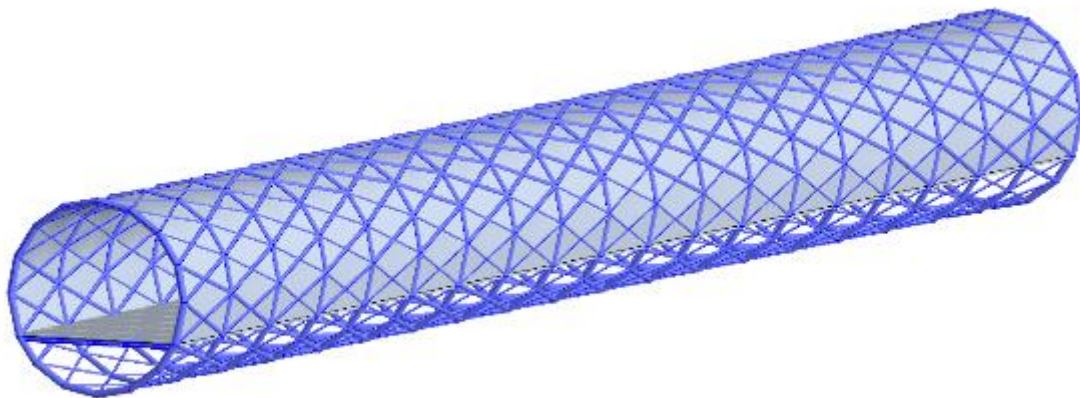




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ



Διπλωματική Εργασία
Χρήστος Νάνος

EMK ΔΕ 2022 25

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος Επίκουρος Καθηγητής

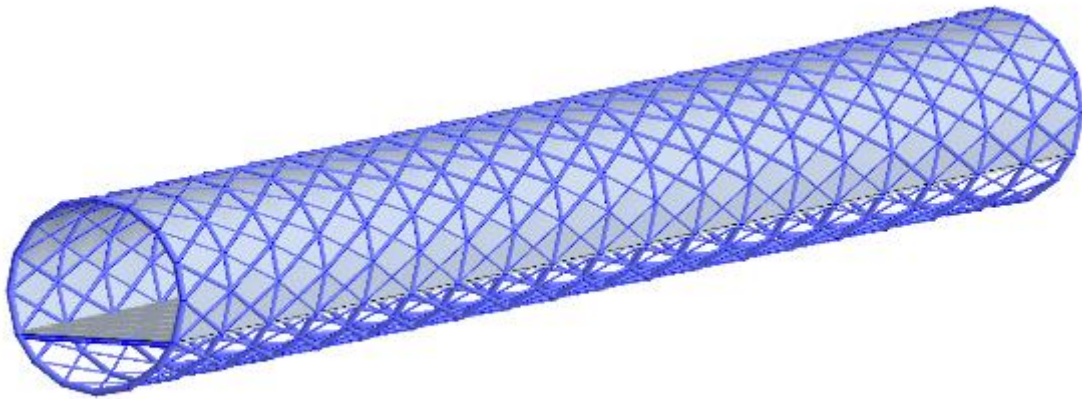
Αθήνα, Μάρτιος 2023



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ



Διπλωματική Εργασία
Χρήστος Νάνος

EMK ΔΕ 2022 25

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος Επίκουρος Καθηγητής

Αθήνα, Μάρτιος 2023

Copyright © Χρήστος Νάνος, 2023
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Christos Nanos, 2023
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Χρήστος Νάνος (2023)
Σχεδιασμός Μεταλλικής Κυλινδρικής Πεζογέφυρας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2022 25
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Christos Nanos (2023)
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2022 25
Structural Design of Steel Cylindrical Footbridge
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Θέλω να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για τη συνεχή στήριξη και τον καθηγητή της σχολής και επιβλέποντα της διπλωματικής εργασίας κ. Παύλο Θανόπουλο.

Στον Θεοχάρη και την Τσαμπίκα



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2022 25

Σχεδιασμός Μεταλλικής Κυλινδρικής Πεζογέφυρας

Χρήστος Νάνος

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της Διπλωματικής Εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός και η στατική ανάλυση μιας μεταλλικής πεζογέφυρας ανοίγματος 57.00m. Η γέφυρα αυτή μελετάται ως εναλλακτική λύση της πεζογέφυρας που έχει τοποθετηθεί στη Μαρίνα Φλοίσβου, επί της Λεωφόρου Ποσειδώνος για την ασφαλή διέλευση των κατοίκων της περιοχής.

Αρχικά, γίνεται εισαγωγή στη γεφυροποιία και αναφορά σε ορισμένες γέφυρες που ενέπνευσαν την επιλογή του συγκεκριμένου στατικού φορέα καθώς και των προβλημάτων που πρέπει να λυθούν με την ανέγερση της συγκεκριμένης γέφυρας.

Πραγματοποιείται παρουσίαση του στατικού συστήματος της πεζογέφυρας, των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της, των διατομών που αξιοποιήθηκαν, καθώς και των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι δράσεις που ασκούνται επί της γέφυρας και υπολογίστηκαν βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα, καθώς και οι συνδυασμοί των δράσεων, σύμφωνα με τους οποίους έγινε η διαστασιολόγηση των μελών της πεζογέφυρας.

Για την ανάλυση του φορέα της πεζογέφυρας αξιοποιήθηκε η χρήση του προγράμματος ROBOT Structural Analysis Professional της Autodesk. Στο πρόγραμμα αυτό δημιουργήθηκε το στατικό προσομοίωμα του φορέα και πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι των στοιχείων της γέφυρας.

Μελετήθηκε η πιθανότητα εμφάνισης φαινομένων συντονισμού, λόγω φορτίων από το βάδισμα των χρηστών της πεζογέφυρας και έγιναν έλεγχοι των μεταλλικών συνδέσεων στην κατασκευή.

Τέλος, πραγματοποιείται η κοστολόγηση των υλικών που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή της πεζογέφυρας.



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



DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2022 25

Structural Design of Steel Cylindrical Footbridge

Christos Nanos

Supervisor: Pavlos Thanopoulos, Assistant Professor

ABSTRACT

The subject of this diploma thesis is the Design and the Static Analysis of a steel footbridge of a 57.00m span.

This footbridge serves as a proposal of an alternative solution to a footbridge that has been placed in Poseidonos Avenue, Flisvos Marina to ensure the safe passage of pedestrians.

At first, there is an introduction to bridge construction and a reference to some bridges from around the world that inspired, in some way, the structure of this footbridge, as well as a presentation of the problems that need to be resolved with the construction of the bridge.

The statics of the footbridge are presented, as well as the geometric characteristics, the cross sections that were used and the selected construction materials.

There is a presentation of the actions of the bridge that were calculated based on regulations of the Eurocode as well as the combinations of the actions that were used to perform the strength checks and the design of the members of the footbridge.

In order to analyze the structure of the footbridge the utilization of the Autodesk ROBOT Structural Analysis Professional software was deemed suitable in order to perform the strength checks of each individual element of the structure.

The possibility of a resonance effect due to loads caused by pedestrians walking across the footbridge was studied and the strength checks of the steel connections were performed.

To conclude this thesis the cost of the materials used to construct the footbridge is computed.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	Γενικά.....	1
1.2	Δομή Διπλωματικής Εργασίας.....	3
2	ΜΟΡΦΩΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ	5
2.1	Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά	5
2.2	Μέλη φορέα.....	7
2.2.1	Διαδοκίδες.....	7
2.2.2	Ράβδοι Δικτυώματος	7
2.2.3	Χιαστί Ράβδοι Δικτυώματος.....	8
2.2.4	Πλάκα Σκυροδέματος	9
2.2.5	Γυαλί	9
2.3	Υλικά.....	9
3	ΔΡΑΣΕΙΣ	11
3.1	Εισαγωγή.....	11
3.2	Μόνιμες Δράσεις.....	11
3.2.1	Ίδιο Βάρος Μεταλλικού Φορέα (G).....	11
3.2.2	Ίδιο Βάρος Πλάκας Σκυροδέματος (G')	11
3.2.3	Ίδιο Βάρος Κιγκλιδώματος (G').....	11
3.2.4	Ίδιο Βάρος Γυάλινης Επένδυσης(G')	11
3.3	Μεταβλητές Δράσεις.....	12
3.3.1	Δράσεις Κυκλοφορίας.....	12
3.3.2	Δυνάμεις Ανέμου	13
3.3.3	Χιόνι	20
3.3.4	Σεισμικές Δράσεις	22
4	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	25
4.1	Γενικά.....	25
4.2	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	25
4.3	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	27
5	ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	29
5.1	Γενικά.....	29
5.2	Παρουσίαση διατομών	29
5.3	Κατάταξη διατομών	29
5.4	Έλεγχος διαδοκίδας	32
5.4.1	Κάμψη διαδοκίδας.....	32
5.4.2	Διάτμηση διαδοκίδας.....	35

5.4.3	Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός διαδοκίδας	36
5.5	Έλεγχος ράβδων δικτυώματος.....	36
5.5.1	Έλεγχος διατομής CHS 219.1x20 έναντι αξονικής θλίψης.....	36
5.5.2	Έλεγχος διατομής CHS 219.1x20 έναντι τέμνουσας.....	37
5.5.3	Έλεγχος διατομής CHS 219.1x20 έναντι κάμψης	38
5.5.4	Έλεγχος μέλους CHS 219.1x20 έναντι θλίψης και κάμψης.....	40
5.5.5	Έλεγχος διατομής CHS 168.3x12 έναντι αξονικής δύναμης	40
5.5.6	Έλεγχος διατομής CHS 168.3x12 έναντι τέμνουσας.....	41
5.5.7	Έλεγχος διατομής CHS 168.3x12 έναντι κάμψης	42
5.5.8	Έλεγχος μέλους CHS 168.3x12 έναντι θλίψης και κάμψης.....	43
5.6	Έλεγχος χιαστί ράβδων δικτυώματος.....	44
5.6.1	Έλεγχος διατομής CHS 139.7x10 έναντι αξονικής δύναμης	44
5.6.2	Έλεγχος μέλους CHS 139.7x10 έναντι θλίψης και κάμψης.....	45
5.6.3	Έλεγχος διατομής CHS 76.1x5 έναντι αξονικής δύναμης	45
5.6.4	Έλεγχος μέλους CHS 76.1x5 έναντι καμπτικού λυγισμού	46
6	ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	47
6.1	Έλεγχος τάσεων δομικού χάλυβα	47
6.1.1	Έλεγχος τάσεων στη διαδοκίδα.....	47
6.1.2	Έλεγχος τάσεων ράβδου CHS 219.1x20	47
6.1.3	Έλεγχος τάσεων ράβδου CHS 168.3x12	48
6.1.4	Έλεγχος τάσεων ράβδου CHS 139.7x10	49
6.1.5	Έλεγχος τάσεων ράβδου CHS 76.1x5	50
6.2	Έλεγχος βελών.....	52
7	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ	53
7.1	Γενικά.....	53
7.2	Αντοχή ήλων.....	54
7.3	Έλεγχος διατμητικής σύνδεσης.....	55
8	ΠΛΑΚΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	57
8.1	Γενικά.....	57
8.2	Διαστασιολόγηση πλάκας	57
8.3	Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος	58
9	ΜΕΣΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ.....	61
9.1	Γενικά.....	61
9.2	Σύνδεση ράβδων χιαστί	62
9.3	Σύνδεση ράβδου με ράβδους χιαστί.....	63
9.3.1	Σύνδεση ράβδου CHS 219.1x20 με τις ράβδους χιαστί CHS 139.7x10 και CHS 76.1x563	
9.3.2	Σύνδεση ράβδου CHS 168.3x12 με τις ράβδους χιαστί CHS 139.7x10 και CHS 76.1x564	
9.4	Σύνδεση διαδοκίδας με ράβδους.....	65

10	ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ	67
10.1	Γενικά.....	67
10.2	Ταλαντώσεις πεζογεφυρών	67
11	ΕΦΕΔΡΑΝΑ.....	69
11.1	Γενικά.....	69
11.2	Εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς	69
11.3	Επιλογή εφεδράνου	69
12	ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ	71
13	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	73
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	75
A.1	Σύνδεση ράβδων χιαστί	75
A.2	Σύνδεση ράβδου με ράβδους χιαστί.....	78
A.3	Σύνδεση ράβδου με ράβδους χιαστί.....	81

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Η ικανότητα σχεδιασμού και ανέγερσης γεφυρών αποτελεί ένα από τα πιο σημαντικά και εντυπωσιακά επιτεύγματα στην ιστορία της ανθρωπότητας. Η χρήση του χάλυβα στη γεφυροποιία έχει διευρύνει τις δυνατότητες του πολιτικού μηχανικού στη σύγχρονη εποχή και προσφέρει λύσεις σε προβλήματα που παλαιότερα δε θα μπορούσαν να αντιμετωπιστούν. Η ανέγερση πεζογεφυρών στις σύγχρονες πόλεις αποτελεί λύση για τη διάβαση πεζών και ποδηλάτων αλλά και αισθητική παρέμβαση στην εικόνα της εκάστοτε πόλης.

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός και η ανάλυση μιας μεταλλικής κυλινδρικής πεζογέφυρας που θα τοποθετηθεί στη Μαρίνα Φλοίσβου επί της Λεωφόρου Ποσειδώνος για την ασφαλή διέλευση των κατοίκων της περιοχής και περαστικών. Αποτελεί ένα ιδιαίτερα επικίνδυνο σημείο για τους πεζούς, καθώς έχει μόνιμη κίνηση και διερχόμενα αυτοκίνητα με μεγάλες ταχύτητες. Ένας από τους στόχους του σχεδιασμού αποτελεί η λειτουργική και αισθητική εναρμόνιση της πεζογέφυρας με το χώρο στον οποίο θα ανεγερθεί.



Σχήμα 1-1: Πεζογέφυρα M8 Harthill μεταξύ Γλασκώβης και Εδιμβούργου, Σκωτία



Σχήμα 1-2: Peace Bridge στο Κάλγκαρι, Καναδάς



Σχήμα 1-3: Γέφυρα T. Evans Wyckoff στο Σιάτλ, ΗΠΑ

1.2 Δομή Διπλωματικής Εργασίας

Η Διπλωματική Εργασία χωρίζεται στα ακόλουθα κεφάλαια:

Κεφάλαιο 2: Πραγματοποιείται παρουσίαση της γεωμετρίας του φορέα της πεζογέφυρας, των διατομών των επιμέρους μελών της, καθώς και των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαμόρφωσή του

Κεφάλαιο 3: Ανάλυση των δράσεων επί του φορέα της γέφυρας, όπως υπολογίστηκαν βάσει του EN1991

Κεφάλαιο 4: Συνδυασμός των δράσεων επί της πεζογέφυρας βάσει των οποίων έγινε η διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής

Κεφάλαιο 5: Παρουσίαση των ελέγχων των μελών τη κατασκευής στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Κεφάλαιο 6: Έλεγχοι των μελών της πεζογέφυρας στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Κεφάλαιο 7: Μελέτη διατμητικής σύνδεσης πλάκας σκυροδέματος με διαδοκίδα

Κεφάλαιο 8: Διαστασιολόγηση πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος

Κεφάλαιο 9: Ανάλυση των μέσων σύνδεσης μεταξύ των μελών της πεζογέφυρας

Κεφάλαιο 10: Έλεγχος δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας με εξέταση εμφάνισης φαινομένου συντονισμού

Κεφάλαιο 11: Επιλογή εφεδράνων

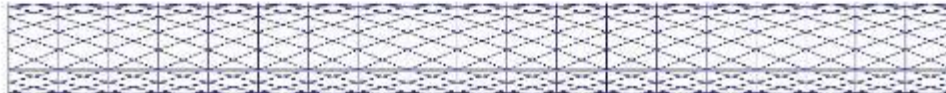
Κεφάλαιο 12: Υπολογισμός του κόστους των υλικών της πεζογέφυρας

Κεφάλαιο 13: Βιβλιογραφία

2 ΜΟΡΦΩΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ

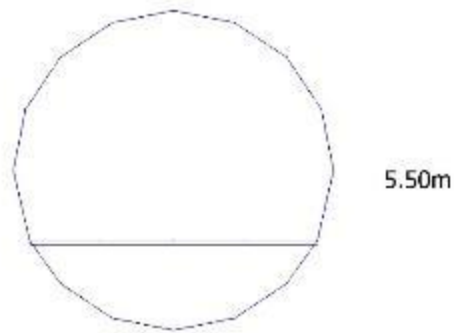
2.1 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά

Η γέφυρα διαθέτει άνοιγμα μήκους 57.00m στη διαμήκη διεύθυνση με κατάστρωμα πλάτους 5.00m. Ο κυλινδρικός δικτυωτός φορέας έχει διάμετρο περί τα 5.50m για να εξασφαλισθεί η αίσθηση άνεσης σε όσους χρησιμοποιούν την πεζογέφυρα.

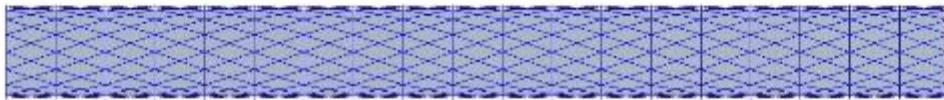


57.00m

Σχήμα 2-1: Όψη Πεζογέφυρας



Σχήμα 2-2: Τομή Πεζογέφυρας



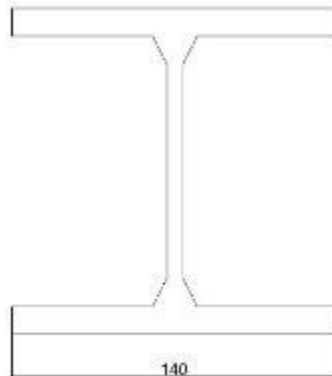
57.00m

Σχήμα 2-3: Κάτοψη Πεζογέφυρας

2.2 Μέλη φορέα

2.2.1 Διαδοκίδες

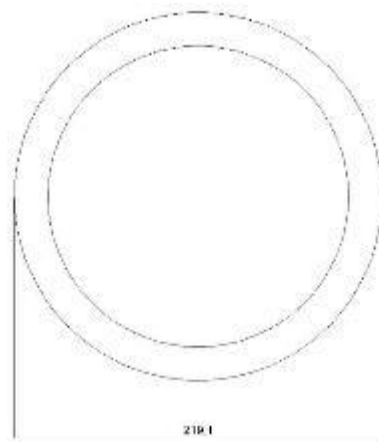
Για τις διαδοκίδες της πεζογέφυρας επιλέχθηκαν, μετά από τους απαραίτητους ελέγχους, οι χαλύβδινες διατομές HEB140 και τοποθετήθηκαν σε απόσταση 3m μεταξύ τους.



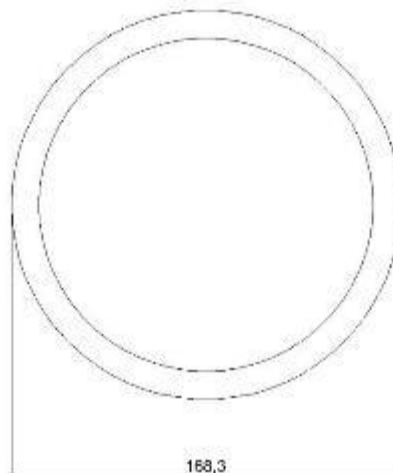
Σχήμα 2-4: Διατομή διαδοκίδας HEB140

2.2.2 Ράβδοι Δικτύωματος

Στο φορέα της γέφυρας χρησιμοποιούνται ράβδοι κοίλης κυκλικής διατομής που τοποθετούνται με τέτοιο τρόπο που αποκτούν τη μορφή δακτυλίων που περικλείουν την κατασκευή. Ο κάθε δακτύλιος απέχει 3m από τον επόμενο και έχουν δημιουργηθεί 20 δακτύλιοι στο φορέα της πεζογέφυρας. Για εξοικονόμηση υλικού στην κατασκευή έχουν επιλεγεί δύο διαφορετικές διατομές για τις ομάδες των δακτυλίων.



Σχήμα 2-5: Διατομή ράβδου CHS219.1x20

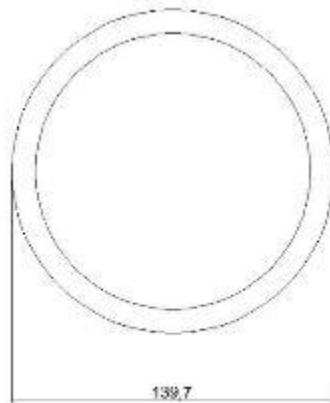


Σχήμα 2-6: Διατομή ράβδου CHS168.3x12

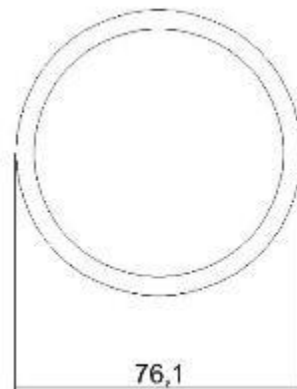
Η διατομή στο Σχήμα 2-5 έχει χρησιμοποιηθεί στους ακριανούς δακτύλιους, ενώ η διατομή στο Σχήμα 2-6 σε όλους τους υπόλοιπους.

2.2.3 Χιαστί Ράβδοι Δικτυώματος

Οι χιαστί ράβδοι που έχουν τοποθετηθεί ολοκληρώνουν τη διαμόρφωση του κυλινδρικού φορέα της γέφυρας, καθώς τοποθετούνται ως 2 έλικες που διανύουν την κατασκευή. Για λόγους οικονομίας έχουν δημιουργηθεί 2 ομάδες κοίλων κυκλικών διατομών για τις χιαστί ράβδους του δικτυώματος.



Σχήμα 2-7: Διατομή χιαστί ράβδου CHS 139.7x10



Σχήμα 2-8: Διατομή χιαστί ράβδου CHS 76.1x5

2.2.4 Πλάκα Σκυροδέματος

Το δάπεδο του καταστρώματος έχει διαμορφωθεί από οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C35/45 συνολικής επιφάνειας 285m² με την πλάκα να έχει πάχος 15cm.

2.2.5 Γυαλί

Η γέφυρα επενδύεται με σκληρυμένο γυαλί στα κενά μεταξύ των χιαστί ράβδων, τοποθετώντας δύο φύλλα πάχους 3mm το καθένα.

