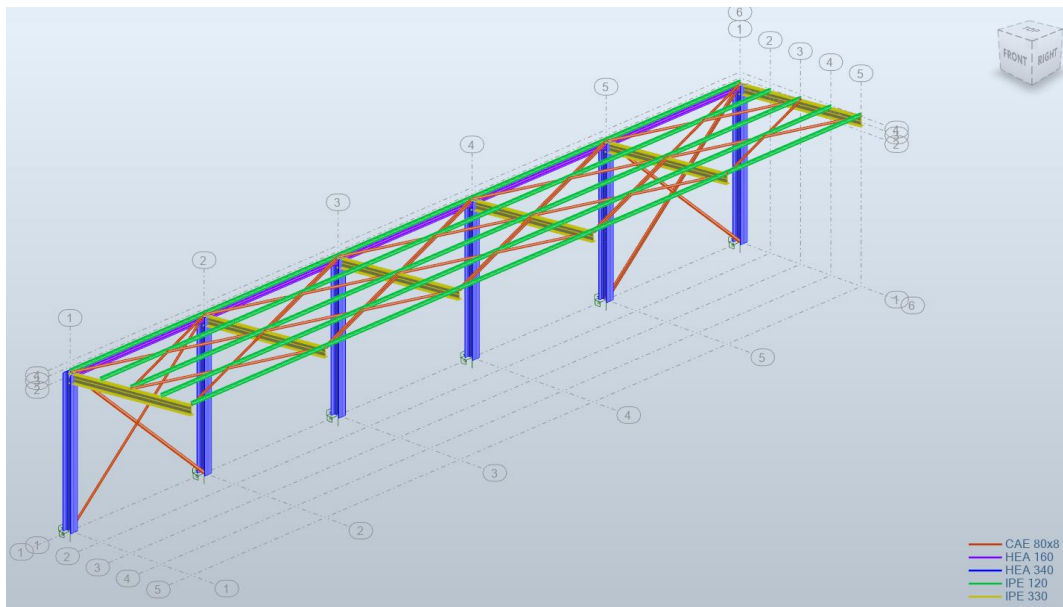




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟΥ ΚΕΡΚΙΔΑΣ ΓΗΠΕΔΟΥ



Διπλωματική εργασία
Μπούρας Αθανάσιος

EMK ΔΕ2022/16
Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος

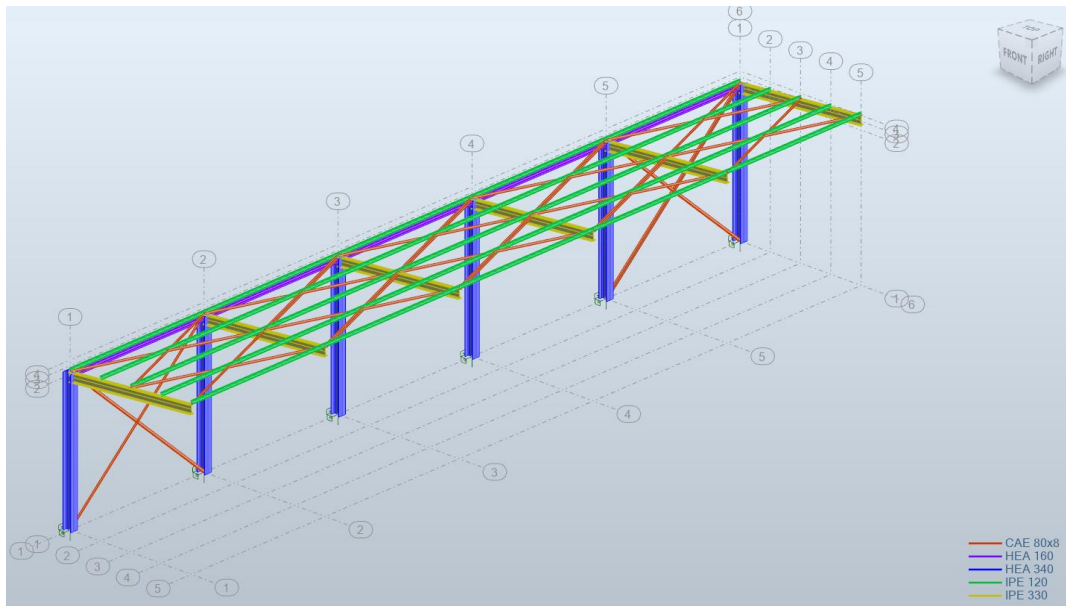
Αθήνα, Ιούλιος 2022



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟΥ ΚΕΡΚΙΔΑΣ ΓΗΠΕΔΟΥ



Διπλωματική εργασία
Μπούρας Αθανάσιος

EMK ΔΕ2022/16
Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος

Αθήνα, Ιούλιος 2022

Copyright©Μπούρας Αθανάσιος, Ιούλιος 2022

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

Copyright © Bouras Athanasios. July 2022

All rights reserved.

