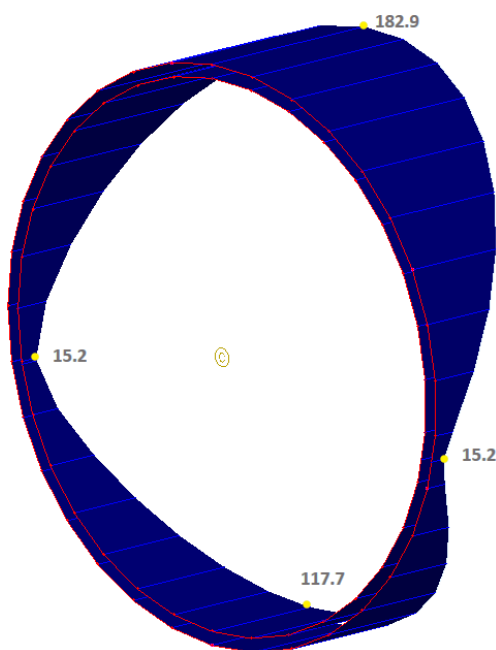
7.1 Γενικά περί λυγισμού

Εκτός των ελέγχων των διατομών σημαντικό ρόλο στη μελέτη ενός φορέα παίζουν και οι έλεγχοι στα μέλη. Σε πολλές περιπτώσεις, για στάθμη φόρτισης αρκετά χαμηλότερη από τη στάθμη φόρτισης στην οποία εξαντλείται η αντοχή της διατομής ενός μέλους, παρατηρείται απώλεια της ευστάθειας του. Αποκτά δηλαδή, δυνατότητα ισορρόπησης σε μια γειτονική, πέραν της αρχικής του, θέση. Λόγω της σύνθετης φύσης των πυλώνων στη παρούσα μελέτη, όπου χαρακτηρίζονται από μεταβλητότητα διατομής, γεωμετρική καμπυλότητα και σύνθετη φόρτιση, χρησιμοποιήθηκε η γενική μέθοδος ελέγχου αντοχής σε πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Παρακάτω περιγράφεται η διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου.

7.2 Έλεγχος πυλώνων με τη γενική μέθοδο

Από τις μέχρι τώρα αναλύσεις (γραμμικές) προσδιορίζεται ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής των φορτίων σχεδιασμού a_{ult} , ώστε να επιτευχθεί η χαρακτηριστική αντοχή της πλέον κρίσιμης διατομής των πυλώνων. Η μέθοδος ορίζει ότι μπορεί να γίνει γραμμική (1^{ης} τάξης) ανάλυση για το προσδιορισμό του a_{ult} εφόσον ισχύει $\alpha_{cr} \geq 10$ (το α_{cr} περιγράφεται στη συνέχεια).

Ο προσδιορισμός του a_{ult} επιτυγχάνεται με τη βοήθεια του task “Design Steel Construction”, όπου δημιουργείται ένα “Design case” που θα υπολογίζει τις τάσεις που προκύπτουν από όλα τα εντατικά μεγέθη, μεμονωμένα αλλά και συνδυασμένα με το κριτήριο v.Mises, σε κάθε διατομή κάθε μέλους του φορέα και για κάθε συνδυασμό δράσεων. Εντοπίζεται η μέγιστη τιμή τάσεων v.Mises ή ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης της αντοχής α στο πυλώνα, όπου εμφανίζονται σε διατομή στη βάση του (σχήμα 7.1), και στη συνέχεια υπολογίζεται από μία από τις εξισώσεις (7.1) και (7.2) ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής.



Σχήμα 7.1: Τάσεις v.Mises στη δυσμενέστερη διατομή του πυλώνα

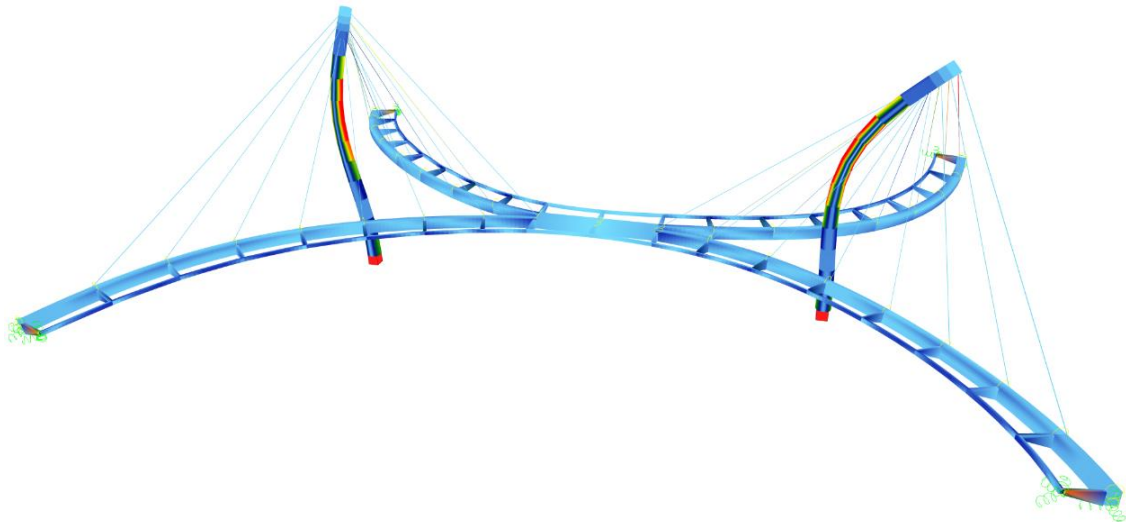
$$a_{ult} = \frac{\sigma_{yd}}{\sigma_{Ed}} = \frac{275}{182.9} = 1.5 \quad (7.1)$$

ή

$$a_{ult} = \frac{1}{a} = \frac{1}{0.667} = 1.5 \quad (7.2)$$

Στη συνέχεια δημιουργήθηκε ένα Loadcase που να περιλαμβάνει όλα τα φορτία που περιλαμβάνονται στο συνδυασμό που έδωσε το a_{ult} . Με αυτό το Loadcase ορισμένο σαν κύρια φόρτιση (Primary Loadcase), διενεργήθηκε μία ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού (Buckling eigenvalues analysis). Αυτή η ανάλυση δίνει τις ιδιομορφές λυγισμού που προκύπτουν στα μέλη της γέφυρας, καθώς και το πολλαπλασιαστικό συντελεστή a_{cr} των φορτίων του Loadcase που απαιτήθηκε για να προκύψει η καθεμία. Από αυτές τις ιδιομορφές λυγισμού εντοπίζεται αυτή που έχει το μικρότερο a_{cr} και που αφορά λυγισμό στους πυλώνες.

Στη παρούσα εργασία αυτή ήταν και η πρώτη συνολικά με $a_{cr} = 24,16$ και η μορφή της φαίνεται στο σχήμα 7.2. Εφόσον $a_{cr} \geq 10$ τότε δικαιολογημένα έγινε ανάλυση 1^{ης} τάξης.



Σχήμα 7.2: 1^η ιδιομορφή λυγισμού των πυλώνων

Ακολούθως από την εξίσωση (7.3) υπολογίζεται η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{op}$ για το πυλώνα.

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{a_{ult}}{a_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.48}{24,16}} = 0.25 \quad (7.3)$$

Ο μειωτικός συντελεστής χ_{op} λαμβάνεται ως ακολούθως

$$\chi_{op} = \min\{\chi|\chi_{LT}\} \quad (7.4)$$

όπου

χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για καμπτικό λυγισμό
 χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η διατομή των πυλώνων είναι κοίλη κυκλική (κλειστή), πράγμα που σημαίνει ότι έχουν μεγάλη δυστρεψία και άρα δεν κινδυνεύουν από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επομένως, $\chi_{LT} = 1$. Ακολουθεί η εύρεση του χ .

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{op} - 0.2) + \bar{\lambda}_{op}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.21 \cdot (0.25 - 0.2) + 0.25^2] = 0.54$$

όπου

α είναι ο συντελεστής ατελειών όπου για κοίλες διατομές λαμβάνεται $\alpha = 0.21$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} = \frac{1}{0.54 + \sqrt{0.54^2 - 0.25^2}} = 0,98$$

Άρα, από την εξίσωση (7.4) προκύπτει

$$\chi_{op} = \min\{0,98|1\} = 0,98$$

Τέλος, οι πυλώνες επαρκούν στον έλεγχο σε λυγισμό εάν ικανοποιείται η ανίσωση (7.5)

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult}}{\gamma_{M1}} \geq 1 \Rightarrow \frac{0,98 \cdot 1.5}{1.1} = 1.34 \geq 1 \quad (7.5)$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται με απόδοση: $\frac{1}{1,34} = 74\%$

8 Μελέτη δυναμικής απόκρισης

8.1 Γενικά περί δυναμικών φορτίων

Οι κατασκευές του πολιτικού μηχανικού εκτός από τα στατικά φορτία είναι δυνατό να υποβάλλονται και σε δυναμικά. Δυναμικά φορτία $p(t)$ ονομάζονται αυτά των οποίων το μέγεθος (ένταση), η διεύθυνση (φορά) και η θέση (σημείο εφαρμογής) μεταβάλλονται συναρτήσει του χρόνου.