2.3 Υλικά

- Δομικός Χάλυβας S355

Ειδικό Βάρος:	$\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$	
Μέτρο Ελαστικότητας:	$E = 210 \text{ GPa}$	
Μέτρο Διάτμησης:	$G = 21 \text{ GPa}$	
Σταθερά Poisson:	$\nu = 0,3$	
Όριο διαρροής:	$t \leq 40 \text{ mm}$	$f_y = 355 \text{ MPa}$
	$40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$	$f_y = 335 \text{ MPa}$
Όριο θραύσης:	$t \leq 40 \text{ mm}$	$f_u = 510 \text{ MPa}$
	$40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$	$f_u = 470 \text{ MPa}$

- Σκυρόδεμα C35/45

Ειδικό Βάρος	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Μέτρο Ελαστικότητας	$E = 34 \text{ GPa}$
Χαρακτηριστική Αντοχή	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

- Σκληρυμένο Γυαλί

Ειδικό Βάρος	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Μέτρο Ελαστικότητας	$E = 70 \text{ GPa}$
Μέτρο Διάτμησης:	$G = 28 \text{ GPa}$
Σταθερά Poisson:	$\nu = 0,23$

3 ΔΡΑΣΕΙΣ

3.1 Εισαγωγή

Οι δράσεις, με τις οποίες πραγματοποιείται η μελέτη του έργου, καθορίζονται βάσει διαφόρων παραγόντων, όπως η τοποθεσία και η μορφή του. Οι τιμές των δράσεων προκύπτουν από συστηματικές μετρήσεις και ακολουθούνται οι οδηγίες του EN1991 για τον προσδιορισμό τους.

3.2 Μόνιμες Δράσεις

Οι δράσεις που υφίστανται μικρές μεταβολές κατά την περίοδο αναφοράς θεωρούνται μόνιμες. Οι μόνιμες δράσεις περιλαμβάνουν φορτία που δρουν σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου, όπως τα ίδια βάρη φερόντων στοιχείων, εξοπλισμού, επικαλύψεων, επενδύσεων και επιστρώσης δαπέδων.

3.2.1 Ίδιο Βάρος Μεταλλικού Φορέα (G)

Ορίζοντας τα υλικά που χρησιμοποιούμε και τις διατομές των μελών το ίδιο βάρος μπορεί να υπολογιστεί αυτόματα από το πρόγραμμα ROBOT Structural Analysis της Autodesk. Επιλέγουμε τη δημιουργία φορτίου και το καταχωρούμε ως self weight. Το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα προσαυξάνεται κατά 10% για να μην παραλειφθούν τα διάφορα ελάσματα και μέσα σύνδεσης των μελών.

3.2.2 Ίδιο Βάρος Πλάκας Σκυροδέματος (G')

Έχει επιλεγεί η τοποθέτηση πλάκας πάχους 15cm σκυροδέματος ποιότητας C35/45, ειδικού βάρους $\gamma = 25\text{kN/m}^3$ επομένως εφαρμόζεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο $3,75\text{kN/m}^2$.

3.2.3 Ίδιο Βάρος Κιγκλιδώματος (G')

Τοποθετήθηκε γυάλινο στηθαίο πάχους 20mm, που μαζί με λοιπό εξοπλισμό διαμορφώνουν το πρόσθετο μόνιμο φορτίο στο 1kN/m^2 .

3.2.4 Ίδιο Βάρος Γυάλινης Επένδυσης (G')

Έχει επιλεγεί η ποιότητα tempered glass για την επένδυση του φορέα της πεζογέφυρας με 2 φύλλα 3mm που τοποθετούνται το ένα πάνω στο άλλο με ειδικό βάρος $\gamma = 25\text{kN/m}^3$, επομένως μόνιμο φορτίο $0,15\text{kN/m}^2$.

3.3 Μεταβλητές Δράσεις

Οι συγκεκριμένες δράσεις αφορούν την καθημερινή χρήση της πεζογέφυρας και πηγάζουν από το περιβάλλον και τον ανθρώπινο παράγοντα. Τα φορτία κυκλοφορίας στο κατάστρωμα, οι δράσεις ανέμου και χιονιού αποτελούν μερικά παραδείγματα μεταβλητών δράσεων. Είναι αδύνατος ο ακριβής υπολογισμός τους για αυτό και υπολογίζονται στατιστικά.

3.3.1 Δράσεις Κυκλοφορίας

Στον EN1991-2 ορίζονται 3 μοντέλα φόρτισης για τους ελέγχους οριακής κατάστασης αστοχίας και λειτουργικότητας.

- Ομοιόμορφα Κατανεμημένο Φορτίο(q_{fk})

Αφορά το φορτίο ανθρωποσυνωστισμού, που ισούται με 5kN/m^2

- Συγκεντρωμένο Φορτίο(Q_{fwk})

Η χαρακτηριστική τιμή του συγκεντρωμένου φορτίου ισούται με 10kN και εφαρμόζεται σε τετραγωνική επιφάνεια μήκους $0,10\text{m}$. Αφορά τους τοπικούς ελέγχους και στην παρούσα εργασία έχει αμεληθεί η επιρροή του.

- Όχημα Εξυπηρέτησης(Q_{serv})

Όταν πρόκειται να υπάρχουν οχήματα εξυπηρέτησης που διανύουν την κατασκευή, τότε είναι απαραίτητη η χρήση του φορτίου. Μπορεί να αφορά όχημα συντήρησης ή όχημα εκτάκτου περιστατικού, όπως ασθενοφόρο ή πυρόσβεσης. Στην παρούσα μελέτη έχει προβλεφθεί η τοποθέτηση εμποδίων, έτσι ώστε να μην μπορούν να εισέλθουν στο κατάστρωμα οχήματα.

- Οριζόντιο Φορτίο(Q_{fk})

Στις πεζογέφυρες πρέπει να λαμβάνεται υπόψη μία οριζόντια δράση Q_{fk} στο ύψος του πεζοδρομίου του καταστρώματος. Η χαρακτηριστική τιμή της οριζόντιας, αυτής, δράσης λαμβάνεται ίση με τη μεγαλύτερη εκ των δύο ακόλουθων τιμών:

- 10% του συνολικού ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου q_{fk}
- 60% του συνολικού βάρους του οχήματος εξυπηρέτησης Q_{serv}

Εφόσον δεν προβλέπεται η χρήση οχήματος εξυπηρέτησης το οριζόντιο φορτίο ισούται με $0,5\text{Kn/m}^2$. Το οριζόντιο φορτίο δρα ταυτόχρονα με το αντίστοιχο κατακόρυφο και ποτέ με το συγκεντρωμένο Q_{fwk} .

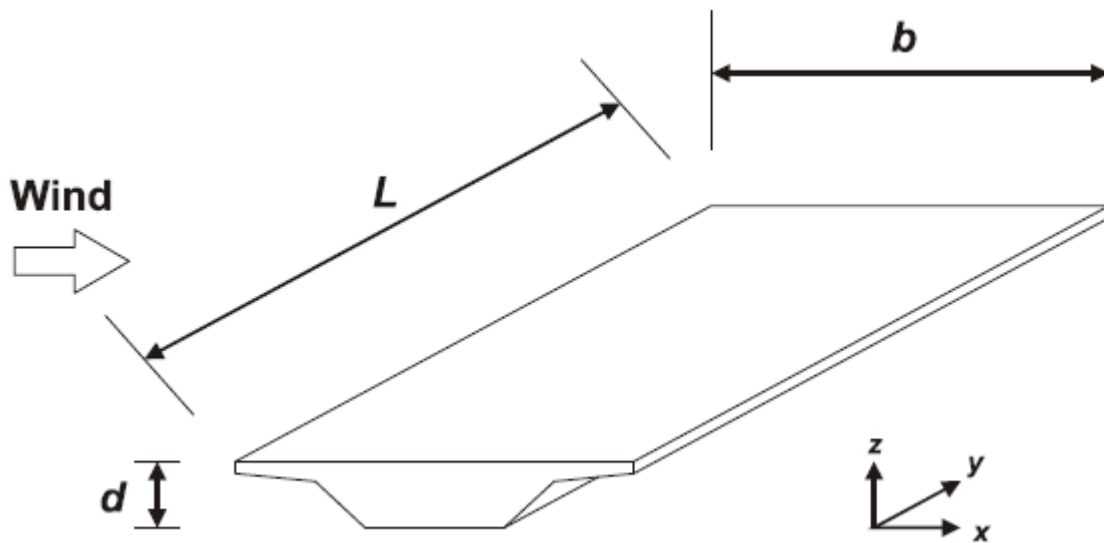
Ο Πίνακας 3-1 παρουσιάζει τις ομάδες φορτίων χαρακτηριστικών τιμών.

Πίνακας 3-1: Ορισμός Ομάδων Φορτίων

Τύπος Φορτίου		Κατακόρυφες Δράσεις		Οριζόντιες Δράσεις
Σύστημα Φόρτισης		Ομοιόμορφα Κατανεμημένο Φορτίο	Όχημα Εξυπηρέτησης	
Ομάδες Φορτίων	gr1	q_{fk}	0	Q_{fk}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{fk}

3.3.2 Δυνάμεις Ανέμου

Οι δυνάμεις ανέμου αποτελούν σημαντική επιρροή στο σχεδιασμό μεταλλικών κατασκευών, καθώς σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη φόρτιση που καθορίζει τη διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου προδιαγράφονται στον EN1991-1-4 [7] με κύρια διεύθυνση φόρτισης την εγκάρσια y . Η διαμήκης διεύθυνση x είναι συνήθως αμελητέα. Στον Ευρωκώδικα προτείνονται δύο μέθοδοι υπολογισμού των δυνάμεων λόγω ανεμοπίεσης, η απλή και η λεπτομερής. Η λεπτομερής μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές που είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση με δυναμικό συντελεστή c_d μεγαλύτερο του 1,2. Για πεζογέφυρα ανοίγματος $L=57\text{m}$ σε ύψος $z_e=6\text{m}$ ο δυναμικός συντελεστής c_d είναι μικρότερος του 1,2 και χρησιμοποιείται η απλή μέθοδος υπολογισμού δυνάμεων λόγω ανεμοπίεσης.



Σχήμα 3-1: Διευθύνσεις δυνάμεων ανέμου σε γέφυρες

Πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή κατά τον ορισμό των διευθύνσεων των δράσεων λόγω ανεμοπίεσης καθώς στον EN1991-1-4 ως διεύθυνση x ορίζεται η εγκάρσια στην πεζογέφυρα, y η διαμήκης και z η κατακόρυφη, στο κατάστρωμα, διεύθυνση. Στο προσομοίωμα του φορέα στο πρόγραμμα ROBOT Structural Analysis της Autodesk ως εγκάρσια ορίζεται η διεύθυνση y και διαμήκης η διεύθυνση x .

Παρακάτω, περιγράφεται η μεθοδολογία υπολογισμού των δυνάμεων ανέμου στην εγκάρσια και την κατακόρυφη διεύθυνση.

Η συνολικής δύναμη F_w που ενεργεί επί μίας κατασκευής ή ενός μέλους της κατασκευής υπολογίζεται από τη σχέση:

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

Όπου:

$c_s c_d$ είναι ο δυναμικός συντελεστής

c_f είναι ο συντελεστής δύναμης

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

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

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e προσδιορίζεται από τον τύπο (3.2)

$$q_p(z_e) = q_b \cdot c_e(z_e) \quad (3.2)$$

Όπου:

q_b είναι η βασική πίεση ανέμου

$c_e(z_e)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης που λαμβάνει υπόψη το περιβάλλον έδαφος, την τοπογραφία και το ύψος z_e

Η σχέση που υπολογίζει τη βασική πίεση ανέμου είναι η εξής:

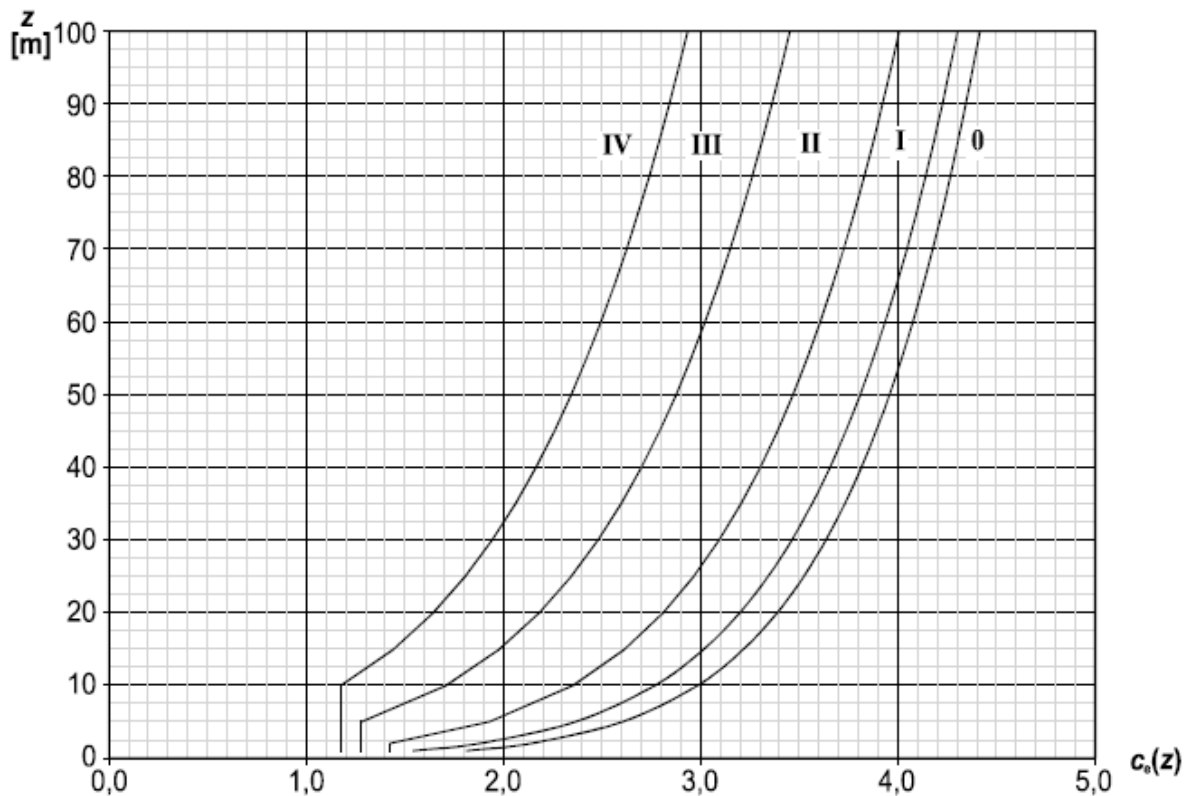
$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.3)$$

$\rho = 1,25 \frac{kg}{m^3}$ είναι η πυκνότητα του αέρα

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου και υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

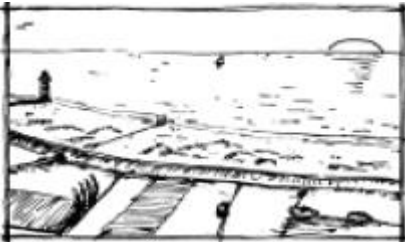



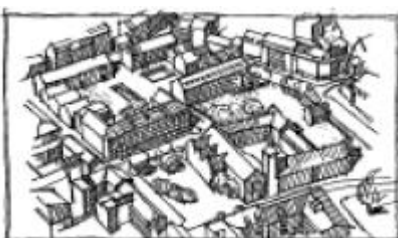
$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.4)$$

- c_{dir} αποτελεί συντελεστή διεύθυνσης
- c_{season} είναι συντελεστής εποχής
- $v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου



Σχήμα 3-2: Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ για διαφορετικές κατηγορίες εδάφους

Πίνακας 3-2: Κατηγορίες Εδάφους

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

Για κατηγορία εδάφους IV και ύψος $z_e=6m$ έχουμε από το Σχήμα 3-2 $c_e(z)=1,2$ και από τη σχέση (3.4) με $v_{b,0} = 33 \frac{m}{s}$ για παράλιες περιοχές μέχρι 10km από την ακτή και τα νησιά, έχουμε:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 33 = 33 \frac{m}{s}$$

Στη συνέχεια με τη σχέση (3.3) υπολογίζουμε τη βασική πίεση ανέμου:

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

Ακολουθεί ο υπολογισμός της πίεσης ταχύτητας αιχμής με την εξίσωση (3.2)

$$q_p(z_e) = q_b \cdot c_e(z_e) = 680,63 \cdot 1,2 = 816,75 \frac{N}{m^2}$$

Από την εξίσωση (3.3) επιλύοντας ως προς την ταχύτητα λαμβάνουμε την εξίσωση (3.5)

$$v_{(z_e)} = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z_e)}{\rho}} \quad (3.5)$$

Όπου λαμβάνουμε το αποτέλεσμα $v_{(z_e)} = 36,15 \frac{m}{s}$

Υπολογίζουμε τον αριθμό Reynolds από την εξίσωση (3.6)

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

Όπου:

b είναι η διάμετρος της κυλινδρικής πεζογέφυρας

$v_{(z_e)}$ είναι η ταχύτητα αιχμής του ανέμου

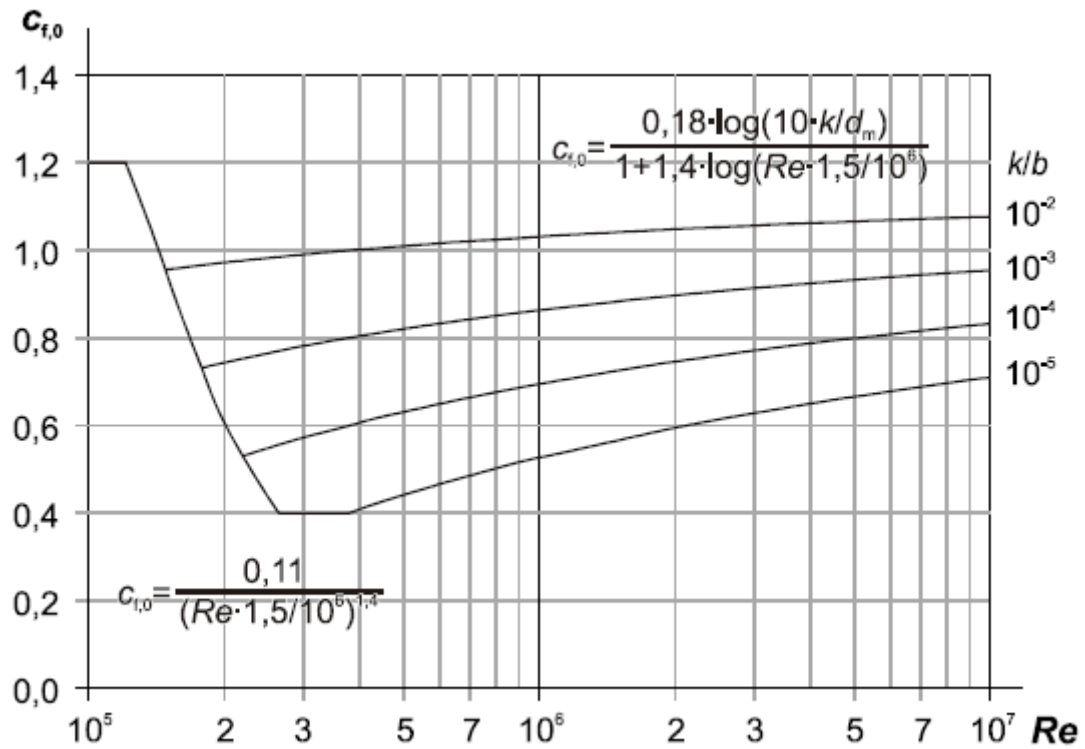
ν είναι το κινηματικό ιξώδες του αέρα με $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \frac{m^2}{s}$

Λαμβάνουμε το αποτέλεσμα $Re = 13399485$

Αφού επιλεγεί η κατάλληλη τιμή ισοδύναμης τραχύτητας k , όπως τις παρουσιάζει ο Πίνακας 3-3, υπολογίζεται ο συντελεστής δύναμης κυλίνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων $c_{f,0}$ με το Σχήμα 3-3. Στη συγκεκριμένη εργασία επιλέχθηκε $k = 0,05mm$ για στιλπνό χάλυβα ως συντηρητική τιμή.