No part of the present thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated or transmitted in any form or by any means, electronic or mechanical, for commercial purpose, without the prior written permission of the author. Reproduction, storage and distribution for non-profit, educational or research purposes are permitted, provided the source is acknowledged and this message is retained. Questions regarding the use of the present thesis for profit should be addressed to the author. The approval of the present thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens does not imply acceptance of the views of the author (Law 5343/1932, Article 202).

Μπούρας Αθανάσιος (2022)

Σχεδιασμός Μεταλλικού Στεγάστρου Κερκίδας Γηπέδου

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2022/16

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Bouras Athanasios (2022)

Design of a Grandstand Steel Roof

Diploma Thesis

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω αρχικά τον καθηγητή μου στην Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ, κύριο Θανόπουλο Παύλο, για την συνεργασία, τις χρήσιμες συμβουλές και την αποτελεσματική καθοδήγηση καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της εργασίας.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω θερμά, τους γονείς, τους φίλους, τους συναδέλφους αλλά και τους μαθητές μου για την υποστήριξη τους σε όλη αυτή τη διαδρομή της νέας ακαδημαϊκής εμπειρίας.

Αφιέρωση

Στους γονείς μου: Γιάννη και Ρούλα



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2022/16

Σχεδιασμός Μεταλλικού Στεγάστρου Κερκίδας Γηπέδου

Αθανάσιος Μπούρας

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος Λέκτορας

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός μεταλλικού στεγάστρου για την κερκίδα θεατών του γηπέδου ποδοσφαίρου της Δημοτικής Κοινότητας Μελισίων. Η κατασκευή προβλέπεται να στεγάσει την υφιστάμενη κερκίδα του γηπέδου διαστάσεων 30m μήκος, 5m πλάτος και 5m ύψος. Η προβολή της συνολικής επιφάνειας κάλυψης είναι 150 m² και η χωρητικότητα της κερκίδας είναι 255 καθήμενων θεατών. Στόχος της παρούσας μελέτης είναι να επιλεγούν οι βέλτιστες διατομές για τη μόρφωση των μελών του φορέα που θα ικανοποιούν τόσο τα κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας όσο και τις οικονομικές απαιτήσεις. Παράλληλα, η συγκεκριμένη μόρφωση του φορέα επελέγη με κύριο γνώμονα την ταχύτητα ανέγερσης καθώς και την ευκολία εφαρμογής της μελέτης σε πιθανή μελλοντική επέκταση της κερκίδας ως επαναλαμβανόμενα τμήματα.

Η μελέτη, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του φορέα πραγματοποιήθηκαν με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis 2023 της Autodesk, σύμφωνα με τους ισχύοντες ευρωπαϊκούς κανονισμούς και τα ελληνικά εθνικά προσαρτήματα. Ο δομικός χάλυβας που επιλέγεται είναι ποιότητας S275 και όλες οι διατομές είναι πρότυπες. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν:

- Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις Σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1 – Δράσεις επί των Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 8 – Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2022/16

Design of a Grandstand Steel Roof

Athanasios Bouras

Supervisor: Pavlos Thanopoulos Lecturer

ABSTRACT

The subject of this thesis is the design, analysis and dimensioning of a steel roof for the grandstand of the municipal soccer field in Melissia, Athens. The structure is intended to roof the existing grandstand of dimensions 30m long, 5m wide and 5m high. The projected area of coverage is 150 m² and the attendance capacity is of 255 seated spectators. The purpose is to select the optimal sections for each member of the structure for all strength, serviceability and financial criteria to be met. At the same time, the specific formation of the bearing structure was chosen with the main consideration being the speed of erection as well as the ease of application of the study to a possible future extension of the grandstand as repeated modules.