Ουσιαστικά στατικά φορτία δεν υπάρχουν. Εκ των πραγμάτων όλα τα φορτία επιβάλλονται μέσα σε μία χρονική περίοδο. Δηλαδή αρχίζοντας από μηδενική τιμή και φθάνοντας στη τελική, αλλάζει το μέγεθός τους κατά τη πάροδο κάποιου χρόνου. Για απλοποίηση των μελετών όμως, σε περιπτώσεις όπου αυτή η δυναμική τους συμπεριφορά έχει μικρή έως και αμελητέα επίδραση στα τελικά αποτελέσματα των αναλύσεων, θεωρούνται ως στατικά. Τέτοια φορτία μπορεί να θεωρούνται εκείνα των οποίων ο χρόνος επιβολής τους είναι μεγαλύτερος της ιδιοπεριόδου του φορέα. Δηλαδή τα φορτία τα οποία επιβάλλονται 'ήρεμα' χωρίς να διεγείρουν σημαντικά το φορέα.

8.2 Δυναμική ανάλυση

Στη δυναμική ανάλυση τα σημεία του φορέα κινούνται (αλλάζουν θέση συναρτήσει του χρόνου), επομένως έχουν ταχύτητα και επιτάχυνση. Λόγω αυτής της δυναμικής καταπόνησης, υπεισέρχονται στη δυναμική ανάλυση εσωτερικές δυνάμεις που δεν υπήρχαν στη στατική. Έτσι εκτός των ελαστικών δυνάμεων, τώρα εμφανίζονται αδρανειακές δυνάμεις και δυνάμεις απόσβεσης.

- Αδρανειακές $f_I = m \cdot \ddot{u}$
Εφόσον ο φορέας έχει μάζα αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις συνέπεια της επιτάχυνσης
- Απόσβεσης $f_D = c \cdot \dot{u}$
Λόγω εσωτερικών τριβών αναπτύσσονται δυνάμεις απόσβεσης ανάλογες της ταχύτητας
- Ελαστικές $f_S = k \cdot u$
Εφόσον υπάρχει παραμόρφωση εμφανίζονται ελαστικές δυνάμεις λόγω της δυσκαμψίας του φορέα

Εάν εξισωθεί το άθροισμα των παραπάνω εσωτερικών δυνάμεων με την εξωτερική καταπόνηση έχω την εξίσωση δυναμικής ισορροπίας ή εξίσωση κίνησης.

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p(t)$$

Η παραπάνω εξίσωση είναι διαφορική σε αντίθεση με την αλγεβρική που προκύπτει από στατική επίλυση. Η λύση της μας δίνει τα διάφορα μεγέθη που μας ενδιαφέρουν (παραμόρφωση, ένταση, επιτάχυνση) για κάθε χρονική στιγμή. Διαδικασία πολύπλοκη και χρονοβόρα που μόνο με τη βοήθεια των υπολογιστών είναι πρακτικά εφικτή.

8.3 Δυναμική επίδραση βαδίσματος πεζών

Ακολουθώντας τη πρόοδο της τεχνολογίας, τα οικοδομικά υλικά έχουν βελτιωθεί κατά πολύ τα τελευταία χρόνια. Αποτέλεσμα αυτού είναι να αναλαμβάνουν αυξημένα στατικά φορτία και έτσι να χρησιμοποιούνται μικρότερες και λεπτότερες διατομές, και μεγάλα ανοίγματα. Επακόλουθο των παραπάνω είναι η μείωση του βάρους και της δυσκαμψίας των κατασκευών. Το μεν μειωμένο βάρος οδηγεί σε κατασκευές πιο ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση από μικρότερα φορτία (λόγω μειωμένων αδρανειακών δυνάμεων να αντιστέκονται στην αλλαγή ταχύτητας), η δε μειωμένη δυσκαμψία 'ευκολύνει τη ταλάντωση' και οδηγεί σε αύξηση της ιδιοπεριόδου των κατασκευών.

Ως αποτέλεσμα αυτών, φορτία που στο παρελθόν δεν προκαλούσαν σημαντικές δυναμικές καταπονήσεις στις γέφυρες, πλέον ελέγχονται εκτενέστερα. Εάν δε το δυναμικό φορτίο είναι περιοδικό με συχνότητα παρόμοια με την ιδιοσυχνότητα της γέφυρας τότε εμφανίζεται το φαινόμενο του συντονισμού κατά το οποίο προστίθεται σε κάθε κύκλο ενέργεια στη ταλάντωση με πιθανά δυσάρεστα αποτελέσματα. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι τα φορτία από το βάδισμα των πεζών. Σε μία πέτρινη βαριά γέφυρα δεν έχουν καμία δυναμική επίδραση ενώ σε μία σύγχρονη πεζογέφυρα είναι πιθανό να προκαλούν σημαντικά μεγέθη και αίσθηση ανασφάλειας στους χρήστες.

Για το λόγο αυτό στη συνέχεια περιγράφεται η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την προσομοίωση των δυναμικών φορτίων λόγω πεζών και για την δυναμική ανάλυση σύμφωνα με τον τεχνικό οδηγό CETRA [9]¹.

8.4 Προσομοίωση δυναμικού φορτίου πεζών

Θεωρείται ένα πλήθος πεζών με πυκνότητα $d = 0.8 \frac{Persons}{m^2}$.

Χρησιμοποιώντας αυτή τη πυκνότητα και το εμβαδό του καταστρώματος, από την εξίσωση (8.1) προκύπτει ο συνολικός αριθμός των πεζών πάνω στη γέφυρα

$$n = d \cdot A = 0.8 \cdot 508 \approx 407 \text{ Persons} \quad (8.1)$$

Υπολογίζεται ο αριθμός των ισοδύναμων πεζών από την εξίσωση (8.2)

$$n_{eff} = 10.8 \cdot \sqrt{n \cdot \xi} = 10.8 \cdot \sqrt{407 \cdot 0.02} \approx 31 \text{ Persons} \quad (8.2)$$

όπου

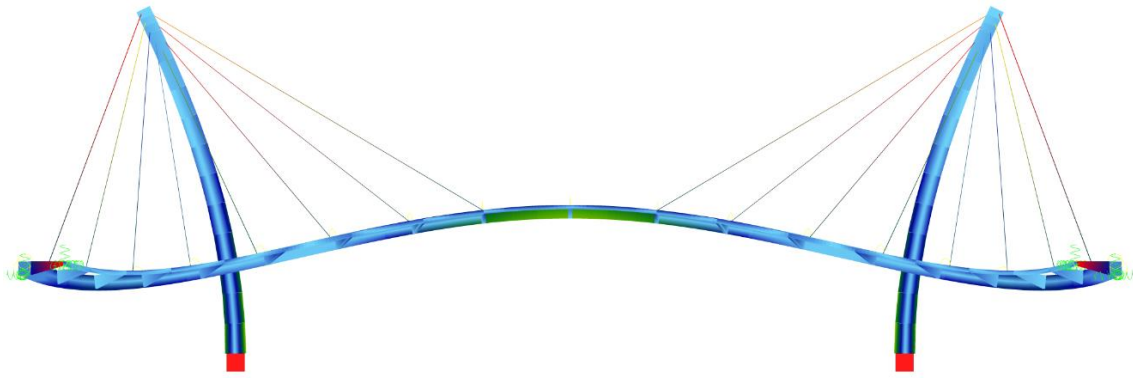
ξ είναι ο λόγος απόσβεσης. Για γέφυρες με συγκολλητές συνδέσεις ο λόγος απόσβεσης λαμβάνεται $\xi = 2\%$

Στη συνέχεια με τη βοήθεια του task 'Eigenvalues' υπολογίζονται οι ιδιομορφές της γέφυρας. Από αυτές τις ιδιομορφές προσδιορίζονται οι κύριες κατά τη κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση.

Κατακόρυφη διεύθυνση

Η κύρια ιδιομορφή για τη κατακόρυφη διεύθυνση προέκυψε για ιδιοσυχνότητα $f_{vert} = 2.1 \text{ Hz}$ και φαίνεται στο σχήμα 8.1.

¹ Αναφέρεται στη βιβλιογραφία



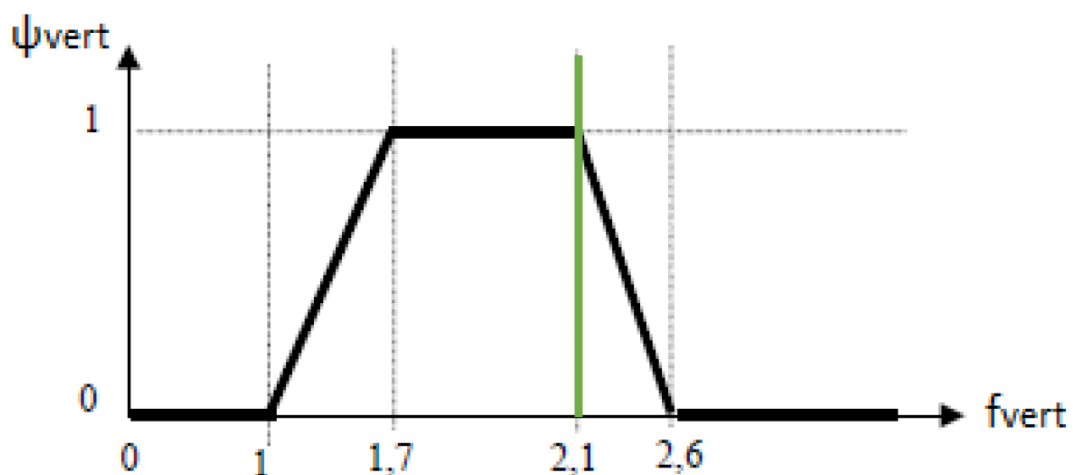
Σχήμα 8.1: 1^η ιδιομορφή για τη κατακόρυφη διεύθυνση

Από το σχήμα 8.2 φαίνεται ότι η κατακόρυφη ιδιοσυχνότητα της γέφυρας είναι μέσα στο εύρος των πιθανών συχνοτήτων των κατακόρυφων φορτίων που προκύπτουν από το βάδισμα των πεζών. Επομένως απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση.