Πίνακας 3-3: Τιμές ισοδύναμης τραχύτητας επιφάνειας

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

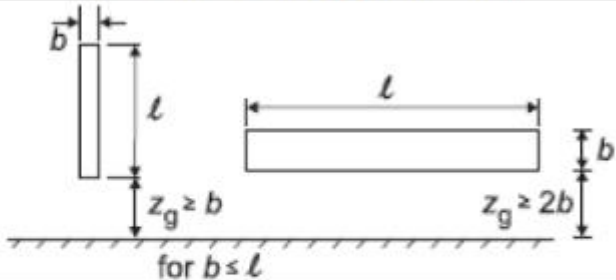
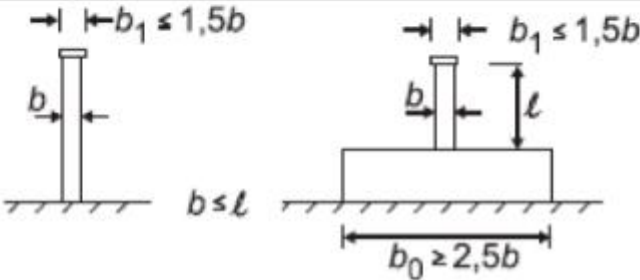
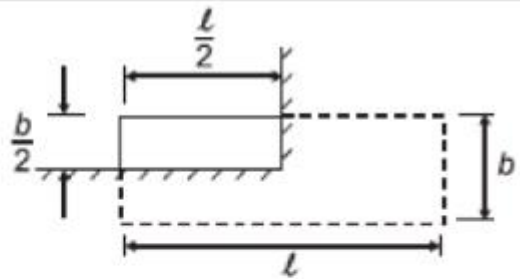
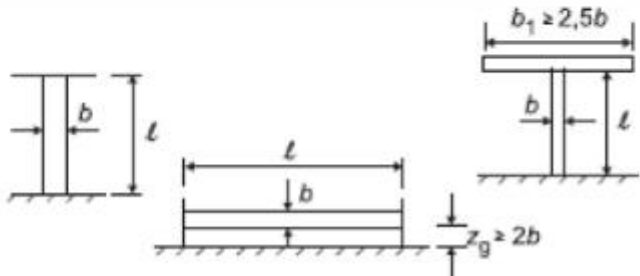


Σχήμα 3-3: Συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων

Στην παρούσα μελέτη λαμβάνεται:

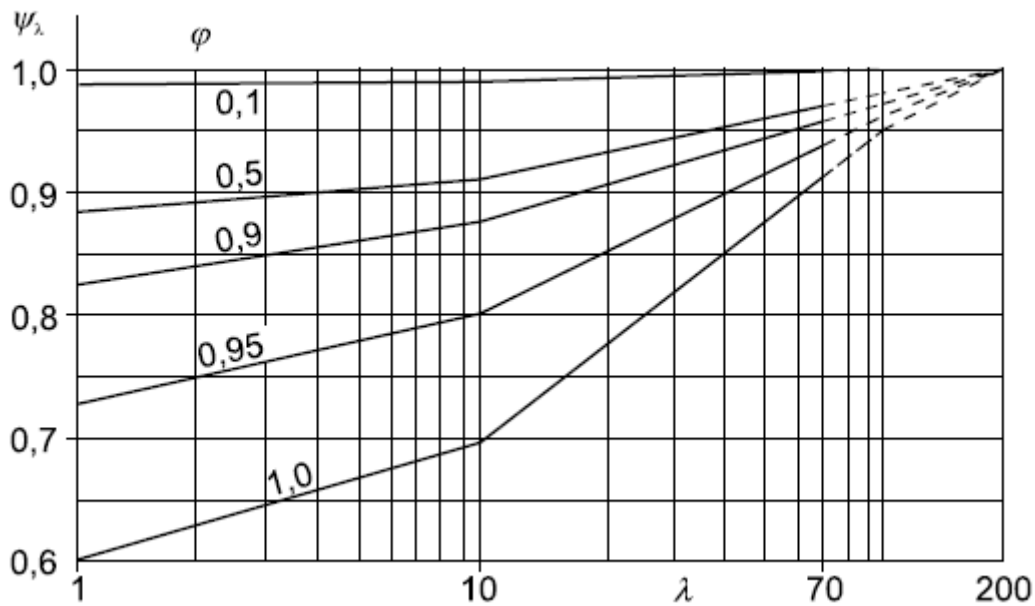
$$\frac{k}{b} = 8,99 \cdot 10^{-6}, \text{ με } Re > 10^7 \text{ υπολογίζεται από το Σχήμα 3-3: } c_{f,0} = 0,7$$

Πίνακας 3-4: Τιμές λυγηρότητας

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

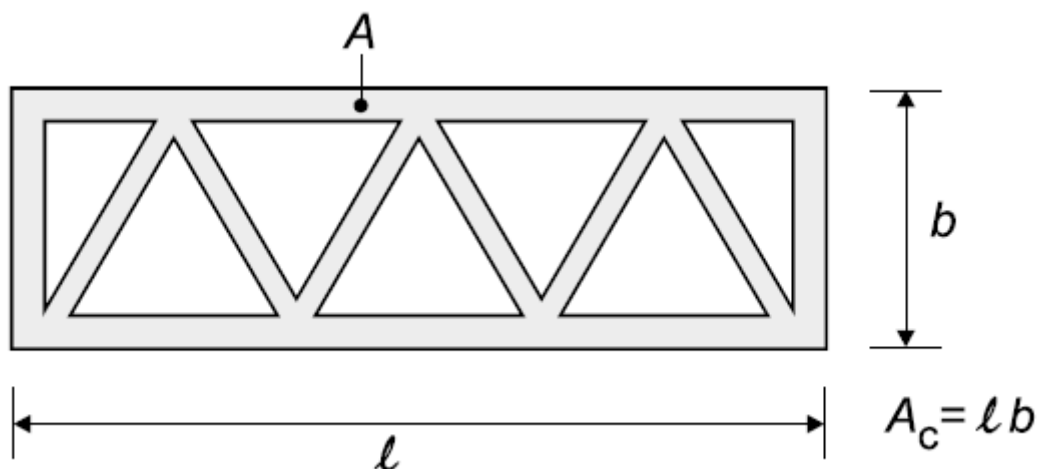
Ο Πίνακας 3-4 προσδιορίζει την ενεργό λυγηρότητα λ

$$l > 50m \quad \lambda = \max \left\{ 0,7 \frac{l}{b}; 70 \right\} = 70$$



Σχήμα 3-4: Συντελεστής Επίδρασης Άκρων

Με βοήθεια από το Σχήμα 3-4 λαμβάνεται $\psi_\lambda = 0,92$, αφού έχει οριστεί ότι $\varphi = \frac{A}{A_C} = 1$ από το Σχήμα 3-5. Ο συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ προσμετρά την μειωμένη αντίσταση της πεζογέφυρας λόγω τη ροής του αέρα γύρω από τα άκρα.

Σχήμα 3-5: Συντελεστής πλήρωσης φ

Συνεπώς καταλήγουμε στον υπολογισμό του συντελεστή $c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 0,64$

Η συνολική εγκάρσια δύναμη λόγω ανέμου που ασκείται στην πεζογέφυρα κατά την (3.1) ισούται με:

$$F_{w,y} = c_s c_d \cdot c_{f,y} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,y} = 1 \cdot 0,64 \cdot 816,75 \cdot 57 \cdot 5,50 = 165,7 \text{ kN}$$

Για τον υπολογισμό της δύναμης λόγω ανεμοπίεσης στην κατακόρυφη διεύθυνση λαμβάνουμε τις εξής τιμές συντελεστών για την εξίσωση (3.1)

Δυναμικό συντελεστή $c_s c_d$ ίσο με 1
 Συντελεστή δύναμης $c_{f,z}$ ίσο με $\pm 0,9$

Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z_e)$ ίση με $816,75 \frac{N}{m^2}$

Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,z} = b \cdot L$

Όπου:

$b = 5,50m$ είναι το πλάτος της πεζογέφυρας

$L = 57m$ είναι το μήκος της γέφυρας

Συνεπώς, υπολογίζουμε την τιμή της δύναμης λόγω ανέμου κατά την διεύθυνση z στη γέφυρα ως:

$$F_{w,z} = 233kN$$

3.3.3 Χιόνι

Στον EN1991 παρέχονται οδηγίες για τον υπολογισμό φορτίου λόγω χιονόπτωσης. Στην Ελλάδα υπάρχουν 3 διαφορετικές ζώνες, κάθε μια εκ των οποίων έχει διαφορετικό φορτίο χιονιού. Στην παρούσα εργασία η πεζογέφυρα αντιμετωπίζεται ως κυλινδρική στέγη για τον προσδιορισμό του φορτίου χιονιού που την επιβαρύνει.

Πίνακας 3-5: Ζώνες Χιονιού

Ζώνες	Νομοί	Φορτίο Χιονιού $S_{k,0} (\frac{kN}{m^2})$
I	Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά εκτός των Σποράδων και Εύβοιας	0,4
II	Μαγνησίας Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια	1,7
III	Υπόλοιπη Χώρα	0,8

Η πεζογέφυρα βρίσκεται στην Αττική επομένως από την τιμή της ζώνης III, όπως τις περιλαμβάνει ο Πίνακας 3-5 λαμβάνεται $S_{k,0} = 0,8 \frac{kN}{m^2}$

Για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού σε μία στέγη χρησιμοποιείται η εξίσωση (3.7)

$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$	(3.7)
---	-------

Όπου:

S είναι το φορτίο χιονιού στη στέγη

μ_i είναι ο συντελεστής σχήματος φορτίου

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής

S_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στο έδαφος

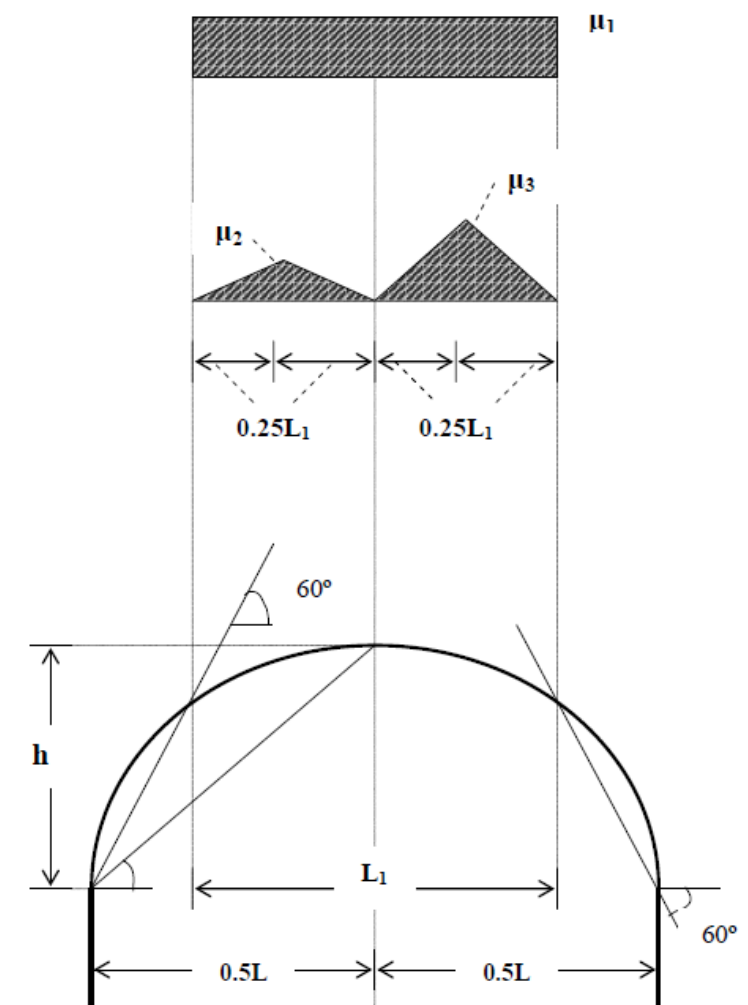
Το φορτίο χιονιού S θεωρείται ότι δρα κατακόρυφα στην επιφάνεια της στέγης, ο συντελεστής έκθεσης C_e λαμβάνεται ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες και ο θερμικός συντελεστής C_t θεωρείται ίσος με 1 εκτός αν παρατηρηθεί απώλεια θερμότητας από τη στέγη, οπότε μπορεί να μειωθεί.

Ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού στις κυλινδρικές στέγες, όπου το χιόνι μπορεί να ολισθήσει, λαμβάνεται βάσει των στοιχείων που παρουσιάζει ο Πίνακας 3-6.

Πίνακας 3-6: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού για κυλινδρικές στέγες

Γωνία κλίσης της στέγης β	μ_1	μ_2	μ_3
$\beta \leq 60^\circ$	0,8	$0,2 + 10 \cdot \frac{h}{L}$ $\mu_2 \leq 2,00$	$0,5 \cdot \mu_2$
$\beta \geq 60^\circ$	0	0	0

Στις κυλινδρικές στέγες εξετάζονται δύο περιπτώσεις φόρτισης και αναλύεται η δυσμενέστερη μεταξύ ομοιόμορφης και ανομοιόμορφης κατανομής φορτίου χιονιού, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3-6.



Σχήμα 3-6: Περιπτώσεις φόρτισης κυλινδρικών στεγών

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στο έδαφος συναρτῆσει της ζώνης και του υψομέτρου για μία τοποθεσία δίνεται από την εξίσωση (3.8):

$S_k = S_{k,0} \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right]$	(3.8)
---	-------

Όπου:

$S_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας

A είναι το υψόμετρο της τοποθεσίας της κατασκευής από τη στάθμη τη θάλασσας

Η πεζογέφυρα βρίσκεται στη Μαρίνα Φλοίσβου σε υψόμετρο $A=10\text{m}$

Από την εξίσωση (3.8) λαμβάνουμε $S_k = 0,8 \frac{kN}{m^2}$

Από τις τιμές που περιλαμβάνει ο Πίνακας 3-6 για τους συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού λαμβάνουμε $\mu_1 = 0,8, \mu_2 = 2, \mu_3 = 1$

Ως δυσμενέστερη λαμβάνεται η περίπτωση της ομοιόμορφης κατανομής, όπως φαίνονται στο Σχήμα 3-6 με την τιμή του φορτίου χιονιού από την εξίσωση (3.7) να ισούται με $S_1 = 0,64 \frac{kN}{m^2}$, ενώ οι τιμές φορτίων χιονιού ανομοιόμορφης κατανομής που κατέληξε να είναι η ευμενής περίπτωση είναι $S_2 = 1,6 \frac{kN}{m^2}$ και $S_3 = 0,8 \frac{kN}{m^2}$.

3.3.4 Σεισμικές Δράσεις

Οι σεισμικές δράσεις προδιαγράφονται στο EN1998-1 [11] με δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη συνιστώσα. Η σεισμική δύναμη περιγράφεται μέσω ενός φάσματος απόκρισης, που στην συγκεκριμένη πεζογέφυρα είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Οι σχέσεις που περιγράφουν το ελαστικό φάσμα απόκρισης για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού δίνονται είναι οι εξής:

$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2,5 \cdot \eta - 1) \right]$	(3.9)
---	-------

$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$	(3.10)
--	--------

$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T}$	(3.11)
--	--------

$T_D \leq T: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \eta \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$	(3.12)
---	--------

Όπου:

$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ είναι η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους για έδαφος κατηγορίας A

γ_I είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας που δίνει από τον πίνακα μπλαμπλα

a_{gR} είναι η τιμή αναφοράς της μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους

S είναι ο συντελεστής εδάφους

$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,55$ είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης

ξ είναι το ποσοστό ιξώδους απόσβεσης επί %

T είναι η θεμελίωση ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του φορέα σε sec

T_B, T_C, T_D είναι οι χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος ως συνάρτηση των εδαφικών συνθηκών σε sec

Οι τιμές των παραμέτρων δίνονται στο Εθνικό Πρασάρτημα. Η χώρα περιλαμβάνει τρεις σεισμικές ζώνες με διαφορετικές στιμές αναφοράς μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης εδάφους $a_{gR}/g = 0,16, 0,24$ και $0,36$. Η κατακόρυφη συνιστώσα αγνοείται, καθώς είναι μικρή σε σχέση με το ίδιο βάρος της γέφυρας. Οι παράμετροι του φάσματος παρουσιάζονται στον. Ο Πίνακας 3-7 περιλαμβάνει τις παραμέτρους του φάσματος και ο Πίνακας 3-8 τις κατηγορίες σπουδαιότητας, ενώ το ποσοστό απόσβεσης ισούται με 5%.

Πίνακας 3-7: Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος απόκρισης

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,40	2,5
B	1,20	0,15	0,50	2,5
C	1,15	0,20	0,60	2,5
D	1,35	0,20	0,80	2,5
E	1,40	0,15	0,50	2,5

Πίνακας 3-8: Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Περιγραφή	Συντελεστής Σπουδαιότητας (γ_I)
I	Γέφυρες όχι κρίσιμες στη συγκοινωνία, με διάρκεια ζωής σχεδιασμού 50 έτη	0,85
II	Οδικές και σιδηροδρομικές γέφυρες γενικώς	1,00
III	Γέφυρες μεγάλης σημασίας για τη διατήρηση της συγκοινωνίας μετά το σεισμικό γεγονός, μεγάλες γέφυρες με μεγαλύτερη διάρκεια ζωής ή γέφυρες των οποίων η αστοχία θα μπορούσε να προκαλέσει πολλά θύματα	1,30

4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

4.1 Γενικά

Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων της πεζογέφυρας προσδιορίζονται βάσει του είδους, της μορφής και της θέσης της. Για να πραγματοποιηθεί ο έλεγχος επάρκειας της γέφυρας στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, αξιοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων στην κατασκευή, καλύπτοντας όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές τυχηματικές και σεισμού), με κατάλληλους συντελεστές, συνδυάζοντας δράσεις που μπορεί να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ) αντιστοιχούν στην ασφάλεια του φορέα και περιλαμβάνουν καταστάσεις απώλειας της στατικής του ισορροπίας (EQU), αστοχίας της ανωδομής (STR), αστοχίας λόγω κόπωσης (FAT) και αστοχία θεμελίωσης ή εδάφους (GEO). Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ) αφορούν την άνεση του χρήστη και την εμφάνιση του έργου κατά τη φυσιολογική του χρήση και περιλαμβάνουν παραμορφώσεις, ταλαντώσεις και περιρισμό τάσεων.

4.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι εξής:

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	(4.1)
---	-------

Για καταστάσεις σεισμού:

$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$	(4.2)
--	-------

Όπου:

+ δηλώνει το συνδυασμό δράσεων και όχι αλγεβρικό άθροισμα
 $G_{k,j}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της μόνιμης δράσης j

- P 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_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
 $\gamma_{G,j}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας της μόνιμη δράσης j
 γ_P είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας της προέντασης
 $\gamma_{Q,1}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας της κύριας μεταβλητής δράσης
 $\gamma_{Q,i}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας της μεταβλητής δράσης i
 ψ είναι οι συτελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας ικανοποιείται όταν ισχύει ανίσωση (4.3), που αποτελεί τη γενική μορφή του ελέγχου.

$E_d \leq R_d$	(4.3)
----------------	-------

Όπου:

- E_d είναι η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων
 R_d είναι η τιμή σχεδιασμού των αντίστοιχων αντιστάσεων

Πίνακας 4-1: Τιμές συντελεστών ψ για πεζογέφυρες

Δράση	Σύμβολο	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Φορτία κυκλοφορίας	gr1	0,40	0,40	0
	$Q_{f,wk}$	0	0	0
	gr2	0	0	0
Δράσεις ανέμου	F_{Wk}	0,3	0,2	0
Θερμικές δράσεις	T_k	0,6	0,6	0,5
Φορτία χιονιού	$Q_{sn,k}$ (κατά την εκτέλεση)	0,8	-	0
Φορτία κατασκευής	Q_c	1	-	1

4.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Ο συνδυασμός σχεδιασμού που ορίζεται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι εξής:

Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	(4.4)
--	-------

Συχνός συνδυασμός

$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$	(4.5)
--	-------

5 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

5.1 Γενικά

Η μοντελοποίηση του φορέα τη πεζογέφυρας πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα της Autodesk, ROBOT Structural Analysis, όπου δημιουργήθηκε προσομοίωμα της γέφυρας και πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος των διατομών κάθε μέλους με βάση τους συνδυασμούς δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, όπως αναλύθηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο.

5.2 Παρουσίαση διατομών

Ο Πίνακας 5-1 παρουσιάζει τις διατομές των μελών που χρησιμοποιούνται στο φορέα της πεζογέφυρας

Πίνακας 5-1: Διατομές μελών πεζογέφυρας

Μέλος	Διατομή
Διαδοκίδες	HEB 140
Ράβδοι	CHS 219.1x20
	CHS 168.3x12
Χιαστί Ράβδοι	CHS 139.7x10
	CHS 76.1x5

5.3 Κατάταξη διατομών

Τέσσερις κατηγορίες διατομών καθορίζονται ως εξής:

Διατομές Κατηγορίας 1 είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους

Διατομές Κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού

Διατομές Κατηγορίας 3 είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

Διατομές Κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Η κατάταξη των χαλύβινων διατομών που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή πραγματοποιείται με τη βοήθεια των παρακάτω πινάκων, όπως λαμβάνονται από τον EN1993-1-1 [9].

Πίνακας 5-2: Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων

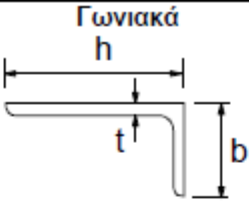
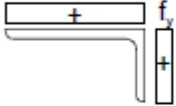
Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
						Αξονας κάμψης
						Αξονας Κάμψης
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ 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 $\psi \leq -1^{\circ}$: $c/t \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

^{*}) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_y > f_y/E$

Πίνακας 5-3: Κατάταξη προεξέχοντων ελασμάτων

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

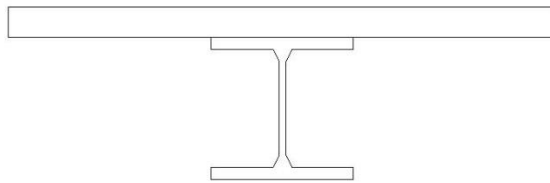
Πίνακας 5-4: Κατάταξη γωνιακών και σωληνωτών διατομών

Κατηγορία		Διατομή σε θλίψη				
Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε φύλο 2 από 3)				Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία		
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3		$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$				
Κατηγορία		Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη				
1		$d/t \leq 50\varepsilon^2$				
2		$d/t \leq 70\varepsilon^2$				
3		$d/t \leq 90\varepsilon^2$				
		ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

5.4 Έλεγχος διαδοκίδας

5.4.1 Κάμψη διαδοκίδας

Οι διαδοκίδες κατά τη φάση κατασκευής λειτουργούν ως σιδηροδοκοί διατομής HEB 140, με τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά τους να λαμβάνονται από τους πίνακες που δίνονται στα μαθήματα των σιδηρών κατασκευών I και II, ενώ κατά τη φάση λειτουργίας λειτουργούν σύμμικτα με την πλάκα σκυροδέματος πάχους 15cm.