The analysis and dimensioning of the structure were carried out via the usage of Robot Structural Analysis 2023 program of Autodesk, in accordance with the applicable Eurocodes and the corresponding Greek National Appendices. The structural steel selected is grade S275 and only rolled cross-sections are used. Specifically the following regulations were applied:

- Eurocode 0 – Basis of Structural Design
- Eurocode 1 – Actions on Structures
- Eurocode 3 – Design of Steel Structures
- Eurocode 8 – Design of Structures for Earthquake Resistance

Πίνακας περιεχομένων

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	Γενικά.....	1
1.2	Περιγραφή του έργου	2
1.3	Επιλογή διατομών για τα δομικά μέλη	2
1.3.1	Υποστυλώματα.....	2
1.3.2	Πρόβολοι.....	2
1.3.3	Τεγίδες.....	2
1.3.4	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	2
1.3.5	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	3
1.4	Επιλογή υλικών.....	3
1.4.1	Δομικός χάλυβας.....	3
1.4.2	Επικαλύψεις (πάνελ).....	3
2	ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	7
2.1	Γενικά	7
2.2	Μόνιμες δράσεις.....	8
2.3	Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις.....	8

2.4 Φορτίο χιονιού	9
2.5 Δράσεις ανέμου	11
2.6 Σεισμικές δράσεις	22
2.6.1 Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	22
2.6.2 Συντελεστής Σπουδαιότητας.....	24
2.6.3 Κατηγορία Εδάφους.....	25
2.6.4 Συντελεστής Συμπεριφοράς q.....	26
2.7 Συνδυασμοί δράσεων	26
2.7.1 Οριακές καταστάσεις	26
2.7.2 Συνδυασμοί φορτίσεων	27
3 ΈΛΕΓΧΟΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ .	30
3.1 Γενικά	30
3.2 Έλεγχοι χαλύβδινων μελών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα (EC3)	30
3.2.1 Κατάταξη διατομών	30
3.2.2 Αντοχή διατομών	35
3.2.3 Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας.....	42
3.2.4 Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση λειτουργίας	54
3.3 Συνδέσεις με κοχλίες.....	54
3.3.1 Γενικά	54
3.3.2 Τύποι συνδέσεων	55
3.3.3 Κοχλίες και εξαρτήματα	56
4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟΥ	62
4.1 Υποσύλωμα.....	65
4.2 Πρόβολος	66
4.3 Τεγίδα	67
4.4 Κεφαλοδοκός	68
4.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	69
4.7 Έλεγχος βελών.....	70
5 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ.....	75
5.1 Σύνδεση βάσης υποστυλώματος	75
5.2 Σύνδεση υποστυλώματος – προβόλου	76

5.3	Σύνδεση υποστυλώματος – κεφαλοδοκού	77
5.4	Σύνδεση κατακόρυφων χιαστί μέσω κομβοελάσματος	78
6	ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΕΙΣ	79
6.1	Κόστος κατασκευής.....	79
6.2	Απεικονίσεις	80
7	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	85
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	86
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	87
B.1	Σύνδεση βάσης υποστυλώματος.....	87
B.2	Σύνδεση υποστυλώματος - προβόλου	99
B.3	Σύνδεση υποστυλώματος - κεφαλοδοκού	116
B.4	Σύνδεση κατακόρυφων χιαστί μέσω κομβοελάσματος	125

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Το θέμα της παρούσας διπλωματικής εργασίας επιλέχθηκε λόγω του μεγάλου φάσματος εφαρμογής των μεταλλικών κατασκευών σε έργα Πολιτικού Μηχανικού, όπως αθλητικές εγκαταστάσεις, βιομηχανικά κτήρια, ιστοί τηλεπικοινωνίας, πυλώνες μεταφοράς ενέργειας, κλπ., γεγονός που αποδίδεται τόσο στην ταχεία όσο και στην οικονομικά αποδοτική κατασκευή τους. Συγκεκριμένα μελετήθηκε ο σχεδιασμός μεταλλικού στεγάστρου για την κερκίδα του υφιστάμενου γηπέδου ποδοσφαίρου της δημοτικής κοινότητας Μελισσίων του Δήμου Πεντέλης. Οι υπολογισμοί έγιναν με βάση τον Ευρωκώδικα και τα Εθνικά προσαρτήματά του και τα μοντέλα προσομοίωσης έγιναν με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional της Autodesk.