Frequency	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Σχήμα 8.2: Εύρος συχνοτήτων των κατακόρυφων φορτίων που προκύπτουν από βάδισμα

Από το σχήμα 8.3 και για $f_{vert} = 2.1 \text{ Hz}$ προσδιορίζεται ο συντελεστής ψ_{vert} .



Σχήμα 8.3: Συντελεστής ψ_{vert}

Ο συντελεστής ψ_{vert} προκύπτει ίσος με μονάδα. Το κατακόρυφο δυναμικό φορτίο θα έχει τη μορφή της εξίσωσης (8.3).

$$P_{vert}(t) = \frac{280 \cdot n_{eff} \cdot \psi_{vert}}{A} \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f \cdot t) \quad (8.3)$$

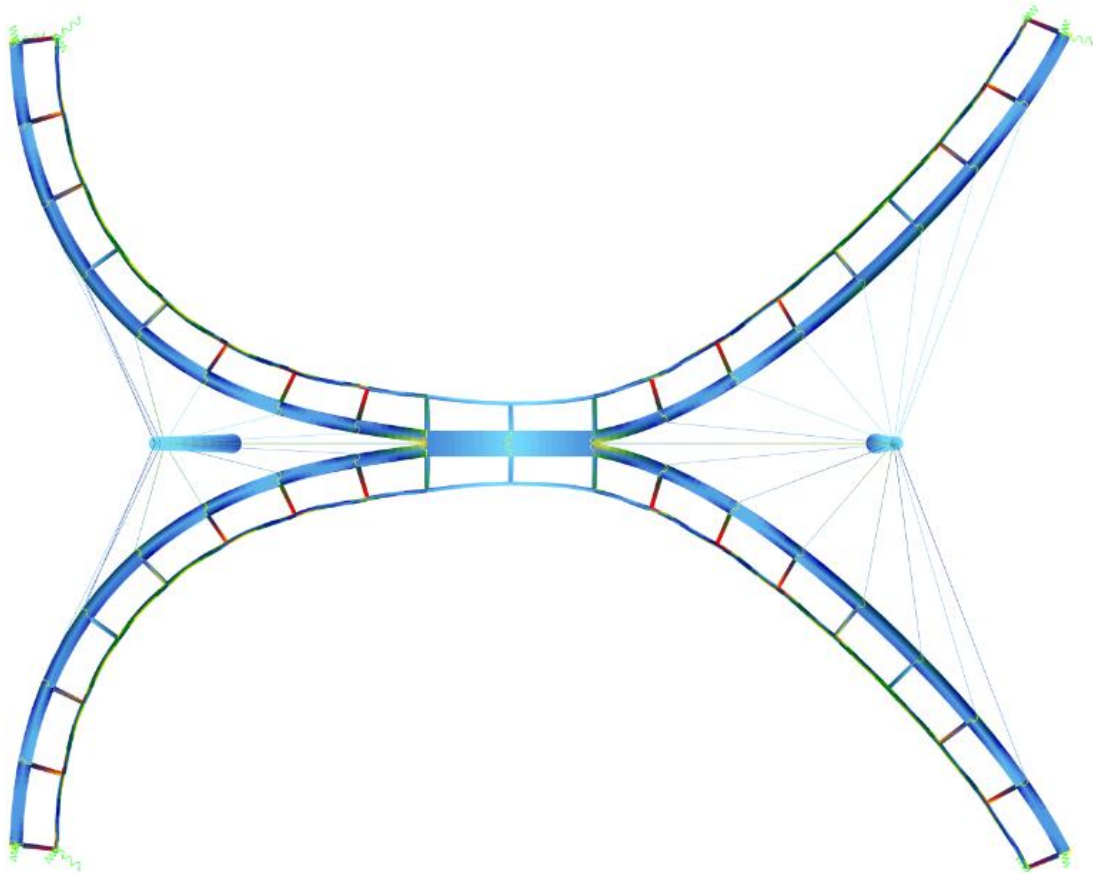
Αντικαθιστώ και έχω

$$\Rightarrow P_{vert}(t) = \frac{280 \cdot 31 \cdot 1}{508} \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot 2.1 \cdot t) = \frac{17.1}{1000} \cdot \cos(4.22 \cdot \pi) \frac{kN}{m^2}$$

Αυτό το φορτίο μπορεί να χαρακτηριστεί σαν περιοδικό με συχνότητα $4.22 \frac{rad}{sec}$ και μέγιστη τιμή $0.0171 \frac{kN}{m^2}$.

Οριζόντια διεύθυνση

Η κύρια ιδιομορφή για την οριζόντια διεύθυνση προέκυψε για ιδιοσυχνότητα $f_{lat} = 1.9 \text{ Hz}$ και φαίνεται στο σχήμα 8.4.



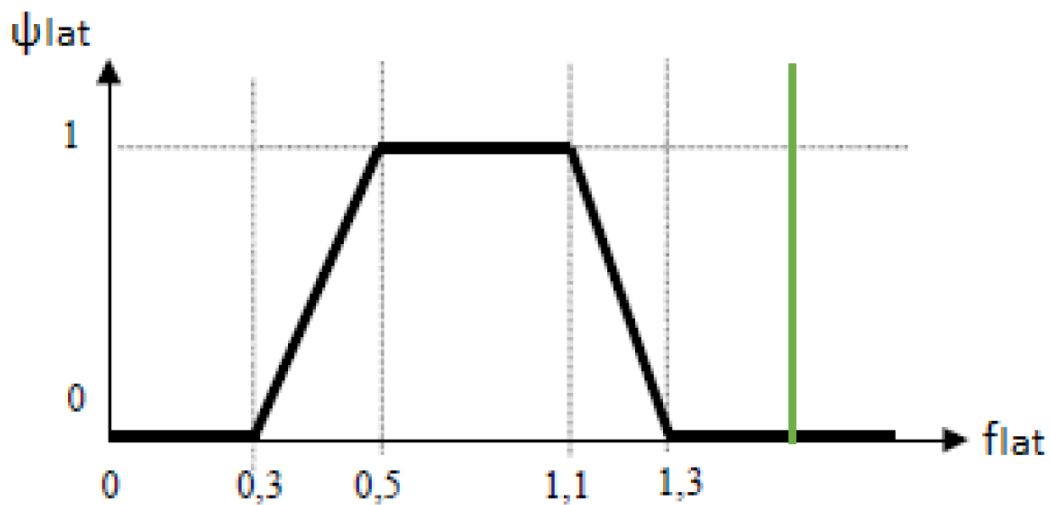
Σχήμα 8.4: 1^η ιδιομορφή για την οριζόντια διεύθυνση

Στο σχήμα 8.5 φαίνεται το εύρος συχνοτήτων των οριζόντιων φορτίων που προκύπτουν από το βάδισμα. Σε αυτή τη περίπτωση η ιδιοσυχνότητα της 1^{ης} ιδιομορφής για την οριζόντια διεύθυνση αποκλίνει αρκετά από τις συχνότητες των οριζόντιων φορτίων που προκύπτουν από το βάδισμα.

Frequency	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Range 1			Red			
Range 2		Magenta		Magenta		
Range 3					Yellow	
Range 4	Green					Green

Σχήμα 8.5: Εύρος συχνοτήτων των οριζόντιων φορτίων που προκύπτουν από βάδισμα

Από το σχήμα 8.6 και για $f_{lat} = 1.9 \text{ Hz}$ προσδιορίζεται ο συντελεστής.



Σχήμα 8.6: Συντελεστής ψ_{lat}

Όπως ήταν αναμενόμενο λόγω της μεγάλης απόκλισης των ιδιοσυχνοτήτων ο συντελεστής ψ_{lat} είναι ίσος με μηδέν. Επομένως δεν θα πραγματοποιηθεί δυναμική ανάλυση για το οριζόντιο φορτίο.

8.5 Δυναμική ανάλυση

Η δυναμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του task ‘Text editor’ το οποίο δίνει τη δυνατότητα κωδικοποίησης και δημιουργίας ενός προγράμματος που να διενεργεί μια ανάλυση όπως ακριβώς επιθυμεί ο μελετητής.