Σχήμα 5-1: Διατομή σύμικτης διαδοκίδας

Κορμός: $c/t = 13,14 < 72\varepsilon = 58,32$ ο κορμός είναι κατηγορίας 1

Πέλμα: $c/t = 5,54 < 9\varepsilon = 7,29$ το πέλμα είναι κατηγορίας 1

Όπου $\varepsilon=0,81$ για χάλυβα S355

Κατά τη φάση κατασκευής της πεζογέφυρας πραγματοποιείται έλεγχος τάσεων για την τυπική διατομή HEB 140. Τα φορτία που δρουν στη διαδοκίδα καθώς και τα αποτελέσματα των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν είναι τα εξής:

Μόνιμο φορτίο πλάκας: $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 3\text{m} \cdot 0,15\text{m} = 11,25 \text{ kN/m}$

Ίδιο βάρος διαδοκίδας: $0,75 \text{ kN/m}$

Επομένως το μόνιμο φορτίο που δρα στη διαδοκίδα είναι $q = 12 \text{ kN/m}$

$q_{Ed} = 1,35 \cdot 12 = 16,2 \text{ kN/m}$ και $M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{16,2 \cdot 5^2}{8} = 50,63 \text{ kNm}$

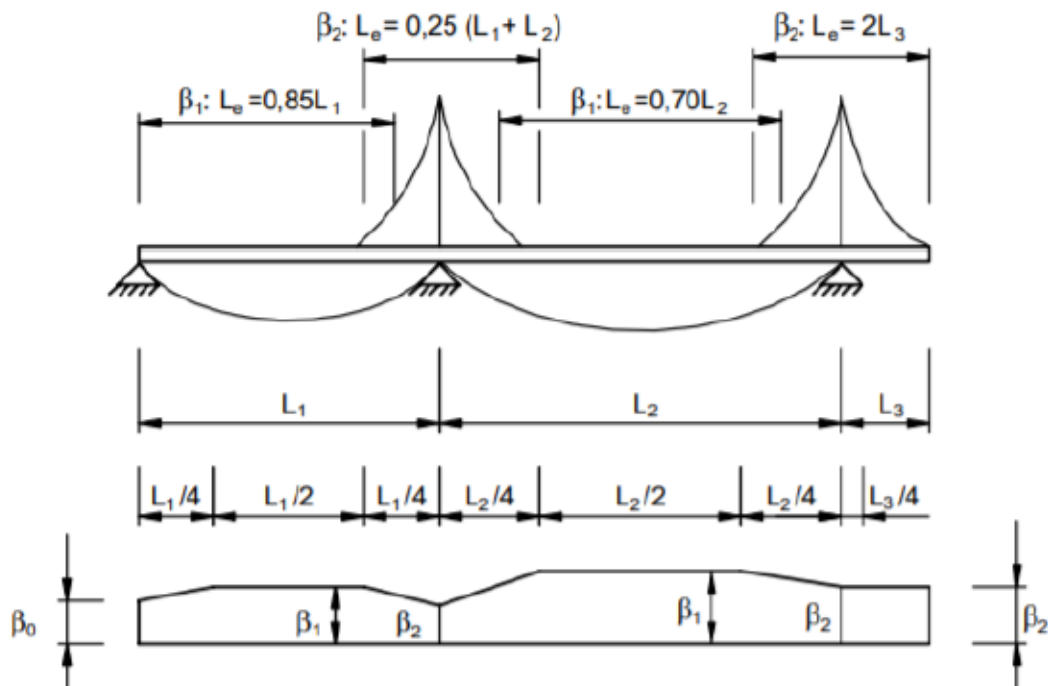
Πραγματοποιήθηκε έλεγχος τάσεων στο άνω και κάτω όριο της διατομής και τα αποτελέσματα είναι τα εξής:

$\sigma_{ao} = -234,4 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$

$\sigma_{au} = 234,4 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$

Συνεπώς η διατομή που επιλέχθηκε επαρκεί κατά την αρχική φάση

Για τον υπολογισμό της αντοχής της σύμικτης διαδοκίδας αρχικά βρέθηκε το συνεργαζόμενος πλάτος της πλάκας σύμφωνα με το Σχήμα 5-2 όπου λήφθηκε ίσο με 3m, όση είναι η απόσταση των διαδοκίδων.



Σχήμα 5-2: Μεγέθη υπολογισμού συνεργαζόμενου πλάτους

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (5.1)$$

$\eta = E_a/E_{cm} = 6,176$ είναι ο λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα-σκυροδέματος

$d_c = 0,15m$ είναι το πάχος της πλάκας σκυροδέματος

$A_c = 0,45m^2$ είναι το εμβαδόν της πλάκας σκυροδέματος

$z_c = 0,075m$ είναι το κέντρο βάρους της πλάκας σκυροδέματος από την άνω ίνα σκυροδέματος

$A_a = 43cm^2$ είναι το εμβαδόν της χαλύβδινης διατομής

$z_a = 0,22m$ είναι το κέντρο βάρους της χαλύβδινης διατομής από την άνω ίνα σκυροδέματος

Για τη σύμμικτη διαδοκίδα που θα ελεγχθεί κατά της φάση λειτουργίας υπολογίστηκαν τα εξής χαρακτηριστικά:

$A_e = 771,63cm^2$ το εμβαδόν ισοδύναμης διατομής

$z_e = 8,31cm$ το κέντρο βάρους ισοδύναμης διατομής από την άνω ίνα σκυροδέματος

$I_e = 23708,7cm^4$ η ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής

$h_{tot} = 29cm$ το συνολικό ύψος της σύμμικτης διατομής

$W_{co} = -17624cm^3$ ροπή αντίστασης άνω ίνας σκυροδέματος

$W_{cu} = 21880,7cm^3$ ροπή αντίστασης κάτω ίνας σκυροδέματος

$W_{ao} = 3542,86cm^3$ ροπή αντίστασης άνω ίνας χάλυβα

$W_{au} = 1145,79 \text{ cm}^3$ ροπή αντίστασης κάτω ίνας χάλυβα

Οι ορθές τάσεις στη διαδοκίδα για το δυσμενέστερο συνδυασμό της ΟΚΑ διαμορφώνονται ως εξής:

$$\sigma_{co} = -2,04 \text{ MPa} < 23,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = 1,65 \text{ MPa} < 23,33 \text{ MPa}$$

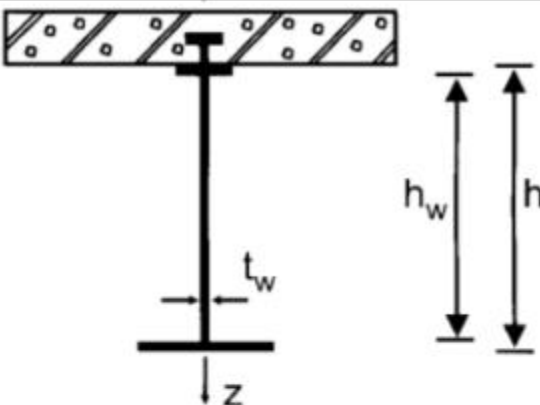
$$\sigma_{ao} = -224,24 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{au} = 265,2 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

Επομένως οι διαστάσεις που επιλέχθηκαν επαρκούν στη φάση λειτουργίας της πεζογέφυρας.

5.4.2 Διάτμηση διαδοκίδας

Ο έλεγχος σε διάτμηση της σύμμικτης διαδοκίδας γίνεται μέσω των σχέσεων που υποδεικνύονται στο Σχήμα 5-3, εφόσον η διατομή της διαδοκίδας είναι κατηγορίας 1.



Καταπόνηση σύμμικτης δοκού σε τέμνουσα δύναμη

Συμπαγείς κορμοί

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αναπτυσσόμενη οριακή τάση είναι κατά von Mises ίση με:

$$f_{yk} / \sqrt{3}$$

οπότε η αντοχή σε τέμνουσα δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = A_V \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

A_V είναι το εμβαδόν του κορμού, το οποίο παραλαμβάνει την τέμνουσα. Το εμβαδόν αυτό λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με [34]:

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f \text{ για ελατές διατομές I ή H}$$

$$A_V = h_w t_w \text{ για συγκολλητές διατομές}$$

Σχήμα 5-3: Πλαστική αντοχή σύμμικτης διατομής σε τέμνουσα

Η πλαστική αντοχή για χάλυβες έως S460 ισχύει υπό την προϋπόθεση ότι:

$$h_w / t_w \leq 60 \cdot \varepsilon = 48,6$$

Όπου στην παρούσα εργασία ισχύει, καθώς $h_w/t_w = 13,14$

Συνεπώς $A_v = 13,12\text{cm}^2$ και $V_{pl,a,Rd} = 268,9\text{kN} > V_{Ed} = 69,38\text{kN}$

$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,a,Rd}} = 0,26$ ο λόγος τους και εφόσον είναι μικρότερος από 0,5 δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής της διατομής.

5.4.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός διαδοκίδας

Στη φάση κατασκευής πραγματοποιείται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό για $M_{Ed} = 50,63\text{kNm}$ και με τις ακόλουθες παράμετρους ελέγχου:

$M_{cr} = 91,34\text{kNm}$ η κρίσιμη ροπή λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού - b

$L_{cr} = 3\text{m}$ το κρίσιμο μήκος λυγισμού

$\lambda_{LT} = 0,98$ η ανηγμένη λυγηρότητα

$\Phi_{LT} = 0,96$ ο συντελεστής υπολογισμού

$X_{LT} = 0,71$ ο μειωτικός συντελεστής

Έλεγχος μέλους

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,79 < 1$$

Συνεπώς, ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό έλεγχο ικανοποιείται στη φάση κατασκευής για τη διατομή διαδοκίδας που επιλέχθηκε.

5.5 Έλεγχος ράβδων δικτύματος

Για τις ράβδους που σχηματίζουν τους δακτυλίους που περικλείουν το φορέα της πεζογέφυρας έχουν χρησιμοποιηθεί 2 διαφορετικές κοίλες κυκλικές διατομές, CHS219.1x20, που τοποθετούνται στην αρχή και το τέλος της γέφυρας και CHS168.3x12, που διαμορφώνουν όλους τους υπόλοιπους δακτυλίους. Τα εντατικά μεγέθη με τα οποία πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι των ράβδων προκύπτουν από το συνδυασμό της ΟΚΑ: $1,35G + 1,35Q + 0,30 \cdot 1,50(F_{w,y} + F_{w,z})$. Τα δύο είδη διατομών είναι κατηγορίας 1 αφού ισχύει ότι:

$$\text{Για τη διατομή CHS219.1x20: } d/t = 10,96 < 50\varepsilon^2 = 33$$

$$\text{Για τη διατομή CHS168.3x12: } d/t = 14,03 < 50\varepsilon^2 = 33$$

Όπου $\varepsilon^2 = 0,66$ για χάλυβα S355

5.5.1 Έλεγχος διατομής CHS 219.1x20 έναντι αξονικής θλίψης

Η θλιπτική αξονική δύναμη που δρα στη ράβδο είναι $N_{Ed} = -935,37\text{kN}$, ενώ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής κατηγορίας 1 σε θλίψη δίνεται από την εξίσωση (5.2):

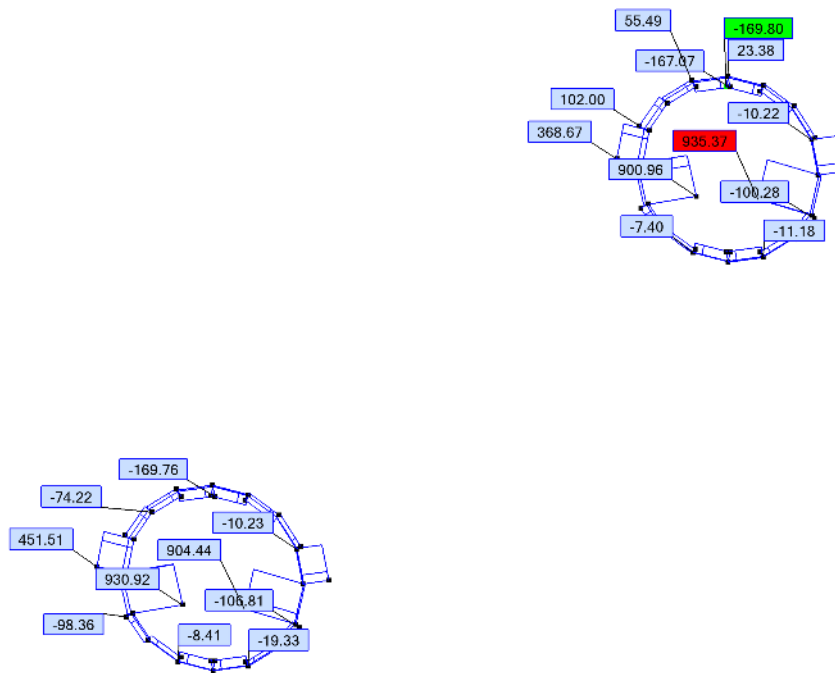
$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	(5.2)
--	-------

Όπου:

A είναι το εμβαδόν της χαλύβδινης διατομής

f_y είναι η τάση διαρροής του χάλυβα

$\gamma_{M0} = 1$ ο συντελεστής που καθορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα



Σχήμα 5-4: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων στη ράβδο CHS 219.1x20

Για $N_{c,Rd} = 4437,5kN$ ο έλεγχος διαμορφώνεται:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,21 < 0,25$$

Αρα ικανοποιείται και δε χρειάζεται απομείωση της καμπτικής αντοχής της διατομής.

5.5.2 Έλεγχος διατομής CHS 219.1x20 έναντι τέμνουσας

Η διατμητική δύναμη που δρα στη διατομή λόγω του δυσμενέστερου συνδυασμού στην ΟΚΑ είναι

$V_{Ed} = 272,91kN$, ενώ η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα για διατομή κατηγορίας 1 δίνεται από την εξίσωση (5.3):

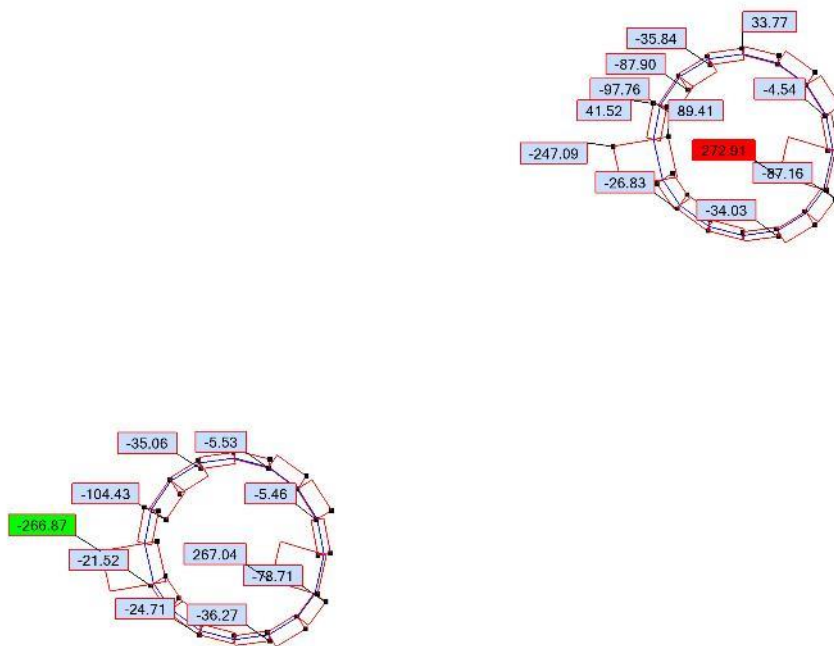
$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	(5.3)
---	-------

Όπου:

$A_v = 2A/\pi$ είναι επιφάνεια διάτμησης

A η επιφάνεια της κοίλης κυκλικής διατομής

Για τη ράβδο CHS219.1x20: $V_{c,Rd} = 1494,16kN$



Σχήμα 5-5: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων στη ράβδο CHS 219.1x20

Επομένως, ο έλεγχος διαμορφώνεται ως:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0,18 < 1$$

Άρα ικανοποιείται και εφόσον η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, δεν προβλέπεται απομείωση της ροπής αντοχής της ράβδου, λόγω επίδραση διατμητικής δύναμης.

5.5.3 Έλεγχος διατομής CHS 219.1x20 έναντι κάμψης

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα μίας διατομής κατηγορίας 1 καθορίζεται από την εξίσωση (5.4):

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.4)$$

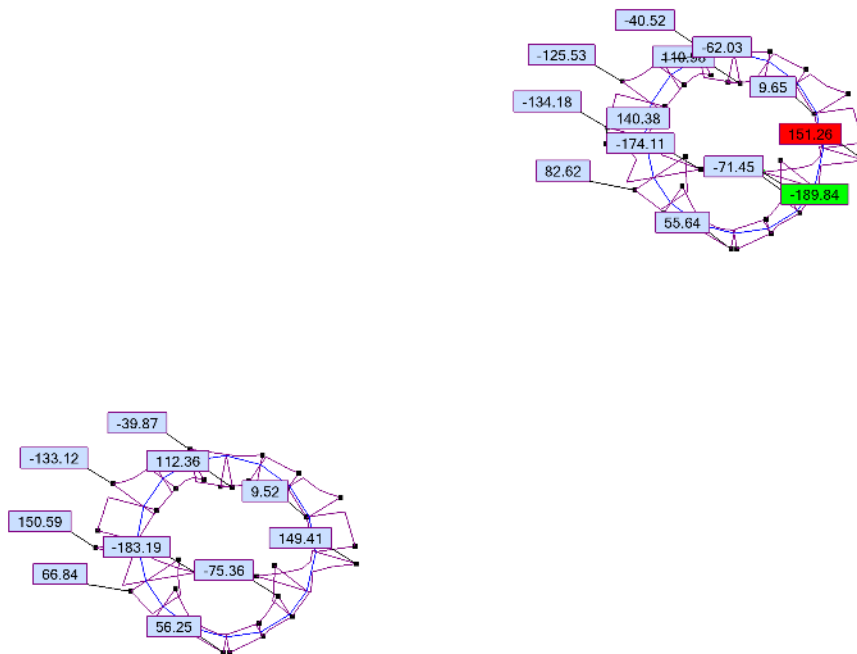
Όπου:

W_{pl} η πλαστική ροπή αντίστασης της διατομής

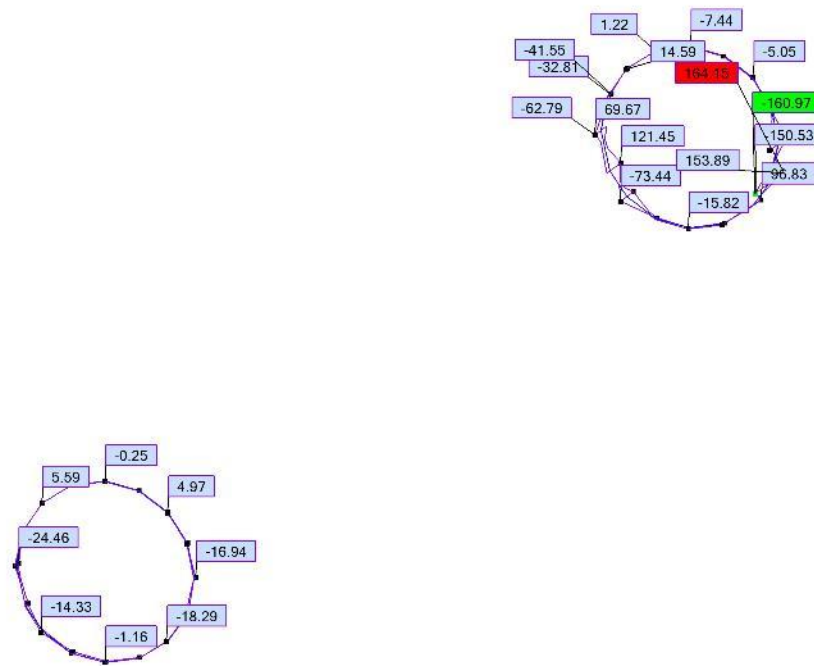
Για διαξονική κάμψη σε κάποιο μέλος θα πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (5.5)$$

Όπου για κοίλες κυκλικές διατομές $a=2$ και $\beta=2$



Σχήμα 5-6: Διάγραμμα καμπτικών ροών M_y στη ράβδο CHS 219.1x20



Σχήμα 5-7: Διάγραμμα καμπτικών ροών M_z στη ράβδο CHS 219.1x20

Επομένως ο έλεγχος διαμορφώνεται ως $\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^2 = \left[\frac{189,84}{282,40} \right]^2 + \left[\frac{27,81}{282,40} \right]^2 = 0,46 < 1$

5.5.4 Έλεγχος μέλους CHS 219.1x20 έναντι θλίψης και κάμψης

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.6)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.7)$$

Όπου:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών προς τους γ-γ και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

χ_y και χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

Για τον άξονα γ-γ: $\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,86 < 1$

Για τον άξονα z-z: $\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,65 < 1$

$$N_{Ed} = 935,37kN$$

$$M_{y,Ed} = -189,84kNm$$

$$M_{z,Ed} = -27,81kNm$$

$$\chi_y = 0,99$$

$$\chi_z = 0,99$$

$$\chi_{LT} = 1$$

$$k_{yy} = 0,89$$

$$k_{yz} = 0,53$$

$$k_{zy} = 0,53$$

$$k_{zz} = 0,89$$

$$\gamma_{M1} = 1,10$$

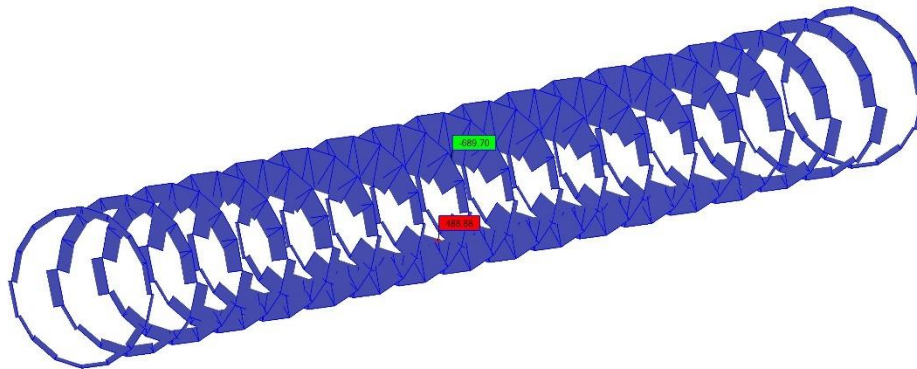
Συνεπώς ο έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ικανοποιείται.

5.5.5 Έλεγχος διατομής CHS 168.3x12 έναντι αξονικής δύναμης

Η αντοχή σχεδιασμού έναντι αξονικών δυνάμεων είναι ίση με:

$$N_{c,Rd} = N_{t,Rd} = 2090,73kNm$$

Η θλιπτική δύναμη σχεδιασμού προκύπτει από το δυσμενέστερο συνδυασμό της ΟΚΑ $N_{Ed} = -488,88N$, ενώ η μέγιστη εφελκυστική δύναμη λαμβάνεται $N_{Ed} = 689,70kN$.