Σχήμα 1.1: Γήπεδο ποδοσφαίρου δημοτικής κοινότητας Μελισσίων

1.2 Περιγραφή του έργου

Το στέγαστρο θα αποτελείται από 6 υποστυλώματα ύψους 6m διατομής διπλού ταυ της σειράς HEA τα οποία θα αγκυρώνονται σε θεμέλια από οπλισμένο σκυρόδεμα στο έδαφος. Σε ύψος 5m σε κάθε υποσύλωμα θα τοποθετηθεί δοκός υψίκορμης διατομής της σειράς IPE μήκους 5m η οποία θα σχηματίζει με το οριζόντιο επίπεδο γωνία 5° προκειμένου να διευκολύνεται η ρύση των υδάτων προς την πίσω πλευρά του στεγάστρου έτσι ώστε να υπάρχει η λιγότερη δυνατή όχληση των θεατών. Εγκάρσια στις οριζόντιες δοκούς θα τοποθετηθούν τεγίδες διατομής της σειράς IPE ανά 1,25m πάνω στις οποίες θα φέρονται πάνελ επικαλύψεως διαστάσεων 6.00m x 1.00m x 50mm κατάλληλα για την προστασία των θεατών από τη βροχή, το χιόνι και την ηλιακή έκθεση. Στα δύο ακραία φατνώματα που δημιουργούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων τοποθετούνται κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (χιαστί) ενώ σε όλα τα φατνώματα στο οριζόντιο επίπεδο τοποθετούνται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ίδιας διατομής με τους κατακόρυφους. Όλες οι συνδέσεις μεταξύ των μελών θα είναι κοχλιωτές με προένταση για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και χωρίς προένταση για την οριακή κατάσταση αστοχίας .

1.3 Επιλογή διατομών για τα δομικά μέλη

1.3.1 Υποστυλώματα

Για τα υποστυλώματα προτιμήθηκε πλατύπελμη διατομή διπλού ταυ της σειράς HEA με κριτήριο την αντοχή της σε θλιπτικά φορτία και προσανατολίστηκε με τέτοιο τρόπο ώστε ο ισχυρός της άξονας να λειτουργεί στις κύριες δρώσες ροπές που αναπτύσσονται. Η εναλλακτική επιλογή ήταν η κυκλική διατομή που όμως θα παρουσίαζε σημαντικότερες δυσκολίες στις κοχλιωτές συνδέσεις.

1.3.2 Πρόβολοι

Για τους πρόβλους επιλέχθηκε υψίκορμη διατομή της σειράς IPE με κύριο γνώμονα τη λειτουργία τους σε καμπτικές ροπές.

1.3.3 Τεγίδες

Για την καλύτερη κατανομή των φορτίων από τα πάνελ χρησιμοποιήθηκαν τεγίδες της σειράς IPE οι οποίες επιλέχθηκαν όπως και οι διατομές των προβόλων με κύριο γνώμονα την λειτουργία τους σε καμπτικές ροπές.

1.3.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (χιαστί) αναπτύσσονται στο φάτνωμα μεταξύ δύο υποστυλωμάτων, λειτουργούν ως δικτυωτοί φορείς εντός του επιπέδου που ορίζεται από τα υποστυλώματα κι επομένως σχεδιάζονται μόνο έναντι αξονικών δυνάμεων θεωρώντας ότι το

ίδιο βάρος τους είναι πρακτικά αμελητέο για καμπτικές καταπονήσεις των χιαστί. Η κύρια λειτουργία τους είναι να παραλάβουν τα φορτία που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του στεγάστρου (κυρίως λόγω του σεισμού) και να τα μεταφέρουν ασφαλώς στη θεμελίωση. Επιλέχθηκαν γωνιακές διατομές.

1.3.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μορφώνονται στο κενό μεταξύ δύο διαδοχικών προβόλων, εντός του επιπέδου που αυτοί ορίζουν και λειτουργούν ως δικτυώματα όπως και οι κατακόρυφοι. Οι κυριότερες λειτουργίες τους είναι να μεταφέρουν τις οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις λόγω σεισμικής διέγερσης στο κατακόρυφο σύστημα δυσκαμψίας και να λειτουργούν επίσης ως στοιχεία δυσκαμψίας τα οποία, σε συνδυασμό με τις τεγίδες, εξασφαλίζουν πλευρικά τους προβόλους έναντι λυγισμού.