Για το σκοπό αυτό δημιουργήθηκε ένα πρόγραμμα του οποίου ο κώδικας παρουσιάζεται και περιγράφεται στη συνέχεια.

```
+PROG SOFILOAD urs:30.1
  LC NO 30 FACT 1 TYPE NONE
  COPY NO 29 FACT 1
  FUNC T 0.4739 F 1 T1 0 TMIN 0 tmax 18
END
```

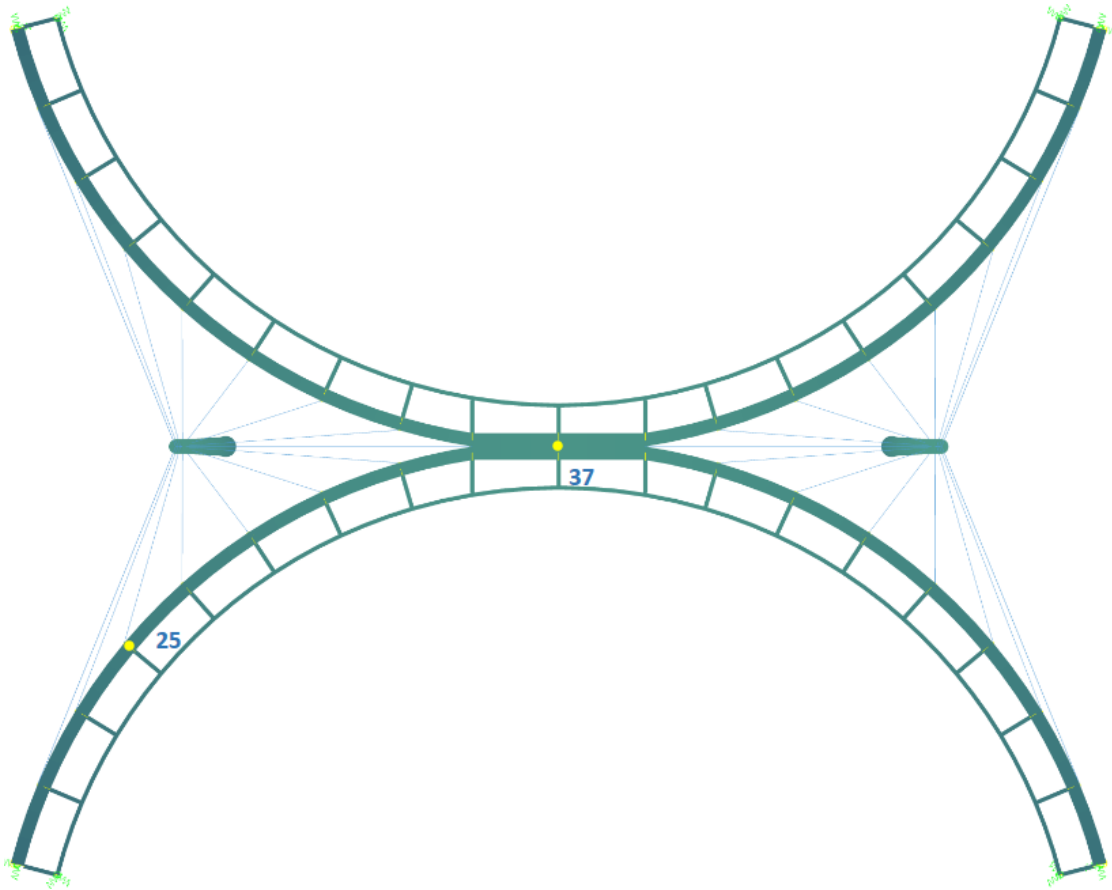
```
+PROG DYNA urs:8
  HEAD 0.8 persons/M^2
  ECHO OPT FULL
  PAGE LINE 99999
  CTRL OPT STYP VAL 0
  MODD D 0.04
  EIGE 40 TYPE REST LC 7001
  STEP N 18000 DT 0.001
  LC NO 30 FACT 1
  HIST TYPE A-z FROM 37 LCST 301
  HIST TYPE A-z FROM 25 LCST 302
END
```

```
+PROG DYNR urs:5
  head ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ
  page lano 1
  HIST LCS 301 TYPE A-Z NO1 37
  HIST LCS 302 TYPE A-Z NO1 25
END
```

Στο παραπάνω κώδικα καλούνται τρία έτοιμα υποπρογράμματα (modules) του λογισμικού Sofistik και δίνονται σε αυτά οι απαραίτητες μεταβλητές για να εκτελεστούν.

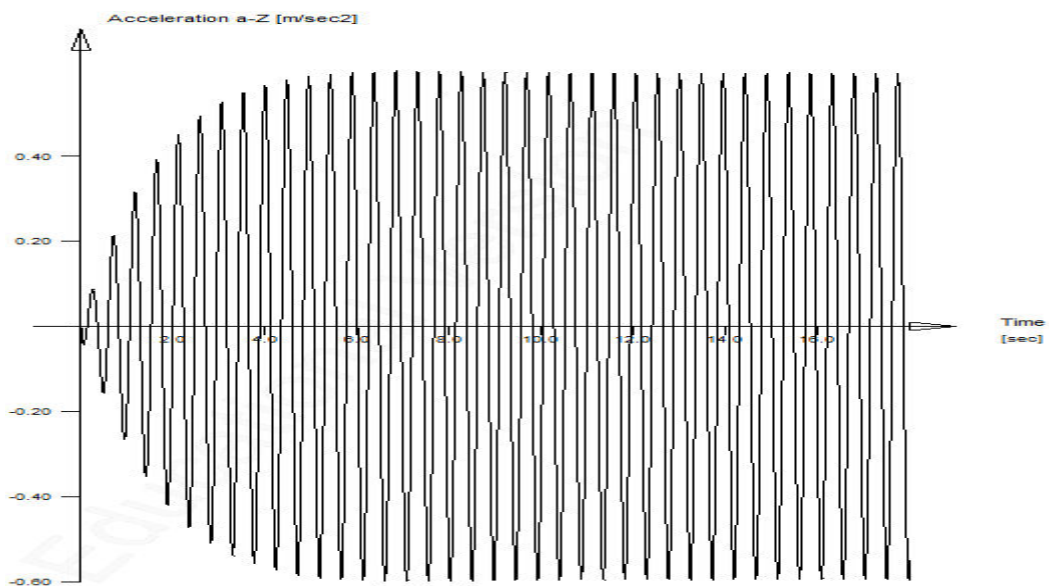
Το υποπρόγραμμα SOFILOAD αφορά τα φορτία (Loadcases) και εδώ θα ορίσουμε το δυναμικό φορτίο P_{vert} . Πρώτα ζητείται να δημιουργηθεί ένα νέο Loadcase με αριθμό 30 και σε αυτό να αντιγραφεί το Loadcase με αριθμό 29. Το Loadcase με αριθμό 29 έχει περαστεί σαν απλό στατικό κατανεμημένο φορτίο στο κατάστρωμα από το περιβάλλον του Autocad μέσω του plugin SofiplusX. Η τιμή του φορτίου ορίστηκε ως η μέγιστη του P_{vert} πιο πάνω. Στη συνέχεια δίνουμε σε αυτό το φορτίο δυναμικά χαρακτηριστικά ορίζοντας την ιδιοπερίοδο του, που αναφέρεται πιο πάνω και το χρόνο δράσης του (18 sec).

Το υποπρόγραμμα DYNA πραγματοποιεί τη δυναμική ανάλυση. Δηλώνονται τα Loadcases που περιέχουν τις ιδιομορφές, ορίζοντας το Loadcase της πρώτης και το συνολικό αριθμό των ιδιομορφών που υπολογίστηκαν, 7001 και 40 αντίστοιχα. Δηλώνεται επίσης το χρονικό διάστημα που θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση και το χρονικό βήμα κάθε υπολογισμού, 18 sec και 0,001 sec αντίστοιχα, και ο αριθμός του Loadcase για το οποίο θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση, 30. Τέλος ζητείται να υπολογιστούν οι κατακόρυφες επιταχύνσεις των κόμβων με αριθμό 37, 25 και να αποθηκευτούν στα Loadcases με αριθμό 301, 302 αντίστοιχα. Οι κόμβοι αυτοί επιλέχθηκαν ως οι πιο πιθανοί για ανάπτυξη μεγάλων μετακινήσεων και παρουσιάζονται στο σχήμα 8.7.

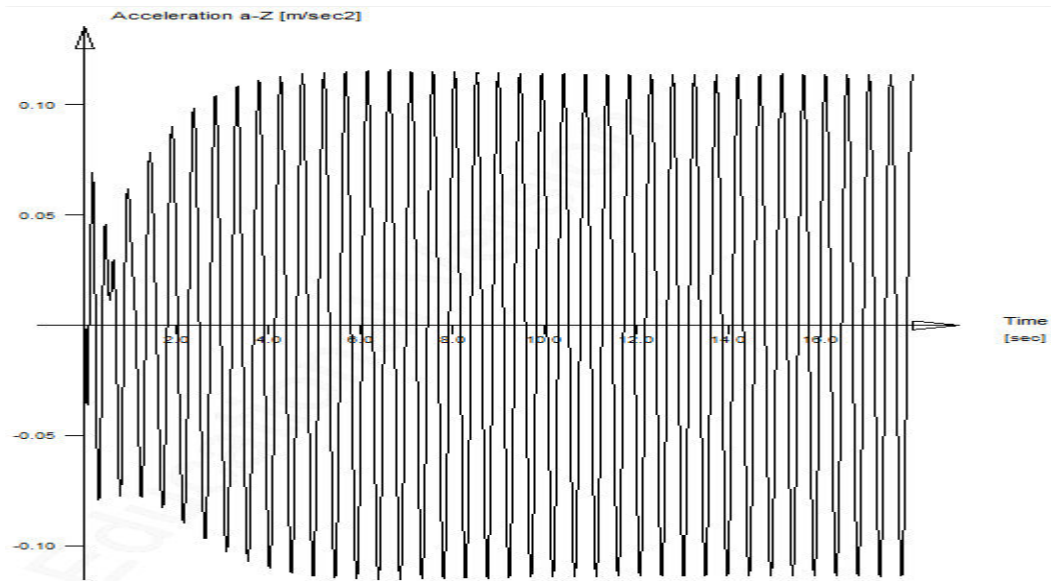


Σχήμα 8.7: Θέσεις κόμβων που εξετάστηκαν

Το υποπρόγραμμα DYNR αφορά τη δημιουργία διαγραμμάτων από τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Δηλώνονται τα Loadcases (301, 302), το είδος του αποτελέσματος (κατακόρυφες επιταχύνσεις) και οι κόμβοι (37, 25) και δημιουργεί τα διαγράμματα κατακόρυφης επιτάχυνσης-χρόνου, για κάθε κόμβο, τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 8.8: Αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις στο κόμβο 37



Σχήμα 8.9: Αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις στο κόμβο 25

Η μέγιστη επιτάχυνση προκύπτει ίση με $0.6 \frac{m}{sec^2}$, τιμή που δεν χαρακτηρίζεται ως ενοχλητική για τους πεζούς, όπως φαίνεται και από το σχήμα 8.10.