Σχήμα 5-8: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων στη ράβδο CHS 168.3x12

Οι έλεγχοι έναντι θλίψης και εφελκυσμού διαμορφώνονται ως:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,23 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,33 < 1$$

Συνεπώς, επαρκεί η διατομή έναντι θλίψης και εφελκυσμού.

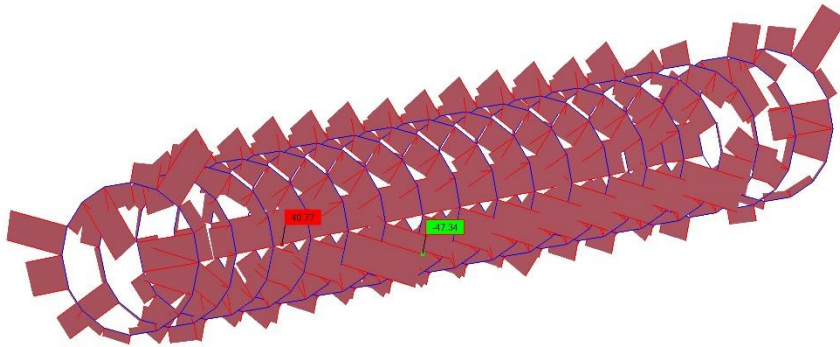
5.5.6 Έλεγχος διατομής CHS 168.3x12 έναντι τέμνουσας

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση υπολογίζεται με την εξίσωση (5.3), ως $V_{c,Rd} = 764,10kN$, ενώ η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης στη ράβδο είναι $V_{Ed} = 69,29kN$,

Ο έλεγχος διαμορφώνεται ως

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0,09 < 1$$

Συνεπώς ο έλεγχος ικανοποιείται.



Σχήμα 5-9: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων στη ράβδο CHS 168.3x12

5.5.7 Έλεγχος διατομής CHS 168.3x12 έναντι κάμψης

Για διαξονική κάμψη πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Όπου:

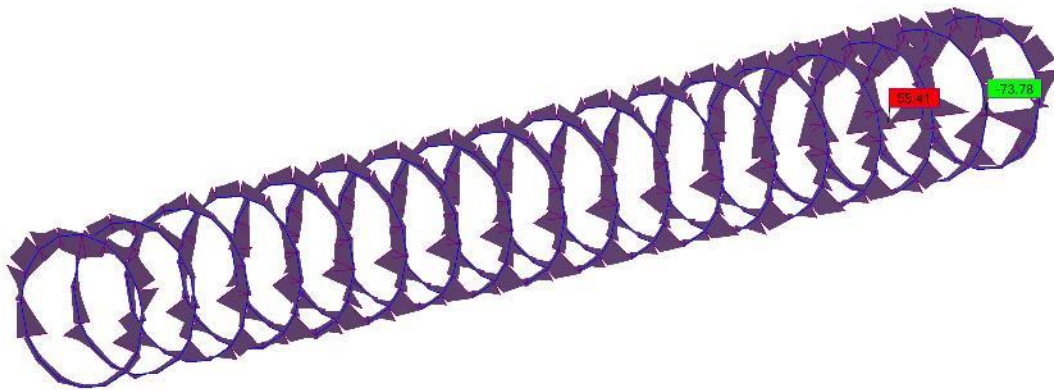
$$M_{y,Ed} = 44kNm$$

$$M_{z,Ed} = -20,77kNm$$

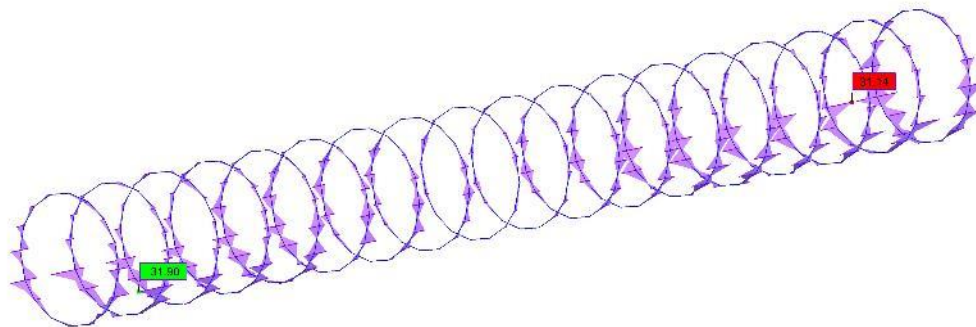
$$M_{N,y,Rd} = 104,27kNm$$

$$M_{N,z,Rd} = 104,27kNm$$

$a = 2$ και $\beta = 2$ για κοίλες κυκλικές διατομές



Σχήμα 5-10: Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y στη ράβδο CHS 168.3x12



Σχήμα 5-11: Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_z στη ράβδο CHS 168.3x12

Συνεπώς ο έλεγχος διαμορφώνεται ως $\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^2 = 0,07 < 1$ και ικανοποιείται

5.5.8 Έλεγχος μέλους CHS 168.3x12 έναντι θλίψης και κάμψης

Για τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λαμβάνονται τα εξής αποτελέσματα:

$$\text{Για τον άξονα } \gamma\text{-}\gamma: \frac{N_{Ed}}{\chi_{\gamma} N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,56 < 1$$

$$\text{Για τον άξονα } z\text{-}z: \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,47 < 1$$

$$N_{Ed} = 49,21 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 44 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = -20,77 \text{ kNm}$$

$$\chi_y = 1$$

$$\chi_z = 1$$

$$\chi_{LT} = 1$$

$$k_{yy} = 0,99$$

$$k_{yz} = 0,59$$

$$k_{zy} = 0,59$$

$$k_{zz} = 0,99$$

Επομένως οι έλεγχοι ικανοποιούνται σε. στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, ενώ ο συγκεκριμένος έλεγχος αποτελεί το δυσμενέστερο σε ΟΚΑ για τη διατομή CHS 168.3x12.

5.6 Έλεγχος χιαστί ράβδων δικτυώματος

Τα μέλη της πεζογέφυρας που διαμορφώνουν την ιδιαίτερη γεωμετρία του είναι οι χιαστί ράβδοι που έχουν τοποθετηθεί με τέτοιο τρόπο που σχηματίζουν διπλή έλικα που διανύει τη διάμετρο της γέφυρας. Για τις χιαστί, αυτές, ράβδους χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικές κοίλες κυκλικές διατομές για την εξοικονόμηση υλικού, καθώς και την αποφυγή επιβάρυνσης της κατάσκευσης. Οι ράβδοι χιαστί καταπονούνται κυρίως από αξονικές δυνάμεις και ο έλεγχός τους γίνεται σε θλίψη και εφελκυσμό. Τα εντατικά μεγέθη με τα οποία πραγματοποιούνται οι έλεγχοι ασφαλείας προέκυψαν από το συνδυασμό της ΟΚΑ: $1,35G + 1,35Q + 0,30 \cdot 1,50(F_{w,y} + F_{w,z})$.

Τα δύο είδη διατομών που αξιοποιήθηκαν είναι CHS 139.7x10 και CHS 76.1x5, που ανήκουν στην κατηγορία διατομών 1 καθώς ισχύει ότι:

$$\text{Για τη διατομή CHS 139.7x10: } d/t = 13,9 < 50\varepsilon^2 = 33$$

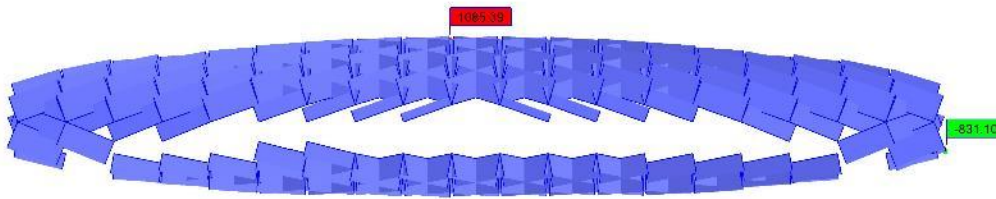
$$\text{Για τη διατομή CHS 76.1x5: } d/t = 15,22 < 50\varepsilon^2 = 33$$

5.6.1 Έλεγχος διατομής CHS 139.7x10 έναντι αξονικής δύναμης

Η αντοχή της διατομής σε θλίψη ισούται με την αντοχή σε εφελκυσμό και έχουν τιμή:

$$N_{c,Rd} = N_{t,Rd} = 1444,85kN$$

Τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από το δυσμενέστερο συνδυασμό της ΟΚΑ για τη θλίψη είναι $N_{Ed} = -1085,39kN$, ενώ η μέγιστη εφελκυστική δύναμη είναι $N_{Ed} = 831,10kN$.



Σχήμα 5-12: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων στη ράβδο CHS 139.7x10

Οι έλεγχοι διαμορφώνονται ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,58$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,75$$

Συνεπώς, η διατομή CHS 139.7x10 επαρκεί έναντι αξονικών δυνάμεων.

5.6.2 Έλεγχος μέλους CHS 139.7x10 έναντι θλίψης και κάμψης

Για τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό της ράβδου χιαστί, λαμβάνονται τα εξής αποτελέσματα:

$$\text{Για τον άξονα } \gamma\text{-}\gamma: \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{Y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,83 < 1$$

$$\text{Για τον άξονα } z\text{-}z: \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{Y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,84 < 1$$

Όπου:

$$N_{Ed} = 1085,39 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -0,96 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = -2,35 \text{ kNm}$$

$$\chi_y = 0,94$$

$$\chi_z = 0,94$$

$$\chi_{LT} = 1$$

$$k_{yy} = 0,88$$

$$k_{yz} = 0,51$$

$$k_{zy} = 0,51$$

$$k_{zz} = 0,88$$

Ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό επαρκεί για τη ράβδο χιαστί CHS 139.7x10

5.6.3 Έλεγχος διατομής CHS 76.1x5 έναντι αξονικής δύναμης

Η αντοχή της ράβδου διατομής CHS 76.1x5 σε αξονικές δυνάμεις έχει την τιμή:

$$N_{c,Rd} = N_{t,Rd} = 397,60kN$$

Τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που υπολογίστηκαν σε θλίψη είναι $N_{Ed} = -212,22kN$ και σε εφελκυσμό είναι $N_{Ed} = 361,46kN$. Ο έλεγχος σε θλίψη και εφελκυσμό διαμορφώνεται ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,53 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,91 < 1$$

5.6.4 Έλεγχος μέλους CHS 76.1x5 έναντι καμπτικού λυγισμού

Το θλιβόμενο μέλος διατομής CHS 76.1x5 ελέγχεται έναντι λυγισμού, με την αντοχή σε λυγισμό διατομής κατηγορίας 1 να δίνεται από την εξίσωση (5.8):

$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$	(5.8)
---	-------

Όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού

Για τη συγκεκριμένη διατομή υπολογίζεται $N_{b,Rd} = 305,67kN$ και για τον έλεγχο σε λυγισμό λαμβάνεται:

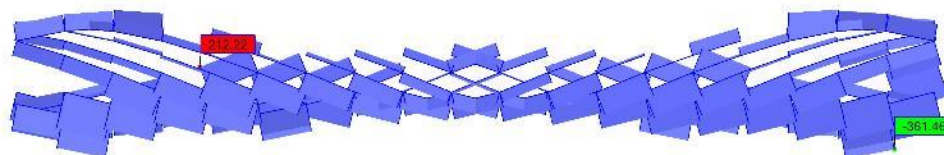
$\bar{\lambda} = 0,85$, η ανηγμένη λυγηρότητα

$$\Phi = 0,93$$

$$\chi = 0,77$$

Καμπύλη λυγισμού – a

$$a = 0,21 \text{ συντελεστής ατελειών}$$



Σχήμα 5-13: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων στη ράβδο CHS 76.1x5

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,69 < 1 \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

6 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

6.1 Έλεγχος τάσεων δομικού χάλυβα

Πραγματοποιείται έλεγχος συνολικών τάσεων, ορθών και διατμητικών, σύμφωνα με το κριτήριο Von-Mises, όπου:

$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)} < \frac{f_y}{\gamma_{MO}}$	(6.1)
---	-------

σ η συνισταμένη των ορθών τάσεων

τ η συνισταμένη των διατμητικών τάσεων

Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι S355, επομένως $\frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 355MPa$

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας με τον οποίο πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι με το κριτήριο Von-Mises είναι ο: $1G + 1S + 0,2F_{w,z} + 0,4Q$

6.1.1 Έλεγχος τάσεων στη διαδοκίδα

Για τη διαδοκίδα πραγματοποιήθηκε έλεγχος τάσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας όπου οι τάσεις είναι σημαντικά μεγαλύτερες, σε σχέση με την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, συνεπώς δεν πραγματοποιείται έλεγχος.

6.1.2 Έλεγχος τάσεων ράβδου CHS 219.1x20

Στο Σχήμα 6-1 και το Σχήμα 6-2 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ορθών και διατμητικών τάσεων στη ράβδο.



Σχήμα 6-1: Διάγραμμα ορθών τάσεων στη ράβδο CHS 219.1x20



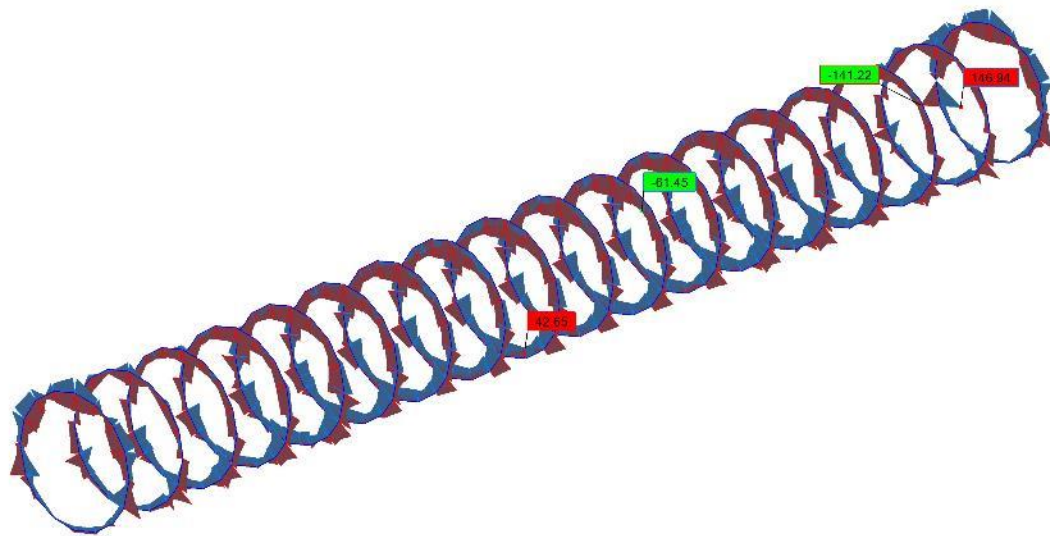
Σχήμα 6-2: Διάγραμμα διατμητικών τάσεων στη ράβδο CHS 219.1x20

Λαμβάνεται ότι $\sigma = 253,69MPa$ και $\tau = 27,02MPa$

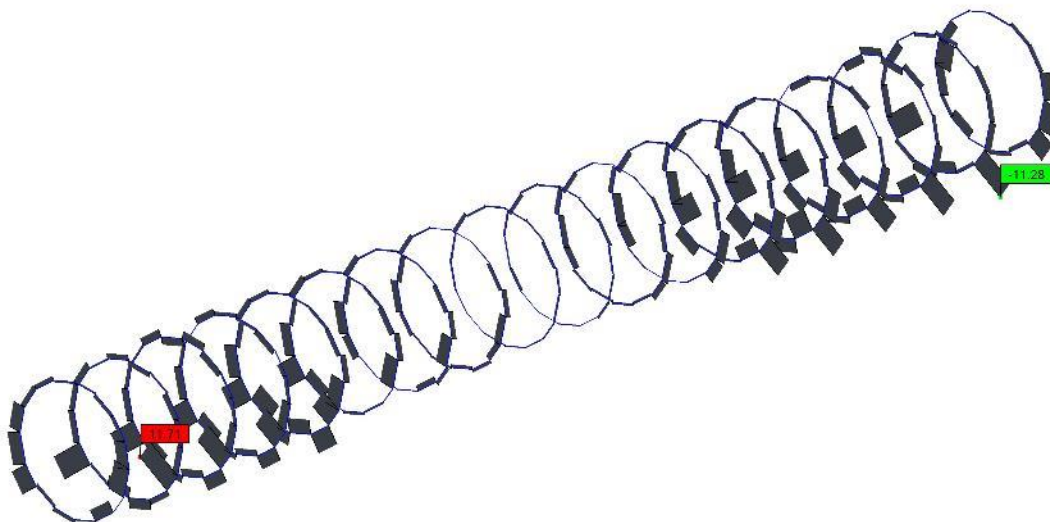
Συνεπώς $\sigma = 258MPa < 355MPa$, ο έλεγχος ικανοποιείται

6.1.3 Έλεγχος τάσεων ράβδου CHS 168.3x12

Στο Σχήμα 6-3 και το Σχήμα 6-4 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ορθών και διατμητικών τάσεων στη ράβδο.



Σχήμα 6-3: Διάγραμμα ορθών τάσεων ράβδου CHS 168.3x12



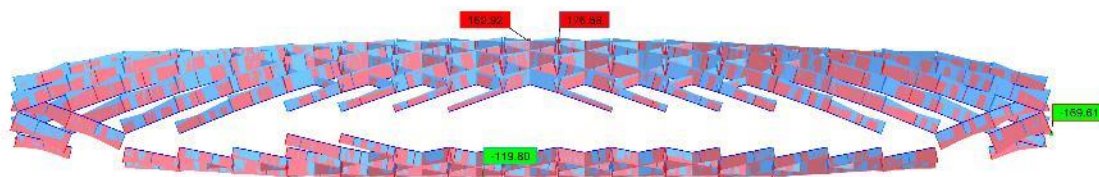
Σχήμα 6-4: Διάγραμμα διατμητικών τάσεων ράβδου CHS 168.3x12

Λαμβάνεται ότι $\sigma = 146,94\text{MPa}$ και $\tau = 11,71\text{MPa}$

Συνεπώς $\sigma = 148,33\text{MPa} < 355\text{MPa}$, ο έλεγχος ικανοποιείται.

6.1.4 Έλεγχος τάσεων ράβδου CHS 139.7x10

Στο Σχήμα 6-5 και το Σχήμα 6-6 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ορθών και διατμητικών τάσεων στη ράβδο.



Σχήμα 6-5: Διάγραμμα ορθών τάσεων ράβδου CHS 139.7x10



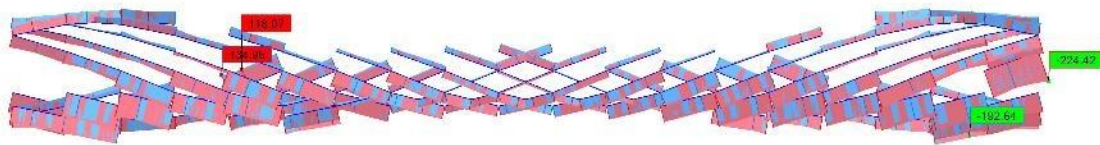
Σχήμα 6-6: Διάγραμμα διατμητικών τάσεων ράβδου CHS 139.7x10

Λαμβάνεται ότι $\sigma = 176,58MPa$ και $\tau = 2,14MPa$

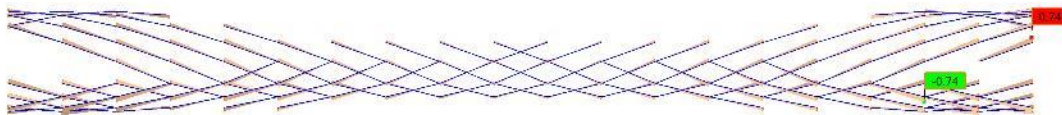
Συνεπώς $\sigma = 176,62MPa < 355MPa$, ο έλεγχος ικανοποιείται.

6.1.5 Έλεγχος τάσεων ράβδου CHS 76.1x5

Στο Σχήμα 6-7 και το Σχήμα 6-8 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ορθών και διατμητικών τάσεων στη ράβδο.



Σχήμα 6-7: Διάγραμμα ορθών τάσεων ράβδου CHS 76.1x5



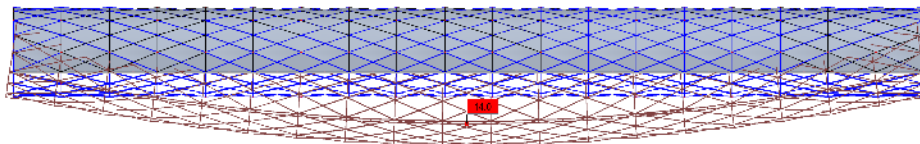
Σχήμα 6-8: Διάγραμμα διατμητικών τάσεων ράβδου CHS 76.1x5

Λαμβάνεται ότι $\sigma = 224,42MPa$ και $\tau = 0,74MPa$

Συνεπώς $\sigma = 224,42MPa < 355MPa$, ο έλεγχος ικανοποιείται.

6.2 Έλεγχος βελών

Στο φορέα της πεζογέφυρας πραγματοποιείται έλεγχος βέλους που προκύπτει από το δυσμενέστερο συνδυασμό της οριακής κατάσταση λειτουργικότητας. Το τελικό βέλος φαίνεται στο Σχήμα 6-9.



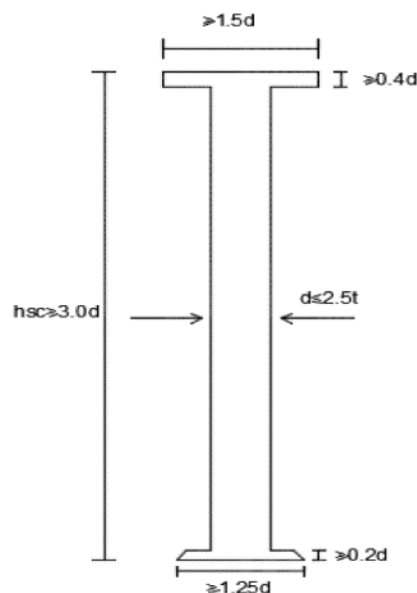
Σχήμα 6-9: Διάγραμμα βέλους πεζογέφυρας στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Το τελικό βέλος του φορέα ισούται με $14\text{cm} \approx \frac{L}{400}$, που αποτελεί αποδεκτό βέλος.