1.4 Επιλογή υλικών

1.4.1 Δομικός χάλυβας

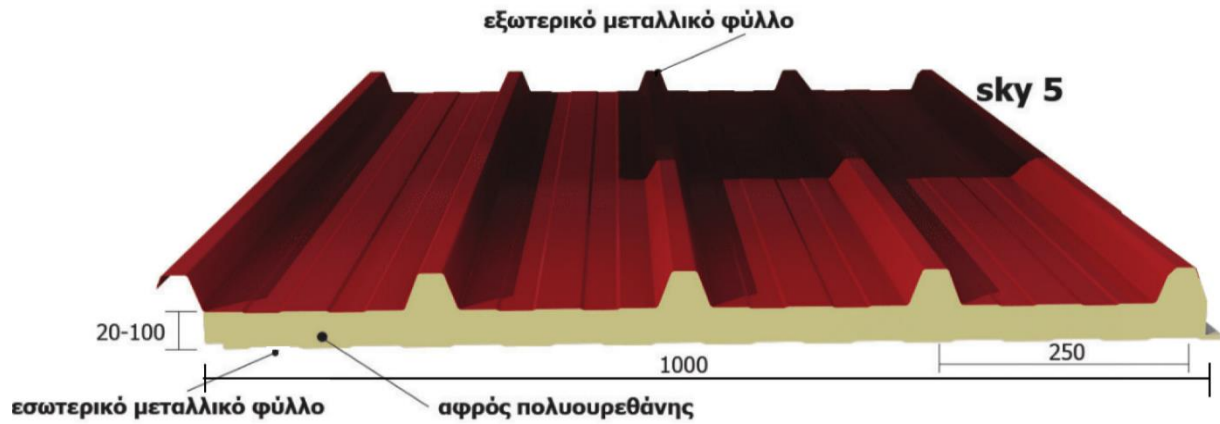
Ο δομικός χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα δομικά μέλη του στεγάστρου είναι κατηγορίας S275 με ιδιότητες και τιμές σχεδιασμού όπως επισημαίνονται στον παρακάτω πίνακα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα:

Πίνακας 1.1 : Ιδιότητες δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ (EN1993-1-1 §3.2.3)

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]
EN 10025	Κοινοί χάλυβες – Λεπτόκοκκοι χάλυβες			
S 235	235	360	215	360
S 275	275	390	245	370
S 355	355	490	325	470
S 420	420	510	390	490
S 460	460	540	410	510

1.4.2 Επικαλύψεις (πάνελ)

Για επικάλυψη του μεταλλικού στεγάστρου επιλέχθηκε πάνελ πολυουρεθάνης της εταιρείας Arkhon panel τύπος Sky 5 Roof panel, πάχους 50mm, σε χρώμα πράσινο για να ταιριάζει με τα χρώματα τις ομάδας που χρησιμοποιεί το γήπεδο, με στατική λειτουργία συνεχούς δοκού δύο ανοιγμάτων, τα τεχνικά χαρακτηριστικά του οποίου φαίνονται παρακάτω:



Σχήμα 1.2 : Πάνελ πολυουρεθάνης [15]

Πίνακας 1.2 : Πίνακες φορτίων με βάση το EN14509 [15]

Κατανομημένο φορτίο (kN/m ²)	Μέγιστα επιτρεπόμενα ανοίγματα [m]											
	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	2250	2500	2750	3000	3500
Sky 30	2.66	2.26	2.00	1.83	1.69	1.58	1.49	1.42	1.35	1.3	1.24	1.15
Sky 40	3.18	2.70	2.39	2.17	2.00	1.88	1.77	1.68	1.60	1.53	1.48	1.38
Sky 50	3.64	3.08	2.73	2.48	2.29	2.15	2.02	1.92	1.83	1.75	1.69	1.57
Sky 60	4.06	3.43	3.04	2.75	2.55	2.38	2.24	2.13	2.03	1.94	1.87	1.74
Sky 80	4.82	4.06	3.59	3.25	3.00	2.80	2.64	2.50	2.39	2.28	2.20	2.05
Sky 100	5.50	4.62	4.08	3.70	3.41	3.18	3.00	2.84	2.71	2.59	2.49	2.32

Κατανομημένο φορτίο (kN/m ²)	Μέγιστα επιτρεπόμενα ανοίγματα [m]											
	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	2250	2500	2750	3000	3500
Sky 30	2.97	2.48	2.19	1.98	1.82	1.70	1.60	1.51	1.44	1.37	1.31	1.23
Sky 40	3.51	2.94	2.58	2.33	2.14	2.00	1.88	1.78	1.68	1.62	1.55	1.44
Sky 50	4.00	3.34	2.93	2.64	2.43	2.27	2.12	2.01	1.91	1.82	1.76	1.63
Sky 60	4.43	3.69	3.24	2.91	2.68	2.50	2.35	2.22	2.11	2.02	1.94	1.80
Sky 80	5.20	4.33	3.79	3.42	3.14	2.99	2.74	2.59	2.47	2.36	2.26	2.11
Sky 100	5.89	4.90	4.28	3.87	3.55	3.30	3.10	2.93	2.79	2.67	2.56	2.38