Acceleration ranges	0	0.5	1	2.5
Range 1	Max			
Range 2		Mean		
Range 3			Min	
Range 4				

Σχήμα 8.10: Κριτήρια άνεσης πεζών

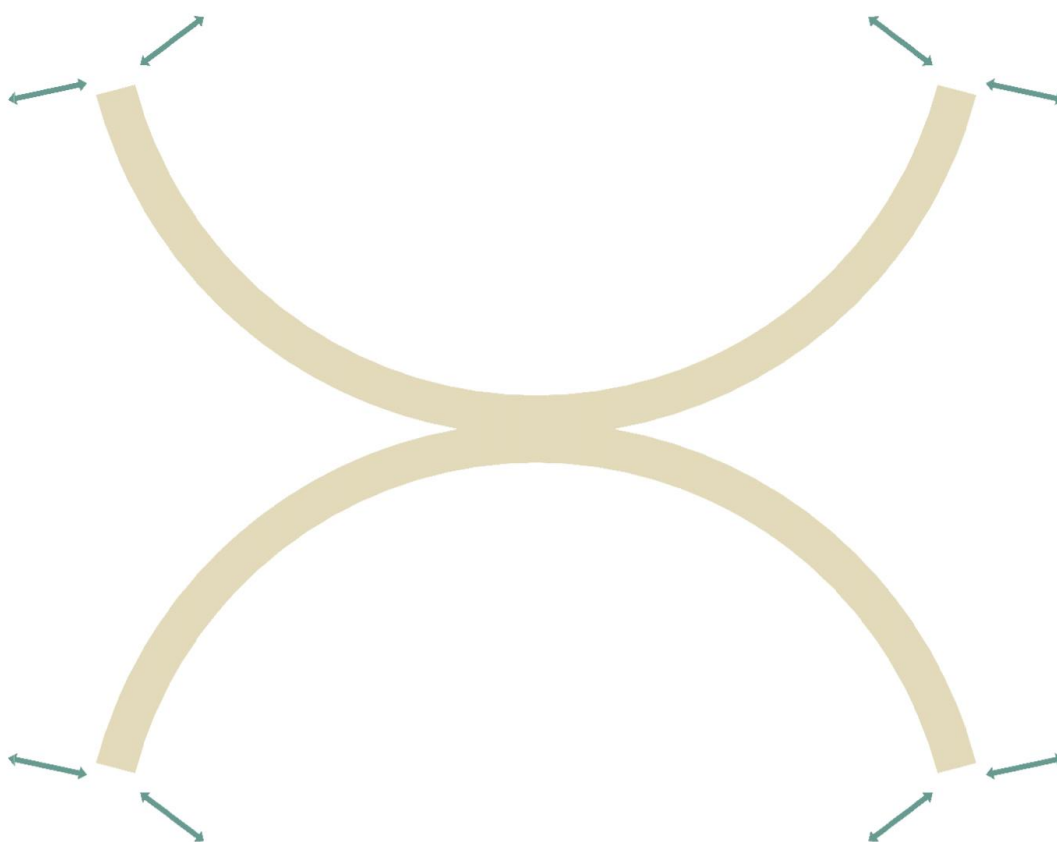
9 Στηρίξεις

Για τις στηρίξεις αρχική πρόθεση ήταν η χρήση δύο ελαστομεταλλικών εφεδράνων σε κάθε άκρο του καταστρώματος. Ένα στη κύρια δοκό και ένα στη δευτερεύουσα. Η λύση αυτή απορρίφθηκε καθώς λόγω της έντασης από τα καλώδια η κύρια δοκός έτεινε να ανασηκωθεί από τη βάση της και επομένως στο ελαστομεταλλικό εφέδρανο αναπτύσσονταν εφελκυστικές δυνάμεις. Αυτό είναι απαγορευτικό για τη σωστή λειτουργία των ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

Στη συνέχεια επιλέχθηκε να τοποθετηθούν κυλίσσεις στις κύριες δοκούς κατά τη διεύθυνση των οριζόντιων δυνάμεων που προκύπτουν από την ομοιόμορφη θερμοκρασιακή συνιστώσα και εφέδρανα στην δευτερεύουσα δοκό. Αυτή η λύση απορρίφθηκε γιατί αναπτύσσονταν αφενός πολύ μεγάλες οριζόντιες δυνάμεις στα εφέδρανα και αφετέρου πολύ μεγάλες μετακινήσεις.

Τελικά μετά από αρκετές δοκιμές κατέληξα σε ένα σύστημα κυλίσσεων χρησιμοποιώντας εφέδρανα δοχείου που επιτρέπουν όμως τη ελεύθερη μετακίνηση κατά τη μία οριζόντια διεύθυνση. Τοποθετήθηκαν υπό τέτοια γωνία έτσι ώστε να ισοκατανέμονται οι οριζόντιες δυνάμεις στις στηρίξεις των δύο δοκών και ταυτόχρονα να μην προκύπτουν μεγάλες μετακινήσεις.

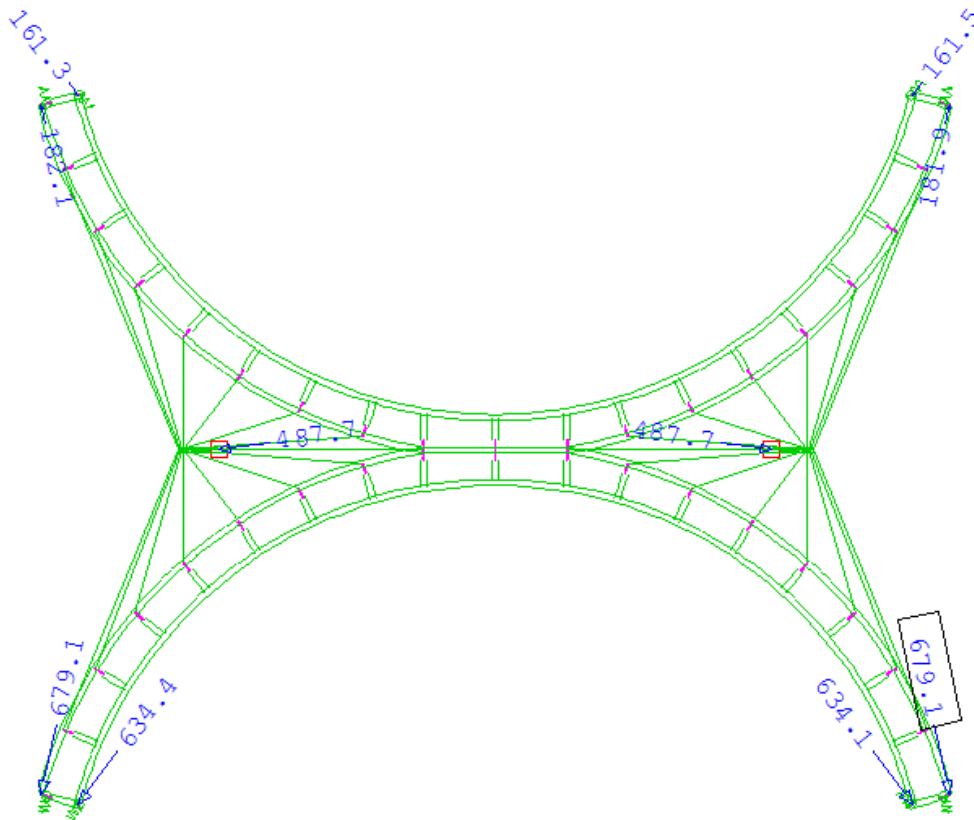
Τα εφέδρανα δοχείου, με δυνατότητα ελεύθερης κίνησης κατά τη μία διεύθυνση, επιλέχθηκαν από το πίνακα 9.1 της εταιρείας GRANOR. Η συγκεκριμένη εταιρεία δίνει λύσεις και σε περιπτώσεις όπου εμφανίζονται εφελκυστικές δυνάμεις στις στηρίξεις όπως συμβαίνει και εδώ. Τα εφέδρανα αυτά φέρουν ειδικό σύστημα αγκυρώσεων που παραλαμβάνει τυχόν εφελκυστικές (anti-uplift).