7 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ

7.1 Γενικά

Η λειτουργία των σύμμικτων διατομών μεταξύ χαλύβδινης διαδοκίδας και πλάκας σκυροδέματος πραγματοποιείται με διατμητικούς ήλους. Η διατμητική σύνδεση σχεδιάζεται ως πλήρης με διατμητικούς ήλους κεφαλής. Στους ήλους αναπτύσσεται η διαμήκης διάτμηση που παρουσιάζεται μεταξύ των δύο διατομών. Οι τέμνουσες που προέρχονται από τη διαμήκη διάτμηση προκαλούν και διάτμηση του κορμού της χαλύβδινης δοκού. Οι διατμητικοί ήλοι ελέγχονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς.



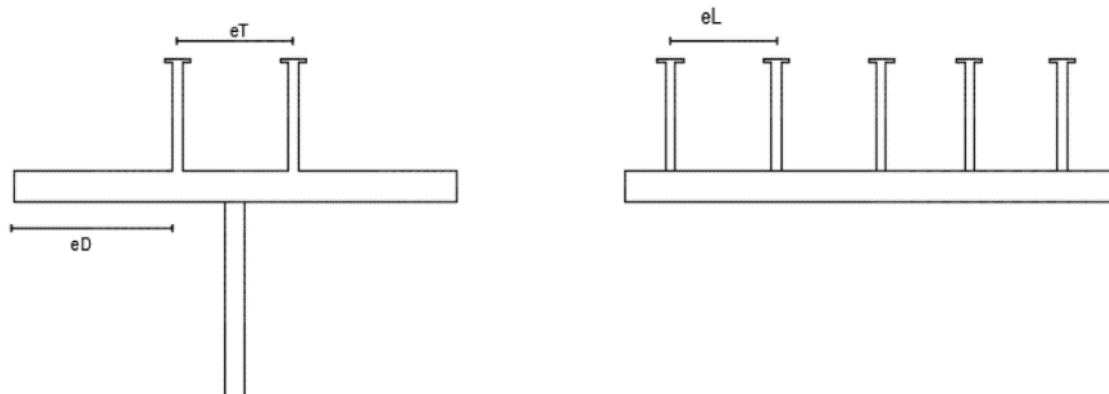
Σχήμα 7-1: Διαστάσεις διατμητικών ήλων

Οι παράμετροι που φαίνονται στο Σχήμα 7-1 είναι:

d : διάμετρος κορμού με $16mm \leq d \leq 25mm$

t πάχος χαλύβδινου πέλματος δοκού που συγκολλάται ο ήλος.

$c \geq \max\{20mm, c_{nom}\}$, η επικάλυψη ήλου



Σχήμα 7-2: Διάταξη ήλων

Οι παράμετροι που φαίνονται στο σχήμα είναι:

$e_T \geq 2.5d$ εγκάρσιες αποστάσεις ήλων

$e_D \geq 25mm$ καθαρή απόσταση μεταξύ άκρης του ήλου και της άκρης του πέλματος

e_L διαμήκειες αποστάσεις ήλων, με τον περιορισμό: $5d \leq e_L \leq \min\{4h_c, 800\}$

7.2 Αντοχή ήλων

Η διατμητική αντοχή των ήλων καθορίζεται βάσει της διάτμησης κορμού του ήλου ή της θραύσης του σκυροδέματος. Συνήθως κρίσιμότερος είναι ο έλεγχος σε θραύση του σκυροδέματος από διαμήκη διάτμηση. Η διατμητική σύνδεση υπολογίζεται με τα εξής χαρακτηριστικά:

Πίνακας 7-1: Χαρακτηριστικά ήλων

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά		
Διάμετρος ήλου	d	19 mm
Διάμετρος κεφαλής	$d_{\text{κεφαλής}}$	32 mm
Ύψος ήλου	h	125 mm
Εγκάρσια απόσταση	e_T	0,05 m
Καθαρή απόσταση μεταξύ άκρης του ήλου και της άκρης του πέλματος	e_D	0,045 m
Διαμήκης απόσταση	e_L	0,11 m
Μηχανικά χαρακτηριστικά		

Ονομαστική εφελκυστική αντοχή	f_u	45
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος	f_{ck}	35
Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος	E_{cm}	33 GPa
Συντελεστής α για $h_{sc}/d > 4$	α	1
Συντελεστής ασφαλείας	γ_v	1,25

Υπολογίζεται με τα δεδομένα που περιλαμβάνει ο Πίνακας 7-1:

Μορφή αστοχίας για διάτμηση κορμού

$$P_{Rd,1} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot d^2 / 4)}{\gamma_v} = 81,7 \text{ kN} \quad (7.1)$$

Μορφή αστοχίας για θραύση σκυροδέματος

$$P_{Rd,2} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 91,4 \text{ kN} \quad (7.2)$$

Αντοχή σε Ο.Κ.Α: $P_{Rd} = \min\{P_{Rd,1}; P_{Rd,2}\} = 81,7 \text{ kN}$

Αντοχή σε Ο.Κ.Λ: $P_{Rd,ser} = 0,75 \cdot P_{Rd} = 61,28 \text{ kN}$

7.3 Έλεγχος διατμητικής σύνδεσης

Η διαμήκης διάτμηση στη διεπιφάνεια πλάκας και χαλύβδινης διαδοκίδας προκαλείται από τις τέμνουσες δυνάμεις στη σύμμικτη διατομή. Υπολογίζεται η ροή της διαμήκουσ διάτμησης για ελαστική συμπεριφορά.

Για τον δυσμενέστερο συνδυασμό στην ΟΚΑ:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_e} = 543,18 \text{ kN/m}$$

Όπου:

V_{Ed} η δρώσα τέμνουσα δύναμη

S η στατική ροπή της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνο ελέγχου

I_e η ροπή αδρανείας της σύμμικτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνο ελέγχου

Για τον δυσμενέστερο συνδυασμό στην ΟΚΛ:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_e} = 429,15 \text{ kN/m}$$

Τοποθετούμε δύο ήλους ανά διαδοκίδα με διαμήκη απόσταση 0,11 cm, υπολογίζεται η αντοχή της συγκεκριμένης διάταξης και γίνεται έλεγχος:

$V_{Rd} = (2 \cdot P_{Rd} / e_L) = 1485,45 \text{ kN/m} > 543,18 \text{ kN/m}$, ικανοποιείται ο έλεγχος σε ΟΚΑ.

$V_{Rd,ser} = (2 \cdot P_{Rd,ser} / e_L) = 1114,18 \text{ kN/m} > 429,15 \text{ kN/m}$, ικανοποιείται ο έλεγχος σε ΟΚΛ.

Ο οπλισμός που απαιτείται για τη διατμητική σύνδεση δοκού-πλάκας σκυροδέματος υπολογίζεται στο Κεφάλαιο 8.

8 ΠΛΑΚΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

8.1 Γενικά

Η πλάκα καταστρώματος κατασκευάζεται από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελεί το τμήμα της κατασκευής που παραλαμβάνει άμεσα τα φορτία της πεζογέφυρας, τα οποία στη συνέχεια μεταβιβάζει στις διαδοκίδες και στις ράβδους του κυλινδρικού μεταλλικού φορέα. Η λειτουργία της είναι καμπτική λόγω των εγκάρσιων φορτίων που της ασκούνται, όπως τα μόνιμα και το φορτίο ανθρωποσυνωστισμού. Κατά τη διαμήκη διεύθυνση, η πλάκα λειτουργεί ως καμπτόμενη πλάκα σκυροδέματος και θα απαιτηθεί διαμήκης άνω και κάτω οπλισμός που θα βοηθήσει την πλάκα να παραλάβει τις θετικές και αρνητικές ροπές που αναπτύσσονται κατά τη διαμήκη διεύθυνση στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

8.2 Διαστασιολόγηση πλάκας

Λαμβάνεται η περιβάλλουσα ροπών και οπλίζεται η πλάκα βάσει της μέγιστης θετικής και αρνητικής ροπής, χωρίς να διακόπτονται σε κάποια θέση τα σίδερα. Λαμβάνεται το διάγραμμα ροπών από το δυσμενέστερο συνδυασμό για κάμψη της πλάκας, ώστε να εμφανιστεί η μέγιστη ροπή κάμψης. Παρατηρείται πως η μέγιστη θετική και η μέγιστη αρνητική ροπή δεν εμφανίζονται στο ίδιο ραβδωτό στοιχείο, ωστόσο η πλάκα θα οπλιστεί για τη δυσμενέστερη τιμή, με την κατανομή του οπλισμού να είναι σταθερή. Αντιμετωπίζεται η πλάκα κατά τα γνωστά από Σιδηροπαγές Σκυρόδεμα, εφαρμόζοντας για τη μέγιστη θετική και μέγιστη αρνητική ροπή τους πίνακες που δίνουν το μηχανικό ποσοστό οπλισμού ω . Επιλέγεται η τοποθέτηση ράβδων οπλισμού διαμέτρου $\Phi 20$, συνεπώς η ελάχιστη επικάλυψη c της πλάκας είναι $c=30\text{ mm}$ προκειμένου να ικανοποιείται το κριτήριο συνάφειας για τον οπλισμό.

Διαμήκης οπλισμός για M_{Ed}^+

Με τη βοήθεια του προγράμματος ROBOT Structural Analysis της Autodesk λαμβάνεται ότι η μέγιστη καμπτική ροπή στην πλάκα είναι $M_{Ed}^+ = 45\text{ kNm/m}$ και επιπλέον $d' = c + \Phi 20/2 = 40\text{ mm} = 4.0\text{ cm}$.

$$d = h_c - d' = 15 - 4 = 11\text{ cm} = 0.11\text{ m}$$

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} = 0,187, \text{ επομένως } \omega = 0,21 \text{ και ο απαιτούμενος οπλισμός είναι:}$$

$$A_{s,req} = \omega \cdot b \cdot d \cdot 0.85 \cdot f_{cd} / f_{yd} = 15,81\text{ cm}^2/\text{m}$$

Ο οπλισμός που υπολογίζεται για παραλαβή των ροπών κάμψης δεν είναι ο τελικός που θα τοποθετηθεί, καθώς θα υπολογιστεί και ο οπλισμός λόγω διαμήκου διατμήσης και ύστερα θα τοποθετηθεί ο τελικός διατιθέμενος οπλισμός.

Διαμήκης οπλισμός για M_{Ed}^-

Για $M_{Ed}^- = 35 \text{ kNm/m}$ και με δεδομένο ότι $d = h_c - d' = 15 - 4 = 11 \text{ cm} = 0.11 \text{ m}$, λαμβάνεται ότι:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} = 0,145 \text{ και } \omega = 0,155, \text{ άρα ο απαιτούμενος οπλισμός είναι:}$$

$$A_{s,req} = \omega \cdot b \cdot d \cdot 0.85 \cdot f_{cd} / f_{yd} = 11,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

8.3 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος

Ο τελικός οπλισμός της πλάκας στην άνω και κάτω στάθμη στη διαμήκη διεύθυνση θα προκύψει από τις εξισώσεις:

$A_{s,top,req} = \max \left\{ A_{s,shear,top}; A_{s,shear}/2 + A_{s,bent,top} \right\}$	(8.1)
---	-------

$A_{s,bot,req} = \max \left\{ A_{s,shear,bot}; A_{s,shear}/2 + A_{s,bent,bot} \right\}$	(8.2)
---	-------

Το ελάχιστο ποσοστό που πρέπει να τοποθετηθεί είναι:

$$\rho_{min} = 0,16 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,16 \cdot \left(\frac{3,2}{500} \right) = 0,102\%$$

Υπολογίζεται ότι $v_{Lc,Ed} = v_{L,Ed} \cdot \left(\frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}} \right) = 481,62 \text{ kN/m}$

Όπου:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_e} = 543,18 \text{ kN/m}$$

$$A_{cp,eff} = \left[\left(\frac{b_{eff}}{2} \right) - b_0 \right] \cdot h_c = 1995 \text{ cm}^2$$

$$A_{c,tot,eff} = b_{eff} \cdot \left(\frac{h_c}{2} \right) = 2250 \text{ cm}^2$$

Αντοχή θλιπτήρα σκυροδέματος

$v_{c,Rd} = \frac{(0,75 \cdot L_v \cdot f_{cd})}{(\cot\theta + \tan\theta)}$	(8.3)
--	-------

Πραγματοποιούνται δύο τομές α-α και β-β και ελέγχεται τη αντοχή του θλιπτήρα

Τομή α-α

$$L_v = h_c = 0,15 \text{ m}, \text{ συνεπώς } v_{c,Rd} = 1290,99 \text{ kN/m} > v_{L,Ed} = 543,18 \text{ kN/m}$$

Τομή β-β

$$L_v = 2 \cdot h_{\lambda\lambda\text{ov}} + 2 \cdot e_T = 0,35\text{m}, \text{ συνεπώς } v_{c,Rd} = 3012,3 \text{ kN/m} > v_{L,Ed} = 543,18 \text{ kN/m}$$

Επομένως, επαρκεί ο λοξός θλιπτήρας σκυροδέματος.

Ο τελικός οπλισμός που τοποθετείται προκύπτει ως εξής:

Άνω οπλισμός

$$A_{s,top,req} = \max \left\{ A_{s, shear, top}; \frac{A_{s, shear, top}}{2} + A_{s, bent, top} \right\} = \left\{ 7,85; \frac{7,85}{2} + 11,66 \right\} = 15,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ο οπλισμός, αυτός, υλοποιείται με Φ20/190 άνω με $A_s = 16,53 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s, req} = 11,66 \text{ cm}^2/\text{m}$

Κάτω οπλισμός

$$A_{s, bot, req} = \max \left\{ A_{s, shear, bot}; \frac{A_{s, shear, bot}}{2} + A_{s, bent, bot} \right\} = \left\{ 10,47; \frac{10,47}{2} + 15,81 \right\} = 21,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Αυτή η απαίτηση ικανοποιείται με τοποθέτηση οπλισμού Φ20/140 κάτω με $A_s = 22,43 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s, req} = 15,81 \text{ cm}^2/\text{m}$

9 ΜΕΣΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

9.1 Γενικά

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα τα οποία έχουν συγκολληθεί στο εργοστάσιο, μεταφέρονται στην τοποθεσία ανέγερσης του έργου και συνδέονται μεταξύ τους για τη σύνθεση του τελικού φορέα. Τα μέλη του φορέα συγκολλούνται όλα στο έδαφος και στη συνέχεια πραγματοποιείται ανέγερση ολόκληρου του φορέα. Σκοπός των συνδέσεων είναι η διαμόρφωση των μελών και των επιμέρους τμημάτων, καθώς και η αποκατάσταση συνέχειας των διαφόρων μελών.

Στα πλαίσια της εργασίας έγιναν οι εξής συνδέσεις:

Η σύνδεση μεταξύ χιαστί ράβδων

Η σύνδεση των ράβδων των δαχτυλιδιών με τις ράβδους χιαστί

Η σύνδεση διαδοκίδας με τις ράβδους που συντελούν τα δαχτυλίδια

Για την πραγματοποίηση των ελέγχων των συνδέσεων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ROBOT Structural Analysis της Autodesk εκτός από τη σύνδεση της διαδοκίδας με τις ράβδους, όπου δημιουργήθηκε ένα σχέδιο στο Autocad ως πρόταση σύνδεσης των μελών.

9.2 Σύνδεση ράβδων χιαστί

Ο Πίνακας 9-1 περιλαμβάνει τα εντατικά μεγέθη των μελών που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση της σύνδεσης:

Πίνακας 9-1: Εντατικά μεγέθη συνδεόμενων μελών

Μέλος	N(kN)	M _y (kNm)
CHS 139.7x10	567	8,50
CHS 139.7x10	-711,61	5,78

Η μορφή της σύνδεσης έχει πραγματοποιηθεί με εξωραφές και είναι η εξής:



Σχήμα 9-1: Σύνδεση ράβδων χιαστί

9.3 Σύνδεση ράβδου με ράβδους χιαστί

Λόγω των διαφορετικών διατομών που έχουν αξιοποιηθεί για τις ράβδους του φορέα εξετάστηκαν δύο διαφορετικά είδη συνδέσεων στη συγκεκριμένη κατηγορία, η σύνδεση ράβδου CHS 219.1x20 με τις ράβδους χιαστί CHS 139.7x10 και CHS 76.1x5 και η σύνδεση ράβδου CHS 168.3x12 με τις ράβδους χιαστί CHS 139.7x10 και CHS 76.1x5.

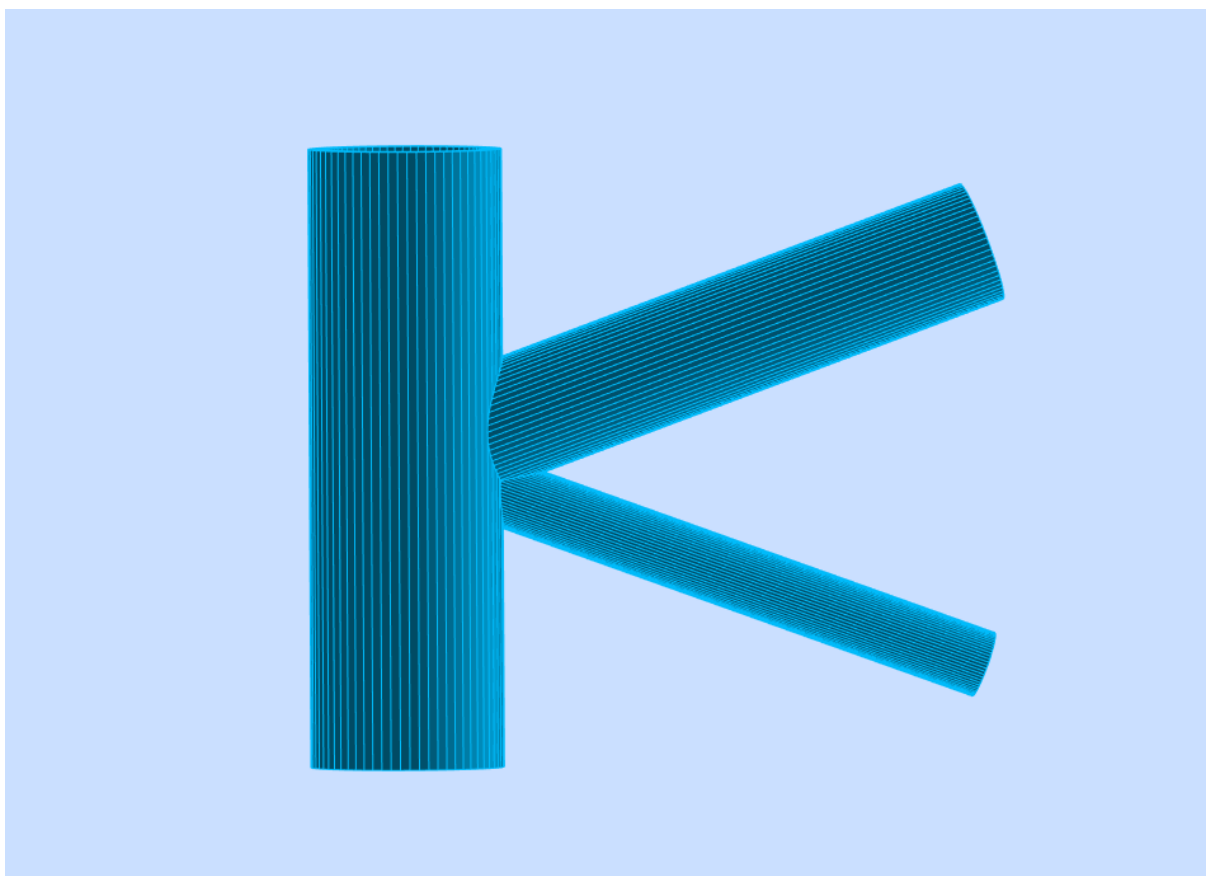
9.3.1 Σύνδεση ράβδου CHS 219.1x20 με τις ράβδους χιαστί CHS 139.7x10 και CHS 76.1x5

Ο Πίνακας 9-2 περιλαμβάνει τα εντατικά μεγέθη των μελών που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση της σύνδεσης:

Πίνακας 9-2: Εντατικά μεγέθη συνδεόμενων μελών

Μέλος	N(kN)	M _y (kNm)
CHS 219.1x20	-367,16	-128,06
CHS 139.7x10	-466,82	6,59
CHS 76.1x5	336,54	-

Η μορφή της σύνδεσης έχει πραγματοποιηθεί με εξωραφές και είναι η εξής:



Σχήμα 9-2: Σύνδεση CHS 219.1x20 με CHS 139.7x10 και CHS 76.1x5

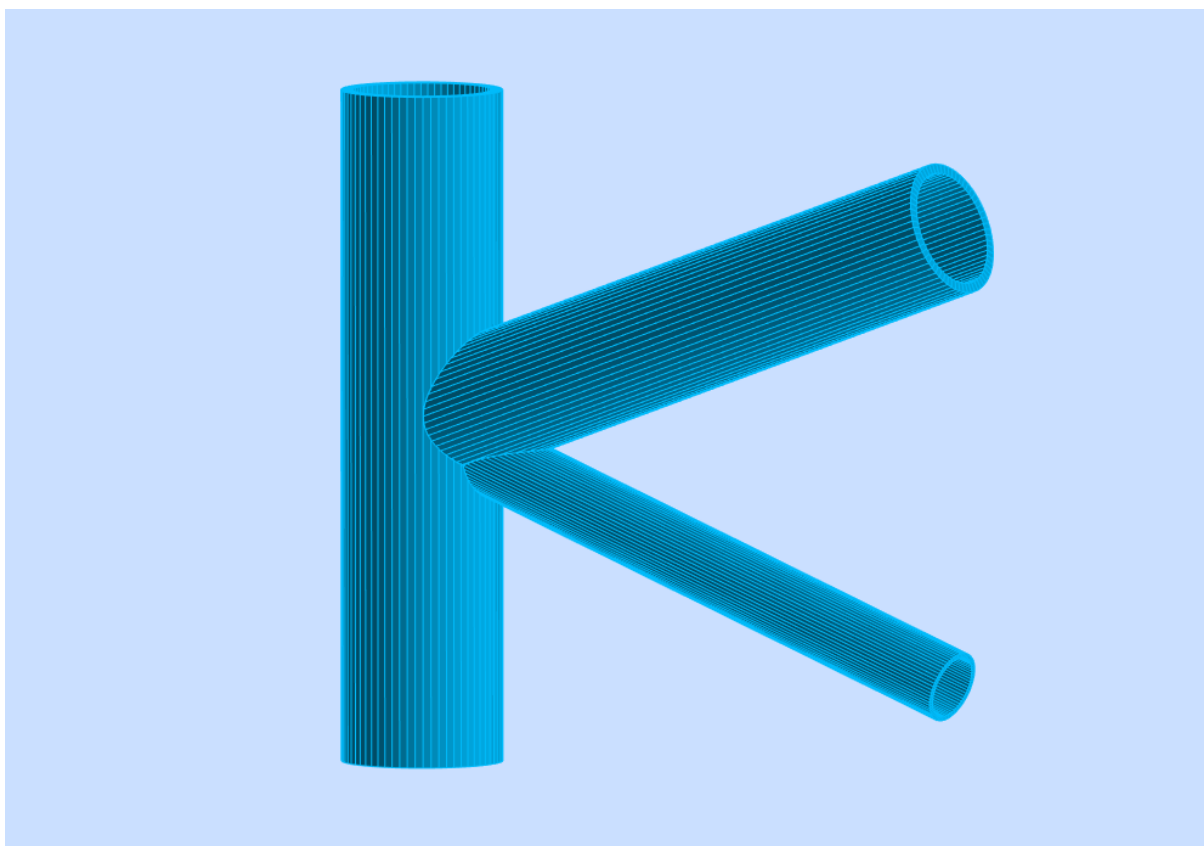
9.3.2 Σύνδεση ράβδου CHS 168.3x12 με τις ράβδους χιαστί CHS 139.7x10 και CHS 76.1x5