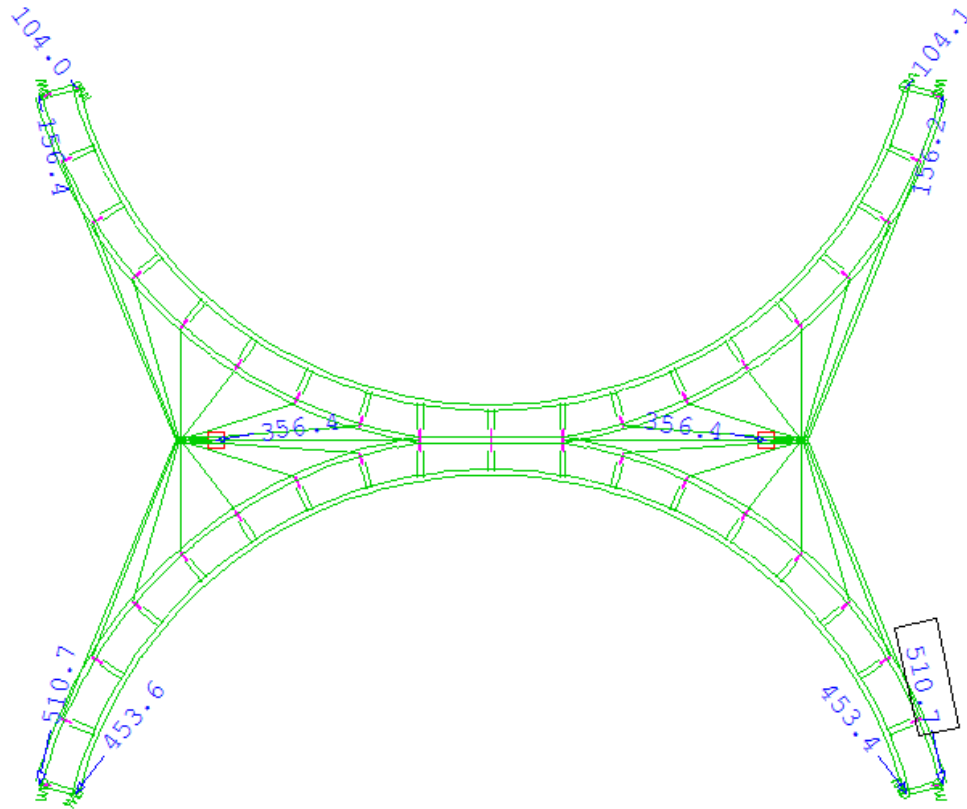
Σχήμα 9.1: Διευθύνσεις ελεύθερης κίνησης των εφεδράνων δοχείου

Πίνακας 9.1: Διαθέσιμα εφέδρανα τύπου GUIDE SLIDE από την εταιρεία GRANOR

GRANOR® POT TYPE STRUCTURAL BEARINGS	SERVICEABILITY LIMIT STATE (SLS)		ULTIMATE LIMIT STATE (ULS)		ROT'N	SLIDE MOVEMENT (Standard) L = +/- 50 mm T = 0 mm		POT BEARING - BOTTOM PLATE OVERALL DIMENSIONS & BOLT CENTRES		POT BEARING - TOP SLIDE PLATE OVERALL DIMENSIONS & BOLT CENTRES			
	Vmax kN	Hmax kN	V'max kN	H'max kN		Rads	Long't +/- mm From Neutral	T'verse +/- mm From Neutral	Bottom Plate Square A x A mm	Bottom Plate Bolt Centres Square AA x AA mm	Slide Plate Width C mm	Slide Plate Length D mm	Top Bolt Ctrs Width CC mm
GPGS(10)-300-0/50	300	30	450	45	0.02	50	0	160 160	125 125	160	270	125	235
GPGS(10)-500-0/50	500	50	750	75	0.02	50	0	180 180	145 145	190	300	155	265
GPGS(10)-750-0/50	750	75	1,125	113	0.02	50	0	220 220	185 185	230	340	195	305
GPGS(10)-1000-0/50	1,000	100	1,500	150	0.02	50	0	250 250	215 215	250	360	215	325
GPGS(10)-1250-0/50	1,250	125	1,875	188	0.02	50	0	280 280	230 230	280	385	230	335
GPGS(10)-1500-0/50	1,500	150	2,250	225	0.02	50	0	310 310	260 260	310	405	260	355
GPGS(10)-1750-0/50	1,750	175	2,625	263	0.02	50	0	335 335	285 285	335	430	285	380
GPGS(10)-2000-0/50	2,000	200	3,000	300	0.02	50	0	355 355	305 305	355	455	305	405
GPGS(10)-2250-0/50	2,250	225	3,375	338	0.02	50	0	380 380	320 320	380	465	320	405
GPGS(10)-2500-0/50	2,500	250	3,750	375	0.02	50	0	400 400	340 340	400	480	340	420
GPGS(10)-2750-0/50	2,750	275	4,125	413	0.02	50	0	420 420	360 360	420	495	360	435
GPGS(10)-3000-0/50	3,000	300	4,500	450	0.02	50	0	440 440	380 380	440	510	380	450
GPGS(10)-3500-0/50	3,500	350	5,250	525	0.02	50	0	470 470	400 400	470	540	400	470
GPGS(10)-4000-0/50	4,000	400	6,000	600	0.02	50	0	505 505	435 435	505	565	435	495
GPGS(10)-4500-0/50	4,500	450	6,750	675	0.02	50	0	535 535	465 465	535	590	465	520
GPGS(10)-5000-0/50	5,000	500	7,500	750	0.02	50	0	565 565	475 475	565	615	475	525
GPGS(10)-5500-0/50	5,500	550	8,250	825	0.02	50	0	590 590	500 500	590	640	500	550
GPGS(10)-6000-0/50	6,000	600	9,000	900	0.02	50	0	620 620	530 530	620	660	530	570
GPGS(10)-6500-0/50	6,500	650	9,750	975	0.015	50	0	645 645	555 555	645	680	555	590
GPGS(10)-7000-0/50	7,000	700	10,500	1,050	0.015	50	0	665 665	575 575	665	705	575	615
GPGS(10)-7500-0/50	7,500	750	11,250	1,125	0.015	50	0	695 695	605 605	695	720	605	630
GPGS(10)-8000-0/50	8,000	800	12,000	1,200	0.015	50	0	715 715	605 605	715	740	605	630



Σχήμα 9.2: Μέγιστες οριζόντιες δυνάμεις στα εφέδρανα - Ο.Κ.Α.



Σχήμα 9.3: Μέγιστες οριζόντιες δυνάμεις στα εφεδράνα - Ο.Κ.Α.

Για τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων δοχείου κρίσιμη ήταν η οριζόντια δύναμη. Όπως φαίνεται από τα παραπάνω σχήματα αναπτύσσονται οριζόντιες δυνάμεις μέχρι και 679.1 kN στην Ο.Κ.Α. και 510.7 kN στην Ο.Κ.Λ. Επομένως επιλέγεται από το πίνακα 9.1 το εφεδράνο GPGS(10)-5500-0/50 με διαστάσεις $590 \times 590 \text{ mm}$.

10 Συνδέσεις

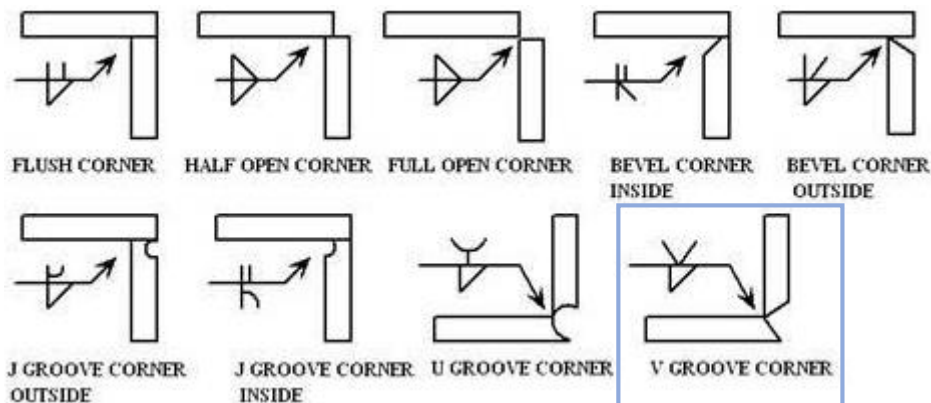
10.1 Συγκολλήσεις

Με τις συγκολλήσεις εξασφαλίζεται η μονολιθικότητα μεταξύ των συνδεόμενων τμημάτων. Συγκολλήσεις πραγματοποιούνται τόσο στο εργοστάσιο για τη κατασκευή των δομικών στοιχείων από επιμέρους ελάσματα ή τη κατασκευή προκατασκευασμένων τμημάτων από επιμέρους δομικά στοιχεία, όσο και στο εργοτάξιο για την σύνδεση των επιμέρους τμημάτων και τη κατασκευή της γέφυρας.

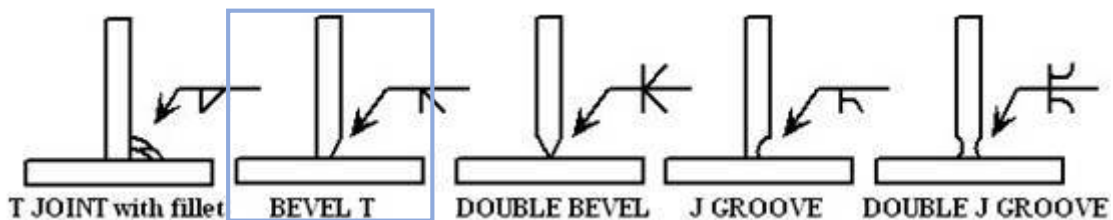
Υπάρχουν διάφορα είδη συγκολλήσεων (εσωραφές, εξωραφές, ραφές οπής-σχισμής κ.α.) από τις οποίες πρέπει να επιλέγεται σε κάθε περίπτωση η κατάλληλη. Στη συγκεκριμένη μελέτη επιλέχθηκε οι συγκολλήσεις να είναι εσωραφές πλήρους διείδυσης.

Εσωραφές πλήρους διείδυσης ονομάζονται αυτές των οποίων το πάχος είναι ίσο με το πάχος των συνδεόμενων ελασμάτων, αφού η συγκόλληση τα διαπερνά πλήρως και προκαλεί τήξη του αναλώσιμου και του μητρικού μετάλλου. Η αντοχή σχεδιασμού μίας συγκόλλησης πλήρους διείδυσης λαμβάνεται ίση με την αντοχή σχεδιασμού του ασθενέστερου από τα συνδεόμενα μέρη.

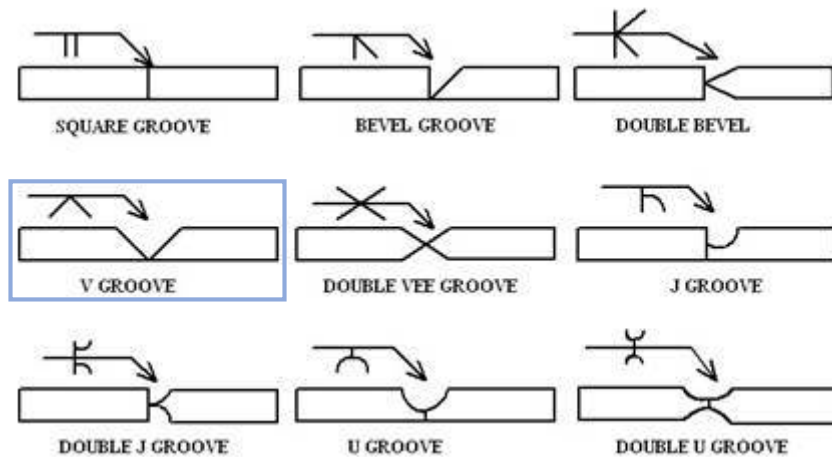
Για την πραγματοποίηση εσωραφών απαιτείται προηγουμένως μία προετοιμασία των επιφανειών σύνδεσης. Συγκεκριμένα πρέπει να διαμορφωθούν - λοξοτομηθούν τα άκρα των τεμαχίων συγκόλλησης για να εισχωρήσει το υλικό συγκόλλησης σε όλο το πλάτος τους. Ανάλογα με τη διάταξη των τεμαχίων συγκόλλησης υπάρχουν διάφορα είδη λοξοτόμησης όπως φαίνεται στα επόμενα σχήματα από τις οποίες επιλέγεται η καταλληλότερη.



Σχήμα 10.1: Διαμόρφωση για συγκολλήσεις σε γωνία



Σχήμα 10.2: Διαμόρφωση για συγκόλληση σε κόμβο T



Σχήμα 10.3: Διαμόρφωση για συγκόλληση σε αποκατάσταση συνέχειας

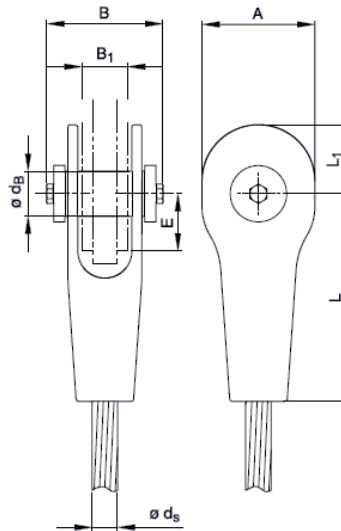
Λόγω της κοίλης μορφής των διατομών συγκόλληση μπορεί να πραγματοποιηθεί μόνο από τη μία πλευρά. Όπως φαίνεται, από το σχήμα 10.1 επιλέχθηκε η μορφή λοξοτόμησης για τα ελάσματα που θα συνθέσουν τις κοίλες διατομές, από το σχήμα 10.2 η μορφή για τα άκρα των διαδοκίδων για τη συγκόλληση τους στις δοκούς και από το σχήμα 10.3 η μορφή για την αποκατάσταση συνέχειας των διαφόρων δομικών στοιχείων.

10.2 Σύνδεση καλωδίων

Η σύνδεση των καλωδίων στο κατάστρωμα και στους πυλώνες θα γίνει με τη χρήση πείρων και ελασμάτων. Στο EN 1993-1-8 δίνονται οδηγίες για το σχεδιασμό τέτοιων συνδέσεων. Στη συγκεκριμένη εργασία επιλέγονται έτοιμες συνδέσεις από το πίνακα 10.1, που παρέχεται από την εταιρεία PFEIFER, σε αντιστοιχία με τα καλώδια που επιλέχθηκαν.

Πίνακας 10.1: Προσφερόμενες κοχλιωτές συνδέσεις από την εταιρεία PFEIFER

Größe size	A mm	B mm	min. B ₁ mm	max. B ₁ mm	d _B mm	max. E mm	L ₁ mm	L mm	Ges.-Gewicht* tot.-weight	
									kg	max. d _s mm
PV 40	90	103	40	42	39	48	55	170	3	21
PV 60	110	120	50	53	44	58	68	210	5	26
PV 90	135	146	60	64	54	72	83	255	9	31
PV 115	160	165	70	74	64	82	98	295	15	35
PV 150	160	165	70	74	64	82	98	295	15	40
PV 195	180	190	80	85	73	96	110	340	23	45
PV 240	200	210	90	96	83	106	123	380	31	50
PV 300	230	235	100	107	88	120	140	425	44	55
PV 360	250	251	110	118	98	130	153	465	58	60
PV 420	270	281	120	129	108	144	165	510	76	65
PV 490	290	296	130	139	118	154	178	550	95	70
PV 560	320	335	140	150	128	168	195	595	149	75
PV 640	340	359	150	161	138	178	208	635	183	80
PV 720	360	374	160	172	142	192	220	680	215	85
PV 810	380	401	170	183	153	202	233	720	262	90
PV 910	410	434	180	194	162	231	260	780	324	95
PV 1010	430	451	190	205	172	226	263	805	369	100
PV 1110	450	466	200	216	182	240	275	850	424	105
PV 1220	480	498	205	222	187	262	295	900	527	110
PV 1340	503	520	218	237	202	264	317	935	625	115
PV 1450	530	544	230	251	207	302	335	1015	749	120
PV 1580	550	555	238	259	217	288	350	1020	808	125
PV 1730	570	590	247	269	227	300	365	1063	913	130
PV 1860	590	605	256	280	237	315	380	1105	1015	135
PV 2000	620	622	267	290	247	324	395	1148	1132	140



Σχήμα 10.4: Μορφή κοχλιωτής σύνδεσης

Αν και χρησιμοποιήθηκαν δύο μεγέθη καλωδίων, επιλέγεται ένα μέγεθος για τις συνδέσεις. Αυτό γίνεται για να χρησιμοποιηθούν ίδιου πάχους μεσαία ελάσματα. Επομένως επιλέγεται σύνδεση μεγέθους PV 90. Για τα ελάσματα επιλέγεται πάχος 60 mm (ελάχιστο επιτρεπόμενο για τη συγκεκριμένη σύνδεση με βάση τον πίνακα 10.1), ποιότητα χάλυβα S275 και γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι.

Ελέγχεται η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας. Η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται στα καλώδια στην Ο.Κ.Α. είναι 469 kN.

$$F_{b,Rd} = 1.5 \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1.5 \cdot 0.06 \cdot 0.054 \cdot \frac{275000}{1} = 1336 \text{ kN} \geq F_{b,Rd} = 469 \text{ kN}$$

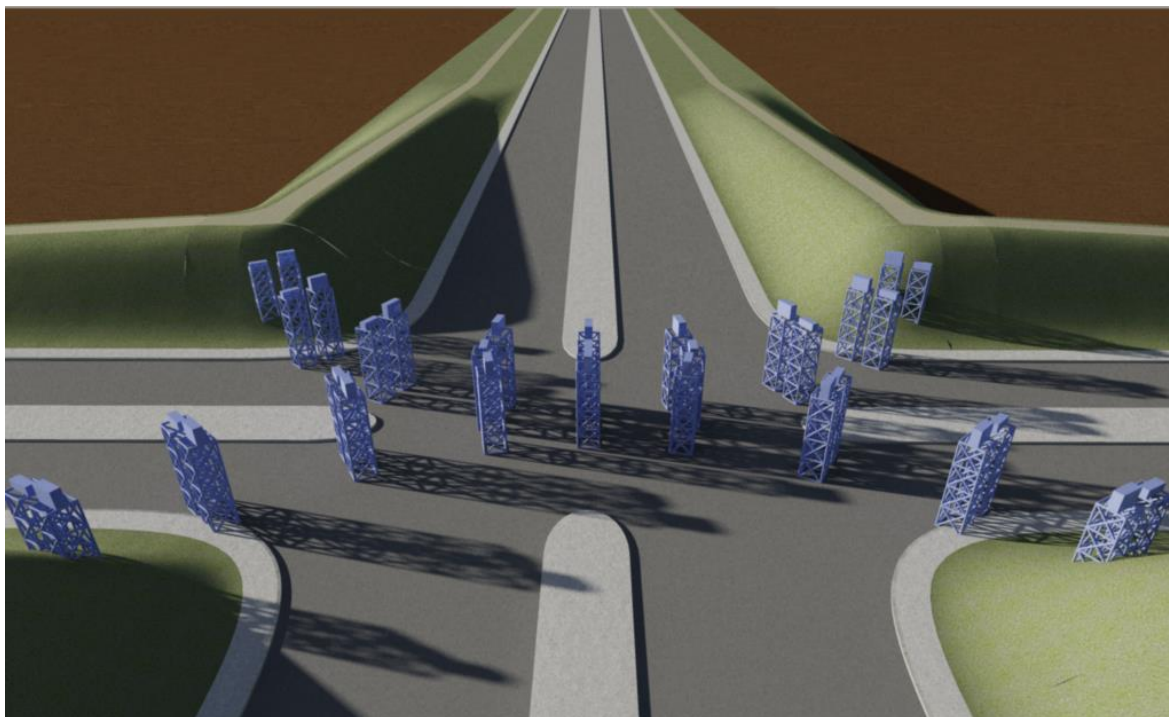
Για αντικαταστάσιμους πείρους πρέπει επιπλέον να ισχύει η επόμενη ανίσωση. Η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται στα καλώδια στην Ο.Κ.Α. είναι 268 kN.