Ο Πίνακας 9-3 περιλαμβάνει τα εντατικά μεγέθη των μελών που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση της σύνδεσης:

Πίνακας 9-3: Εντατικά μεγέθη συνδεόμενων μελών

Μέλος	N(kN)	M _y (kNm)
CHS 168.3x12	114,60	-30,46
CHS 139.7x10	-480	9,02
CHS 76.1x5	198,5	-

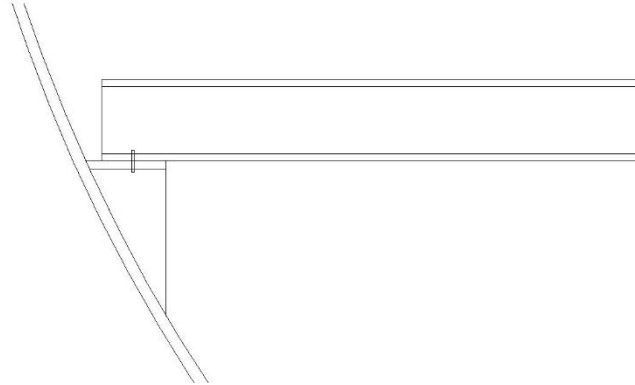
Η μορφή της σύνδεσης έχει πραγματοποιηθεί με εξωραφές και είναι η εξής:



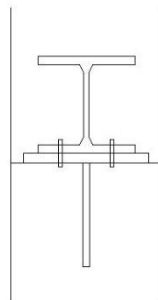
Σχήμα 9-3: Σύνδεση CHS 168.3x12 με CHS 139.7x10 και CHS 76.1x5

9.4 Σύνδεση διαδοκίδας με ράβδους

Σχεδιάστηκαν στο πρόγραμμα Autocad η όψη και η τομή για τη σύνδεση της διαδοκίδας HEB 140 με τις ράβδους CHS 219.1x20 στις οποίες θα εδράζεται μέσω ενός τριγώνου.



Σχήμα 9-4: Όψη σύνδεσης διαδοκίδας σε ράβδο



Σχήμα 9-5: Τομή σύνδεσης διαδοκίδας σε ράβδο

10 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

10.1 Γενικά

Στη σύγχρονη εποχή, η τάση χρησιμοποίησης σύγχρονων, βελτιωμένων οικοδομικών υλικών που αναλαμβάνουν αυξημένα στατικά φορτία, έχει οδηγήσει στην ανέγερση ελαφριών πεζογεφυρών με μικρότερες διατομές, καλύπτοντας μεγαλύτερα ανοίγματα, έχοντας, ταυτόχρονα μεγαλύτερη ευκαμψία. Αυτό οδηγεί σε κατασκευές με μικρότερες ιδιοσυχνότητες όπου τα δυναμικά φαινόμενα αποκτούν μεγάλη σημασία.

Υπάρχει η πιθανότητα τα δυναμικά χαρακτηριστικά μίας πεζογέφυρας να πλησιάζουν τα χαρακτηριστικά μίας εξαναγκασμένης ταλάντωσης. Σε αυτή την περίπτωση, όπου πραγματοποιείται συγχρονισμός της κίνησης των πεζών με μία ή παραπάνω από τις συχνότητες της πεζογέφυρας, μπορεί να αναπτυχθούν μεγάλα εντατικά μεγέθη και παραμορφώσεις στο φορέα, δημιουργώντας την αίσθηση ανασφάλειας στους χρήστες της.

10.2 Ταλαντώσεις πεζογεφυρών

Ο πεζός δημιουργεί μία στατική φόρτιση στη γέφυρα που διανύει, ίση με το ίδιο βάρος του. Επιπλέον, δημιουργεί και μία δυναμική φόρτιση κατά τη διέλευσή του που μπορεί να δημιουργήσει ταλαντώσεις όταν η ιδιοσυχνότητα της φόρτισης είναι κοντά στην ιδιοσυχνότητα της γέφυρας. Ο Ευρωκώδικας 3 ή 4 δεν διαθέτει προδιαγραφές για τον έλεγχο χαλύβδινων ή σύμμικτων πεζογεφυρών.

Για τον έλεγχο της δυναμικής απόκριση της γέφυρας πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση στο πρόγραμμα ROBOT Structural Analysis, όπου τα μόνιμα φορτία μετατράπηκαν σε μάζες. Από την ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε λήφθηκαν 10 ιδιομορφές της κατασκευής με τις συχνότητες, τις ιδιοπεριόδους, καθώς και τη σχετική μάζα επί τοις εκατό, κάθε ιδιομορφής. Η πρώτη ιδιομορφή έχει περίοδο $T=0,85\text{sec}$, συμμετέχουσα μάζα 81,34% κατά z, ενώ η δεύτερη ιδιομορφή έχει περίοδο $T=0,63\text{sec}$, συμμετέχουσα μάζα 77,35% κατά γ. Τα αποτελέσματα οδηγούν στο συμπέρασμα ότι δεν απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση, καθώς οι συχνότητες της πεζογέφυρας δε βρίσκονται στην περιοχή μεγίστου κινδύνου συντονισμού, όπως παρουσιάζει ο Πίνακας 10-1 και ο Πίνακας 10-2.

Πίνακας 10-1: Κίνδυνος συντονισμού κατακόρυφων ή διαμήκων ταλαντώσεων

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

Range 1: μέγιστος κίνδυνος συντονισμού

Range 2: μεσαίος κίνδυνος συντονισμού

Range 3: μικρός κίνδυνος συντονισμού

Range 4: αμελητέος κίνδυνος συντονισμού

Πίνακας 10-2: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης πεζογέφυρας

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)
25/ 1	1,18	0,85	0,33	0,03	81,34
25/ 2	1,58	0,63	0,36	77,38	81,37
25/ 3	2,61	0,38	0,37	77,80	81,37
25/ 4	2,91	0,34	0,78	77,80	81,37
25/ 5	3,78	0,26	1,05	77,80	87,92
25/ 6	4,21	0,24	1,29	77,80	87,93
25/ 7	4,56	0,22	3,10	77,98	89,48
25/ 8	4,58	0,22	4,13	78,40	90,32
25/ 9	4,80	0,21	4,33	78,44	90,32
25/ 10	4,83	0,21	4,49	78,44	90,32

11 ΕΦΕΔΡΑΝΑ

11.1 Γενικά

Εφέδρανα είναι τα στοιχεία που μεταφέρουν τα φορτία της ανωδομής στα βάρθρα, επιτρέποντας μετατοπίσεις και στροφές που οφείλονται σε άμεσες ή έμμεσες δράσεις. Τα εφέδρανα που χρησιμοποιούνταν παλιότερα παρουσίαζαν προβλήματα και έχουν αντικατασταθεί από σύγχρονα εφέδρανα, που αποτελούνται από συνδυασμό υλικών, όπως τα ελαστομερή. Ιδιαίτερα σημαντική είναι η παραλαβή των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων, όσο και η ελεύθερη μετακίνηση του καταστρώματος, για να αποφευχθεί η ανάπτυξη δυνάμεων καταναγκασμού.

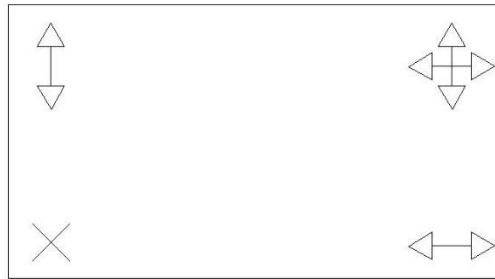
11.2 Εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς

Τα εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς (pot bearings) βασίζονται στην ιδιότητα του φυσικού καουτσούκ να συμπεριφέρεται ως ασυμπιεστο υγρό όταν τοποθετείται σε κλειστό δοχείο, ενώ μεταφέρουν μεγάλες θλιπτικές δυνάμεις σε μικρή επιφάνεια. Λειτουργούν ως άρθρωση, επιτρέποντας τη στροφή, δεσμεύοντας τις 3 μετακινήσεις, ωστόσο με την τοποθέτηση μίας πλάκας ολίσθησης από τεφλόν το εφέδρανο λειτουργεί ως κύλιση. Τα εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς αποτελούνται από τα ακόλουθα μέρη:

- Μία άνω πλάκα έδρασης
- Ένα καπάκι, που εγκιβωτίζεται από τεφλόν
- Ένα κυλινδρικό μαξιλάρι από ελαστομερές
- Ένα χαλύβδινο δοχείο που τοποθετείται το ελαστομερές μαξιλάρι
- Λαστιχένιες τσιμούχες, που εμποδίζουν την υγρασία, τη σκόνη ή το νερό από την εισχώρηση στο δοχείο

11.3 Επιλογή εφεδράνου

Το σύστημα στήριξης της πεζογέφυρας φαίνεται στο Σχήμα 11-1.



Σχήμα 11-1: Κάτοψη πεζογέφυρας με διάταξη εφεδράνων

Για το σεισμικό συνδυασμό για πεζογέφυρες στην οριακή κατάσταση αστοχίας $1 \cdot G + 0,85 \cdot A_{Ed}$, όπου $A_{Ed} = A_{Edx} + 0,30A_{Edy}$ ή $A_{Ed} = 0,30A_{Edx} + A_{Edy}$ λαμβάνεται με τη βοήθεια του προγράμματος ROBOT Structural Analysis της Autodesk ότι η μέγιστη κατακόρυφη δύναμη είναι κάτω των 500kN και σύμφωνα με τον πίνακα της εταιρίας Goodco Z-Tech χρησιμοποιούνται εφέδρανα τύπου PF500, με συνολικό ύψος $H=123\text{mm}$ και αντοχή σε κατακόρυφη δύναμη $V=500\text{kN}$.

12 ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ

Ο Πίνακας 12-1 παρουσιάζει τις ποσότητες χάλυβα που χρησιμοποιούνται συνολικά στα μέλη της πεζογέφυρας

Πίνακας 12-1: Ποσότητες χάλυβα ανά διατομή

Διατομή	Συνολικό βάρος(kg)	Ποσοστό επί του συνόλου(%)
CHS 76.1x5	7433	11,7
CHS 139.7x10	35004	54,9
CHS 168.3x12	14502	22,8
CHS 219.1x20	3420	5,4
HEB 140	3373	5,2
Σύνολο	63732	100

Το βάρος του χάλυβα σνηγμένο στην επιφάνεια του καταστρώματος, που ισούται με $57m \cdot 5m = 285m^2$, αντιστοιχεί σε επιφανειακό φορτίο $223,62^{kg/m^2}$.

Κόστος σκυροδέματος: 250 €/m^3

Κόστος δομικού χάλυβα: 2 €/kg

Κόστος tempered glass 6mm: 20 €/m^2

Συνεπώς το συνολικό κόστος διαμορφώνεται ως εξής:

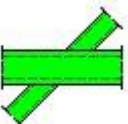

Κόστος = $\left[(0,15m \cdot 57m \cdot 5m) \cdot 250 \text{ €/m}^3 + 63732kg \cdot 2 \text{ €/kg} + 627,50 \cdot 20 \text{ €/m}^2 \right] = 150,701.5 \text{ €}$ για τα υλικά της πεζογέφυρας.

13 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

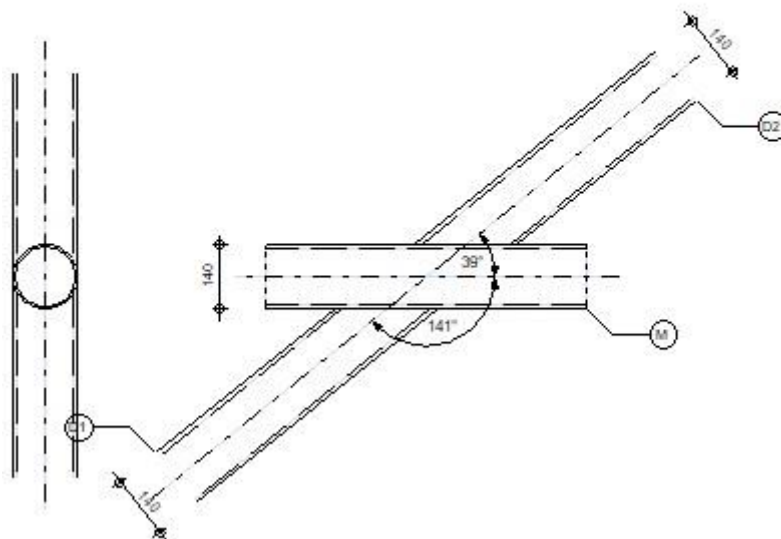
1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 4 Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π., (2016). «Σχεδιασμός σύμμικτων γεφυρών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 5 EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις Σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
- 6 EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις. Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια. CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
- 7 EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις. Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005
- 8 EN1992-1-1, Ευρωκώδικας:2: Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα – Μέρος 1-1: Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, 2004
- 9 EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα. Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, 2003
- 10 EN1993-2, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα. Μέρος 2: Γέφυρες από χάλυβα. Σχεδιασμός και κατασκευαστικές λεπτομέρειες. CEN, Βρυξέλλες, 2003
- 11 EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός. Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια. CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004
- 12 EN1998-2, Ευρωκώδικας : Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες CEN, Αύγουστος 2005
- 13 https://commons.wikimedia.org/wiki/File:M8_Harthill_Footbridge_-_geograph.org.uk_-_1317754.jpg
- 14 [https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Peace_Bridge_Calgary_\(37143262430\).jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Peace_Bridge_Calgary_(37143262430).jpg)
- 15 <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Museumofflight-bridge.jpg>

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

A.1 Σύνδεση ράβδων χιαστί

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 Design of truss node connection EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	<p> Ratio 0,84</p>
--	---	--

D1 - CHS 139.7x10
D2 - CHS 139.7x10
M - CHS 139.7x10



GENERAL

Connection no.: 1
Connection name: Tube

GEOMETRY

MEMBERS

	Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post	
Section:	CHS 139.7x10	CHS 139.7x10	CHS 139.7x10		
	h 140	140	140		mm
	b _f 140	140	140		mm
	t _w 10	10	10		mm
	t _f 10	10	10		mm
	r 0	0	0		mm
Material:	S355	S355	S355		
	f _y 355,00	355,00	355,00		MPa
	f _t 490,00	490,00	490,00		MPa
Angle	θ 0,0	38,9	38,9		Deg
Length	l 3190	3190	3190		mm

WELDS

a_d = 10 [mm] Thickness of welds of diagonals and posts

LOADS

Case: Manual calculations.

CHORD

N_{01,Ed} = -567,00 [kN] Axial force
M_{01,Ed} = -8,50 [kN*m] Bending moment
N_{02,Ed} = -567,00 [kN] Axial force
M_{02,Ed} = -8,50 [kN*m] Bending moment

DIAGONAL 1

N₁ = 711,61 [kN] Axial force
M₁ = 5,78 [kN*m] Bending moment

DIAGONAL 2

N₂ = 711,61 [kN] Axial force
M₂ = 5,78 [kN*m] Bending moment

RESULTS

CAPACITY VERIFICATION EUROCODE 3: EN 1993-1-8:2005

γ_{M5} = 1,00 Partial safety factor [Table 2.1]

FAILURE MODES FOR JOINTS (CHS CHORD MEMBERS) [Table 7.2] for N_{i,Rd} and [Table 7.5] for M_{i,Rd}

GEOMETRICAL PARAMETERS

β = 1,00 Coefficient taking account of geometry of connection members β = d₂/d₀ [1.5 (6)]
γ = 6,98 Coefficient taking account of geometry of the chord γ = b₀/(2*t₀) [1.5 (6)]
η_p = 0,59 Coefficient taking account of stresses in the chord η_p = σ_{p,Ed}/f_{t0}
k_p = 0,72 Coefficient taking account of stresses in the chord k_p = 1-0.3*η_p/(1+η_p)

TUBE CHORD FACE FAILURE

UPPER DIAGONAL

N_{2,Rd} = 1115,35 [kN] Tension capacity N_{2,Rd} = k_p*f_{t0}*t₀²/sin(θ₂) * 5.2/(1-0.81*β) / γ_{M5}
|N₂| ≤ N_{2,Rd} |711,61| < 1115,35 verified (0,64)

M_{2,Rd} = 72,98 [kN*m] Bending resistance M_{2,Rd} = 4.85*[f_{t0}*t₀²*d₂/sin(θ₂)]^{1/3}*γ_p*β*k_p / γ_{M5}
|M₂| ≤ M_{2,Rd} |5,78| < 72,98 verified (0,08)

N₂/N_{2,Rd} + (M₂/M_{2,Rd})² ≤ 1 0,64 < 1,00 verified (0,64)

LOWER DIAGONAL

N_{1,Rd} = 1115,35 [kN] Tension capacity N_{1,Rd} = k_p*f_{t0}*t₀²/sin(θ₁) * 5.2/(1-0.81*β) / γ_{M5}
|N₁| ≤ N_{1,Rd} |711,61| < 1115,35 verified (0,64)

M_{1,Rd} = 72,98 [kN*m] Bending resistance M_{1,Rd} = 4.85*[f_{t0}*t₀²*d₁/sin(θ₁)]^{1/3}*γ_p*β*k_p / γ_{M5}
|M₁| ≤ M_{1,Rd} |5,78| < 72,98 verified (0,08)

N₁/N_{1,Rd} + (M₁/M_{1,Rd})² ≤ 1 0,64 < 1,00 verified (0,64)

CHORD PUNCHING**UPPER DIAGONAL**

$N_{2,Rd} =$	1856,78	[kN]	Tension capacity	$N_{2,Rd} = f_{y0} \sqrt{3} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_2 \cdot (1 + \sin(\theta_2)) / (2 \cdot \sin^2(\theta_2)) / \gamma_{M5}$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$			$ 711,61 < 1856,78$	verified (0,38)
$M_{2,Rd} =$	73,13	[kN*m]	Bending resistance	$M_{2,Rd} = [f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_2^2 \cdot \sqrt{3} \cdot ((1+3 \cdot \sin(\theta_2)) / (4 \cdot \sin^2(\theta_2)))] / \gamma_{M5}$
$ M_2 \leq M_{2,Rd}$			$ 5,78 < 73,13$	verified (0,08)
$N_2 N_{2,Rd} + (M_2 M_{2,Rd})^2 \leq 1$			$0,39 < 1,00$	verified (0,39)

LOWER DIAGONAL

$N_{1,Rd} =$	1856,78	[kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = f_{y0} \sqrt{3} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_1 \cdot (1 + \sin(\theta_1)) / (2 \cdot \sin^2(\theta_1)) / \gamma_{M5}$
$ N_1 \leq N_{1,Rd}$			$ 711,61 < 1856,78$	verified (0,38)
$M_{1,Rd} =$	73,13	[kN*m]	Bending resistance	$M_{1,Rd} = [f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_1^2 \cdot \sqrt{3} \cdot ((1+3 \cdot \sin(\theta_1)) / (4 \cdot \sin^2(\theta_1)))] / \gamma_{M5}$
$ M_1 \leq M_{1,Rd}$			$ 5,78 < 73,13$	verified (0,08)
$N_1 N_{1,Rd} + (M_1 M_{1,Rd})^2 \leq 1$			$0,39 < 1,00$	verified (0,39)

CHORD SHEAR**UPPER DIAGONAL**

$A_v =$	25,91	[cm ²]	Shear area of the chord	$A_v = 2 \cdot A_0 / \pi$
$N_{2,Rd} =$	845,68	[kN]	Tension capacity	$N_{2,Rd} = f_{y0} \cdot A_0 / (\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_2)) / \gamma_{M5}$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$			$ 711,61 < 845,68$	verified (0,84)

LOWER DIAGONAL

$A_v =$	25,91	[cm ²]	Shear area of the chord	$A_v = 2 \cdot A_0 / \pi$
$N_{1,Rd} =$	845,68	[kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = f_{y0} \cdot A_0 / (\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_1)) / \gamma_{M5}$
$ N_1 \leq N_{1,Rd}$			$ 711,61 < 845,68$	verified (0,84)

CHORD RESISTANCE

$N_{0,Rd} =$	1444,85	[kN]	Compression capacity	$N_{0,Rd} = (A_0 \cdot t_0) / \gamma_{M5}$
$ N_0 \leq N_{0,Rd}$			$ -567,00 < 1444,85$	verified (0,39)