$$F_{b,Rd,ser} = 0.6 \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M6,ser}} = 0.6 \cdot 0.06 \cdot 0.054 \cdot \frac{275000}{1} = 534.6 \text{ kN} \geq F_{b,Rd,ser} = 268 \text{ kN}$$

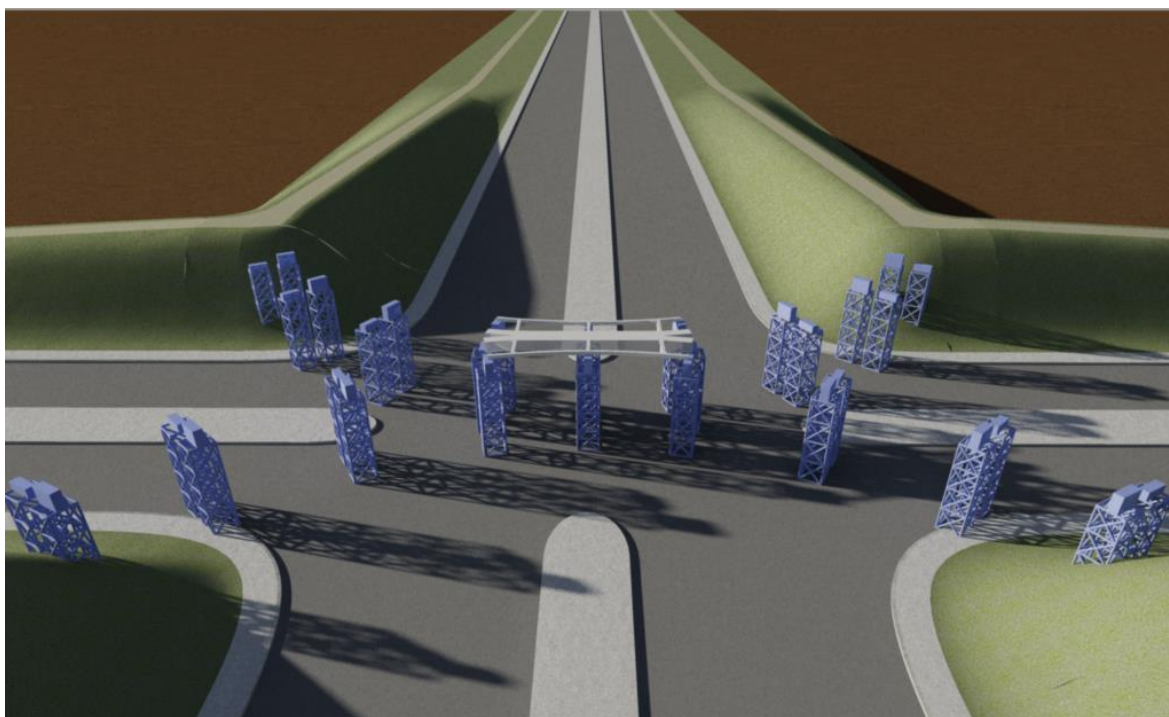
Οι έλεγχοι ικανοποιούνται, επομένως το πάχος και η ποιότητα χάλυβα των ελασμάτων επαρκούν.

11 Ανέγερση

Η ανέγερση του φορέα θα πραγματοποιηθεί χρησιμοποιώντας ικριώματα ως προσωρινές στηρίξεις μέχρι ο φορέας να είναι σε θέση να παραλάβει ο ίδιος τα φορτία. Στα επόμενα σχήματα φαίνεται η διαδικασία ανέγερσης.



Σχήμα 11.1: Τοποθέτηση ικριωμάτων



Σχήμα 11.2: Τοποθέτηση και συγκόλληση των προκατασκευασμένων τμημάτων της γέφυρας



Σχήμα 11.3: Τοποθέτηση και συγκόλληση των προκατασκευασμένων τμημάτων της γέφυρας



Σχήμα 11.4: Τοποθέτηση και συγκόλληση των προκατασκευασμένων τμημάτων της γέφυρας



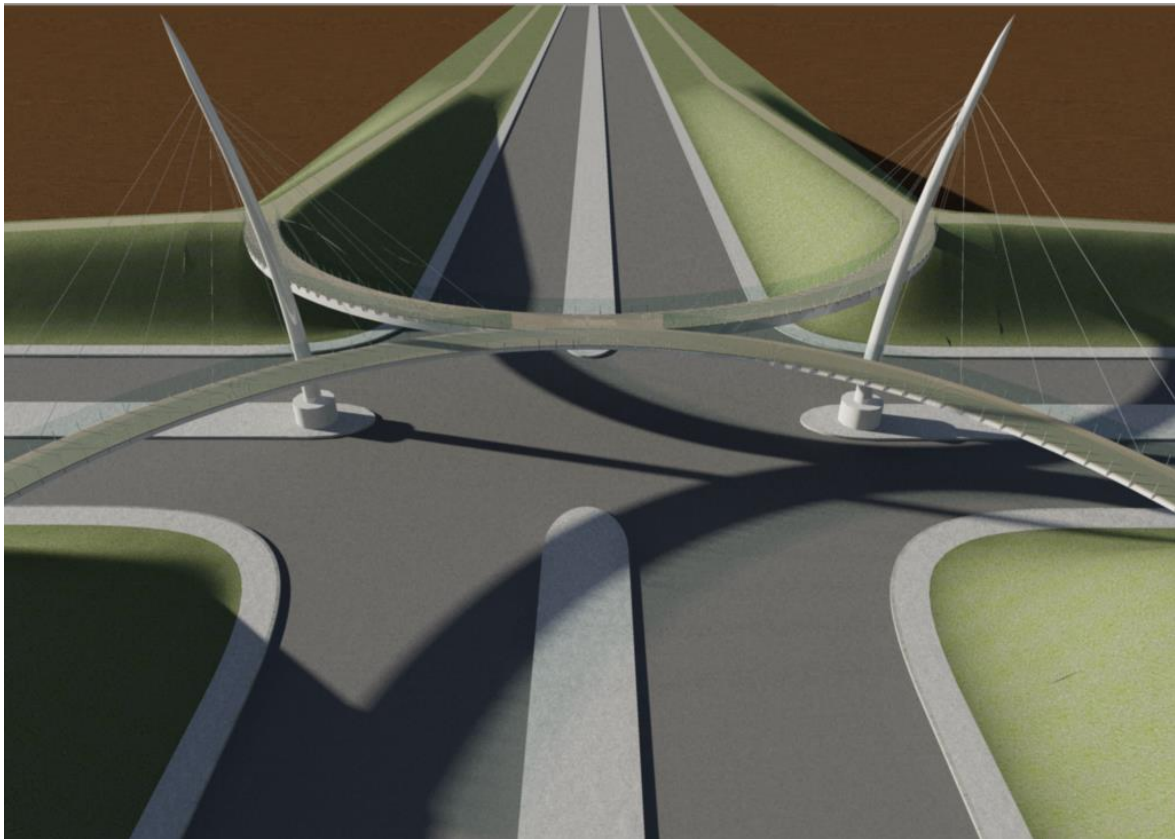
Σχήμα 11.5: Τοποθέτηση πυλώνων



Σχήμα 11.6: Σύνδεση του καταστρώματος και των πυλώνων με τα καλώδια



Σχήμα 11.7: Προένταση των καλωδίων και αφαίρεση των ικριωμάτων



Σχήμα 11.8: Ολοκλήρωση εργασιών κατασκευής

12 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Ερμόπουλος Ι., (2008). «Σιδηρές και Σύμμικτες Γέφυρες (2^η έκδοση)», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι., (2005). «Ευρωκώδικας 1, 2^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Κατσιακαδέλης Ι., (2012). «Δυναμική ανάλυση των κατασκευών θεωρία και εφαρμογές», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.
6. Μιχάλτσος Γ., (2005). «Προβλήματα δυναμικής των σιδηρών γεφυρών», Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
7. Chopra A., (2010). «Δυναμική των κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
8. Svensson H., (2012). «CABLE-STAYED BRIDGES 40 Years of Experience Worldwide», Publisher Ernst & Sohn.
9. 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
10. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
11. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
12. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
13. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
14. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.
15. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
16. EN1993-1-5: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα: Μέρος 1.5: Μέλη από επίπεδα ελάσματα, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
17. EN1993-1-8: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα: Μέρος 1.8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
18. EN1993-1-11: Eurocode 3: Design of steel structures: Part 1.11: Design of structures with tension components, CEN, Brussels, February 2003.
19. EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
20. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
21. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Αύγουστος 2005
22. EN 1337-1, Structural bearings - Part 1: General design rules, CEN, Brussels, April 2000.