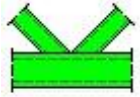
VERIFICATION OF WELDS**UPPER DIAGONAL**

$\beta_w =$	0,89		Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1,25		Partial safety factor	[Table 2.1]
Longitudinal weld				
$\sigma_{\perp} =$	45,57	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	45,57	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	67,75	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$			$ 45,57 < 352,80$	verified (0,13)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$148,57 < 441,69$	verified (0,34)
Transverse inner weld				
$\sigma_{\perp} =$	85,34	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	38,21	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$			$ 85,34 < 352,80$	verified (0,24)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$107,99 < 441,69$	verified (0,24)
Transverse outer weld				
$\sigma_{\perp} =$	19,77	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	78,83	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$			$ 19,77 < 352,80$	verified (0,06)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$137,96 < 441,69$	verified (0,31)

LOWER DIAGONAL

$\beta_w =$	0,89		Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1,25		Partial safety factor	[Table 2.1]
Longitudinal weld				
$\sigma_{\perp} =$	45,57	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	45,57	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	67,75	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$			$ 45,57 < 352,80$	verified (0,13)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$148,57 < 441,69$	verified (0,34)
Transverse inner weld				
$\sigma_{\perp} =$	85,34	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	38,21	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$			$ 85,34 < 352,80$	verified (0,24)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$107,99 < 441,69$	verified (0,24)
Transverse outer weld				
$\sigma_{\perp} =$	19,77	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	78,83	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$			$ 19,77 < 352,80$	verified (0,06)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$137,96 < 441,69$	verified (0,31)


A.2 Σύνδεση ράβδου με ράβδους χιαστί



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022

Design of truss node connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

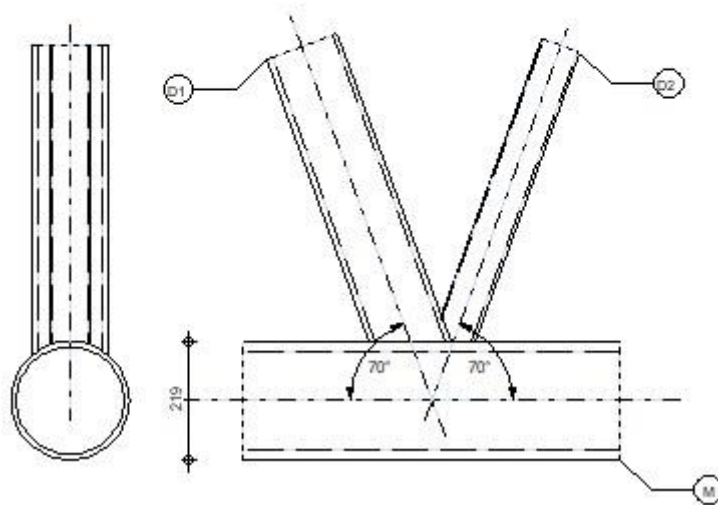


Ratio
0,73

D1 - CHS 139.7x10

D2 - CHS 76.1x5

M - CHS 219.1x20



GENERAL

Connection no.: 6
Connection name: Tube

GEOMETRY

MEMBERS

	Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post	
Section:	CHS 219.1x20	CHS 139.7x10	CHS 76.1x5		
h	219	140	76		mm
b_x	219	140	76		mm
t_w	20	10	5		mm
t_x	20	10	5		mm
r	0	0	0		mm
Material:	S355	S355	S355		
f_y	355,00	355,00	355,00		MPa
f_u	490,00	490,00	490,00		MPa
Angle	0,0	70,0	70,0		Deg
Length	1 2180	3190	3190		mm

OFFSET

$e_0 =$ 0 [mm] Offset

SPACINGS

$g_2 =$ -35 [mm] Spacing of 2nd diagonal

WELDS

$a_d =$ 5 [mm] Thickness of welds of diagonals and posts

LOADS

Case: Manual calculations.

CHORD

$N_{01,Ed}$	68,31	[kN]	Axial force
$M_{01,Ed}$	20,19	[kN*m]	Bending moment
$N_{02,Ed}$	367,16	[kN]	Axial force
$M_{02,Ed}$	-128,06	[kN*m]	Bending moment

DIAGONAL 1

N_1	466,82	[kN]	Axial force
M_1	6,59	[kN*m]	Bending moment

DIAGONAL 2

N_2	-336,54	[kN]	Axial force
M_2	0,00	[kN*m]	Bending moment

RESULTS

CAPACITY VERIFICATION EUROCODE 3: EN 1993-1-8:2005

 γ_{M5} = 1,00 Partial safety factor [Table 2.1]FAILURE MODES FOR JOINTS (CHS CHORD MEMBERS) [Table 7.2] for $N_{1,Rd}$ and [Table 7.5] for $M_{1,Rd}$

GEOMETRICAL PARAMETERS

β	0,49	Coefficient taking account of geometry of connection members	$\beta = (d_1+d_2)/(2*d_0)$ [1.5 (6)]
γ	5,48	Coefficient taking account of geometry of the chord	$\gamma = b_0/(2*t_0)$ [1.5 (6)]
k_g	1,64	Coefficient	$k_g = \gamma^{0.2} * (1+0.024*\gamma^{1.2}) * (\exp(0.5*\gamma_1*t_0-1.33) + 1)$
k_p	0,75	Coefficient taking account of stresses in the chord	$k_p = 1-0.3*n_p*(1+n_p)$

TUBE CHORD FACE FAILURE

DIAGONAL 2

$N_{2,Rd}$	985,90	[kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = [k_p * k_g * \gamma_0 * t_0^2 / \sin(\theta_2)] * (1.8 + 10.2 * d_2 * d_0) / \gamma_{M5}$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$			$ -336,54 < 985,90$	verified (0,34)
$M_{2,Rd}$	47,91	[kN*m]	Bending resistance	$M_{2,Rd} = 4.85 * [f_y * t_0^2 * d_2 / \sin(\theta_2)]^{1/4} * \beta * k_p / \gamma_{M5}$
$ M_2 \leq M_{2,Rd}$			$ 0,00 < 47,91$	verified (0,00)
$N_2/N_{2,Rd} + (M_2/M_{2,Rd})^2 \leq 1$			$ 0,34 < 1,00$	verified (0,34)

DIAGONAL 1

$N_{1,Rd}$	985,90	[kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = [\sin(\theta_2) / \sin(\theta_1)] * N_{2,Rd}$
$ N_1 \leq N_{1,Rd}$			$ 466,82 < 985,90$	verified (0,47)
$M_{1,Rd}$	87,94	[kN*m]	Bending resistance	$M_{1,Rd} = 4.85 * [f_y * t_0^2 * d_1 / \sin(\theta_1)]^{1/4} * \beta * k_p / \gamma_{M5}$
$ M_1 \leq M_{1,Rd}$			$ 6,59 < 87,94$	verified (0,07)
$N_1/N_{1,Rd} + (M_1/M_{1,Rd})^2 \leq 1$			$ 0,48 < 1,00$	verified (0,48)

CHORD PUNCHING

DIAGONAL 2

$N_{2,Rd}$	1076,37	[kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = f_y * t_0^2 * \sqrt{3} * t_0 * \pi * d_2 * (1 + \sin(\theta_2)) / (2 * \sin^2(\theta_2)) / \gamma_{M5}$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$			$ -336,54 < 1076,37$	verified (0,31)
$M_{2,Rd}$	25,67	[kN*m]	Bending resistance	$M_{2,Rd} = [f_y * t_0^2 * d_2^2 / \sqrt{3}] * [(1 + 3 * \sin(\theta_2)) / (4 * \sin^2(\theta_2))] / \gamma_{M5}$
$ M_2 \leq M_{2,Rd}$			$ 0,00 < 25,67$	verified (0,00)
$N_2/N_{2,Rd} + (M_2/M_{2,Rd})^2 \leq 1$			$ 0,31 < 1,00$	verified (0,31)

DIAGONAL 1

$N_{1,Rd}$	1975,95	[kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = f_y * t_0^2 * \sqrt{3} * t_0 * \pi * d_1 * (1 + \sin(\theta_1)) / (2 * \sin^2(\theta_1)) / \gamma_{M5}$
$ N_1 \leq N_{1,Rd}$			$ 466,82 < 1975,95$	verified (0,24)
$M_{1,Rd}$	86,50	[kN*m]	Bending resistance	$M_{1,Rd} = [f_y * t_0^2 * d_1^2 / \sqrt{3}] * [(1 + 3 * \sin(\theta_1)) / (4 * \sin^2(\theta_1))] / \gamma_{M5}$
$ M_1 \leq M_{1,Rd}$			$ 6,59 < 86,50$	verified (0,08)
$N_1/N_{1,Rd} + (M_1/M_{1,Rd})^2 \leq 1$			$ 0,24 < 1,00$	verified (0,24)

CHORD SHEAR**DIAGONAL 2**

$A_v =$	79,58	[cm ²]	Shear area of the chord	$A_v = 2 \cdot A_{v0} / \pi$
$N_{2,Rd} =$	1735,69	[kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = f_{y0} \cdot A_v / [\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_2)] / \gamma_{M5}$
$ N_{2d} \leq N_{2,Rd}$			$ -336,54 < 1735,69$	verified (0,19)

DIAGONAL 1

$A_v =$	79,58	[cm ²]	Shear area of the chord	$A_v = 2 \cdot A_{v0} / \pi$
$N_{1,Rd} =$	1735,69	[kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = f_{y0} \cdot A_v / [\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_1)] / \gamma_{M5}$
$ N_{1d} \leq N_{1,Rd}$			$ 466,82 < 1735,69$	verified (0,27)

CHORD RESISTANCE

$V_{pl,Rd} =$	1631,01	[kN]	Plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{y0}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$			$ 438,67 < 1631,01$	verified (0,27)
$N_{0,Rd} =$	4333,41	[kN]	Tension capacity	$N_{0,Rd} = [(A_0 \cdot A_v) \cdot f_{y0} + A_v \cdot f_{y0} \cdot \sqrt{1 - (V_{Ed} / V_{pl,Rd})^2}] / \gamma_{M5}$
$ N_{0d} \leq N_{0,Rd}$			$ 367,16 < 4333,41$	verified (0,08)

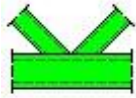
VERIFICATION OF WELDS**DIAGONAL 2**

$\beta_w =$	0,89		Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1,25		Partial safety factor	[Table 2.1]
Longitudinal weld				
$\sigma_{\perp} =$	-140,90	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	-140,90	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	-72,52	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_{t0} / \gamma_{M2}$			$ -140,90 < 352,80$	verified (0,40)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_{t0} / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$308,52 < 441,69$	verified (0,70)
Transverse inner weld				
$\sigma_{\perp} =$	-173,70	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	-121,62	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_{t0} / \gamma_{M2}$			$ -173,70 < 352,80$	verified (0,49)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_{t0} / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$273,03 < 441,69$	verified (0,62)
Transverse outer weld				
$\sigma_{\perp} =$	-121,62	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	-173,70	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_{t0} / \gamma_{M2}$			$ -121,62 < 352,80$	verified (0,34)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_{t0} / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$324,51 < 441,69$	verified (0,73)

DIAGONAL 1

$\beta_w =$	0,89		Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1,25		Partial safety factor	[Table 2.1]
Longitudinal weld				
$\sigma_{\perp} =$	103,31	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	103,31	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	53,18	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_{t0} / \gamma_{M2}$			$ 103,31 < 352,80$	verified (0,29)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_{t0} / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$226,22 < 441,69$	verified (0,51)
Transverse inner weld				
$\sigma_{\perp} =$	152,21	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	124,66	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_{t0} / \gamma_{M2}$			$ 152,21 < 352,80$	verified (0,43)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_{t0} / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$264,17 < 441,69$	verified (0,60)
Transverse outer weld				
$\sigma_{\perp} =$	53,70	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	102,52	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_{t0} / \gamma_{M2}$			$ 53,70 < 352,80$	verified (0,15)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_{t0} / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			$185,51 < 441,69$	verified (0,42)

A.3 Σύνδεση ράβδου με ράβδους χιαστί



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022

Design of truss node connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

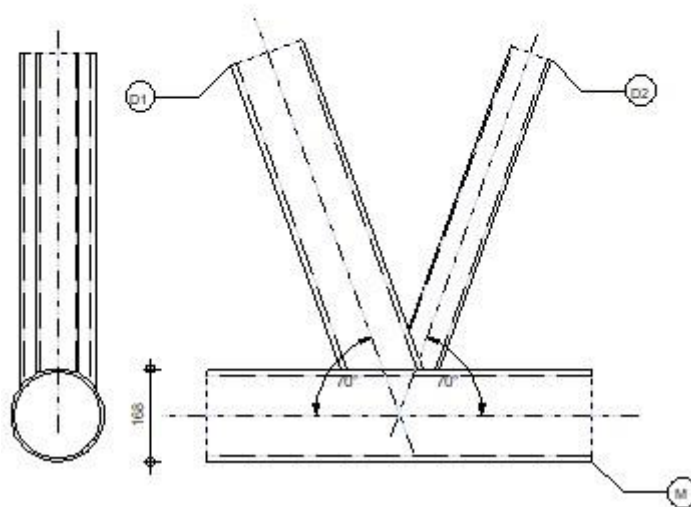


Ratio
0,97

D1 - CHS 139.7x10

D2 - CHS 76.1x5

M - CHS 168.3x12



GENERAL

Connection no.: 5
Connection name: Tube

GEOMETRY

MEMBERS

	Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post	
Section:	CHS 168.3x12	CHS 139.7x10	CHS 76.1x5		
	h	140	76		mm
	b _x	140	76		mm
	t _w	10	5		mm
	t _r	10	5		mm
	r	0	0		mm
Material:	s355	s355	s355		
	f _y	355,00	355,00	355,00	MPa
	f _u	490,00	490,00	490,00	MPa
Angle	θ	70,0	70,0		Deg
Length	l	3190	3190		mm

OFFSET

e₀ = 0 [mm] Offset

SPACINGS

θ₂ = -54 [mm] Spacing of 2nd diagonal

WELDS

a_d = 10 [mm] Thickness of welds of diagonals and posts

LOADS

Case: Manual calculations.

CHORD

$N_{01,Ed}$	=	-69,00	[kN]	Axial force
$M_{01,Ed}$	=	-15,00	[kN*m]	Bending moment
$N_{02,Ed}$	=	-114,60	[kN]	Axial force
$M_{02,Ed}$	=	-30,46	[kN*m]	Bending moment

DIAGONAL 1

N_1	=	460,00	[kN]	Axial force
M_1	=	9,02	[kN*m]	Bending moment

DIAGONAL 2

N_2	=	-198,50	[kN]	Axial force
M_2	=	0,00	[kN*m]	Bending moment

RESULTS

CAPACITY VERIFICATION EUROCODE 3: EN 1993-1-8:2005

 γ_{M5} = 1,00 Partial safety factor [Table 2.1]FAILURE MODES FOR JOINTS (CHS CHORD MEMBERS) [Table 7.2] for $N_{1,Rd}$ and [Table 7.5] for $M_{1,Rd}$

GEOMETRICAL PARAMETERS

β	=	0,64	Coefficient taking account of geometry of connection members	$\beta = (d_1 + d_2) / (2 \cdot d_0)$ [1.5 (6)]
γ	=	7,01	Coefficient taking account of geometry of the chord	$\gamma = b_0 / (2 \cdot t_0)$ [1.5 (6)]
k_g	=	1,83	Coefficient	$k_g = \gamma^{0.2} \cdot (1 + 0.024 \cdot \gamma^{1.2}) / (\exp(0.5 \cdot \gamma \cdot t_0^{-1.33}) + 1)$
η_p	=	0,45	Coefficient taking account of stresses in the chord	$\eta_p = \sigma_{p,Ed} / f_{y0}$
k_p	=	0,80	Coefficient taking account of stresses in the chord	$k_p = 1 - 0.3 \cdot \eta_p \cdot (1 + \eta_p)$

TUBE CHORD FACE FAILURE

DIAGONAL 2

$N_{2,Rd}$	=	511,41	[kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = [k_p \cdot k_g \cdot \eta_p \cdot f_{y0} \cdot t_0 \cdot \sin(\theta_2)] \cdot (1.8 + 10.2 \cdot d_2 / d_0) \cdot h_{TM5}$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$					$ -198,50 < 511,41$ verified (0,39)
$M_{2,Rd}$	=	27,34	[kN*m]	Bending resistance	$M_{2,Rd} = 4.85 \cdot [f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_2 / \sin(\theta_2)] \cdot \eta_p \cdot k_p \cdot h_{TM5}$
$ M_2 \leq M_{2,Rd}$					$ 0,00 < 27,34$ verified (0,00)
$N_2 / N_{2,Rd} + (M_2 / M_{2,Rd})^2 \leq 1$					$ 0,39 < 1,00$ verified (0,39)

DIAGONAL 1

$N_{1,Rd}$	=	511,41	[kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = [\sin(\theta_2) / \sin(\theta_1)] \cdot N_{2,Rd}$
$ N_1 \leq N_{1,Rd}$					$ 480,00 < 511,41$ verified (0,94)
$M_{1,Rd}$	=	50,19	[kN*m]	Bending resistance	$M_{1,Rd} = 4.85 \cdot [f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_1 / \sin(\theta_1)] \cdot \eta_p \cdot k_p \cdot h_{TM5}$
$ M_1 \leq M_{1,Rd}$					$ 9,02 < 50,19$ verified (0,18)
$N_1 / N_{1,Rd} + (M_1 / M_{1,Rd})^2 \leq 1$					$ 0,97 < 1,00$ verified (0,97)

CHORD PUNCHING

DIAGONAL 2

$N_{2,Rd}$	=	645,82	[kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = f_{y0} / \sqrt{3} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_2 \cdot (1 + \sin(\theta_2)) / (2 \cdot \sin^2(\theta_2)) \cdot h_{TM5}$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$					$ -198,50 < 645,82$ verified (0,31)
$M_{2,Rd}$	=	15,40	[kN*m]	Bending resistance	$M_{2,Rd} = [f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_2^2 / \sqrt{3}] \cdot [(1 + 3 \cdot \sin(\theta_2)) / (4 \cdot \sin^2(\theta_2))] \cdot h_{TM5}$
$ M_2 \leq M_{2,Rd}$					$ 0,00 < 15,40$ verified (0,00)
$N_2 / N_{2,Rd} + (M_2 / M_{2,Rd})^2 \leq 1$					$ 0,31 < 1,00$ verified (0,31)

DIAGONAL 1

$N_{1,Rd}$	=	1185,57	[kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = f_{y0} / \sqrt{3} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_1 \cdot (1 + \sin(\theta_1)) / (2 \cdot \sin^2(\theta_1)) \cdot h_{TM5}$
$ N_1 \leq N_{1,Rd}$					$ 480,00 < 1185,57$ verified (0,40)
$M_{1,Rd}$	=	51,90	[kN*m]	Bending resistance	$M_{1,Rd} = [f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_1^2 / \sqrt{3}] \cdot [(1 + 3 \cdot \sin(\theta_1)) / (4 \cdot \sin^2(\theta_1))] \cdot h_{TM5}$
$ M_1 \leq M_{1,Rd}$					$ 9,02 < 51,90$ verified (0,17)
$N_1 / N_{1,Rd} + (M_1 / M_{1,Rd})^2 \leq 1$					$ 0,44 < 1,00$ verified (0,44)

CHORD SHEAR

DIAGONAL 2

$A_v =$	37,49	[cm ²]	Shear area of the chord	$A_v = 2^2 A_0 / \pi$
$N_{2,Rd} =$	817,77	[kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = f_{y0} A_v [\sqrt{3} \sin(\theta_2)] / \gamma_{M5}$
$ N_{2d} \leq N_{2,Rd}$			$ -198,50 < 817,77$	verified (0,24)

DIAGONAL 1

$A_v =$	37,49	[cm ²]	Shear area of the chord	$A_v = 2^2 A_0 / \pi$
$N_{1,Rd} =$	817,77	[kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = f_{y0} A_v [\sqrt{3} \sin(\theta_1)] / \gamma_{M5}$
$ N_{1d} \leq N_{1,Rd}$			$ 480,00 < 817,77$	verified (0,59)

CHORD RESISTANCE

$V_{pl,Rd} =$	768,45	[kN]	Plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v f_{y0}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$
$ V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$			$ 451,05 < 768,45$	verified (0,59)
$N_{0,Rd} =$	1837,33	[kN]	Compression capacity	$N_{0,Rd} = [(A_0 - A_v) f_{y0} + A_v f_{y0} \sqrt{1 - (V_{Ed} / V_{pl,Rd})^2}] / \gamma_{M5}$
$ N_{0d} \leq N_{0,Rd}$			$ -114,60 < 1837,33$	verified (0,06)

VERIFICATION OF WELDS

DIAGONAL 2

$\beta_w =$	0,89		Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1,25		Partial safety factor	[Table 2.1]
Longitudinal weld				
$\sigma_{\perp} =$	-41,22	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	-41,22	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	-21,22	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u \gamma_{M2}$			$ -41,22 < 352,80$	verified (0,12)
$\sqrt{ \sigma_{\perp} ^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$			$90,27 < 441,69$	verified (0,20)
Transverse inner weld				
$\sigma_{\perp} =$	-50,82	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	-35,59	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u \gamma_{M2}$			$ -50,82 < 352,80$	verified (0,14)
$\sqrt{ \sigma_{\perp} ^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$			$79,89 < 441,69$	verified (0,18)
Transverse outer weld				
$\sigma_{\perp} =$	-35,59	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	-50,82	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u \gamma_{M2}$			$ -35,59 < 352,80$	verified (0,10)
$\sqrt{ \sigma_{\perp} ^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$			$94,95 < 441,69$	verified (0,21)

DIAGONAL 1

$\beta_w =$	0,89		Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1,25		Partial safety factor	[Table 2.1]
Longitudinal weld				
$\sigma_{\perp} =$	50,98	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	50,98	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	26,24	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u \gamma_{M2}$			$ 50,98 < 352,80$	verified (0,14)
$\sqrt{ \sigma_{\perp} ^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$			$111,62 < 441,69$	verified (0,25)
Transverse inner weld				
$\sigma_{\perp} =$	78,53	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	66,40	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u \gamma_{M2}$			$ 78,53 < 352,80$	verified (0,22)
$\sqrt{ \sigma_{\perp} ^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$			$139,26 < 441,69$	verified (0,32)
Transverse outer weld				
$\sigma_{\perp} =$	21,60	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	47,16	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u \gamma_{M2}$			$ 21,60 < 352,80$	verified (0,06)
$\sqrt{ \sigma_{\perp} ^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$			$84,49 < 441,69$	verified (0,19)