Πίνακας 1.3 : Χαρακτηριστικά πάνελ [15]

Polyurethane panel thickness (mm)	20	30	40	50	60	80	100
Συνολικό ύψος πάνελ (mm)	58	68	78	88	98	118	138
Βάρος kg/m²	10.1	10.5	10.8	11.2	11.6	12.4	13.3

2 ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Γενικά

Στόχος του μελετητή – μηχανικού κατά το σχεδιασμό ενός έργου είναι η ασφάλεια, η οικονομία, η λειτουργικότητα, η ανθεκτικότητα και η αισθητική. Το κανονιστικό εργαλείο που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα μελέτη είναι το πρότυπο EN 1991 του Ευρωκώδικα 1 που αφορά τις δράσεις. Ως κατηγορία διάρκειας ζωής σχεδιασμού του έργου, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EC1 επιλέχθηκε η 4 με ενδεικτική διάρκεια ζωής τα 50 χρόνια.

Πίνακας 2.1 Ενδεικτική διάρκεια ζωής σχεδιασμού σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EC1

Κατηγορία Διάρκειας Ζωής Σχεδιασμού	Ενδεικτική διάρκεια ζωής σχεδιασμού (χρόνια)	Παραδείγματα
1	10	Προσωρινές Κατασκευές ⁽¹⁾
2	25	Δομικά στοιχεία τα οποία μπορούν να αντικατασταθούν π.χ. εφέδρανα
3	25	Αγροτικές και παρεμφερείς κατασκευές
4	50	Κτήρια και παρεμφερή
5	100	Μνημειακά κτήρια, γέφυρες και άλλα τεχνικά έργα

(1) Οι φορείς και τα δομικά στοιχεία τα οποία μπορούν να αποσυναρμολογηθούν εν όψει επαναχρησιμοποίησής τους δεν θα πρέπει να θεωρούνται προσωρινά.

Οι δράσεις, για τις οποίες θα γίνει εκτενέστερη αναφορά σε επόμενες παραγράφους, ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο, κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες:

- Μόνιμες δράσεις
 - Ίδιο βάρος φορέα
 - Σταθερός εξοπλισμός (τα πάνελ επικαλύψεως καθώς και τυχόν ηλεκτρολογικός εξοπλισμός)
- Μεταβλητές δράσεις
 - Κινητό φορτίο
 - Χιόνι
 - Άνεμος
 - Σεισμός
- Τυχηματικές δράσεις
 - Πυρκαγιά

2.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο «μόνιμες» νοούνται όλες οι δράσεις που αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία χρονική διάρκεια η διαφοροποίηση του μεγέθους τους θεωρείται αμελητέα. Παλαιότερος όρος ο οποίος ωστόσο χρησιμοποιείται ακόμα ήταν «νεκρά φορτία» (dead loads) και περιλαμβάνει όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής.

Πιο συγκεκριμένα οι μόνιμες δράσεις που υπολογίστηκαν για το στέγαστρο της παρούσας μελέτης είναι:

- Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων από δομικό χάλυβα πυκνότητας $\rho = 7850 \text{ kg} / \text{m}^3$ ήτοι $78.5 \text{ kN} / \text{m}^3$.
- Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης το οποίο επί της ουσίας είναι το ίδιο βάρος των πάνελ. Τα συγκεκριμένα πάνελ που χρησιμοποιήθηκαν έχουν βάρος $11.2 \text{ kg} / \text{m}^2$ και προκύπτει ότι προσθέτουν στην κατασκευή μόνιμο φορτίο $0.112 \text{ kN} / \text{m}^2$ το οποίο κατανέμεται ομοιόμορφα επί των τεγίδων.

Σημείωση: Πιθανή εγκατάσταση ηλεκτρολογικού εξοπλισμού για φωτισμό θεωρήθηκε αμελητέα

2.3 Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις

Αναφέρονται συχνότερα κι ως «κινητά» φορτία και περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση της κατασκευής από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβής η θέση και το μέγεθός τους, για αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και λαμβάνονται «χαρακτηριστικές» τιμές ως τιμές εφαρμογής οι οποίες δίνονται από τους κανονισμούς:

- Με βάση τον EN 1991 υπολογίστηκε κινητό φορτίο $0.50 \text{ kN} / \text{m}^2$ όπως προκύπτει από τους εξής πίνακες:

Πίνακας 2.2 : Κατηγοριοποίηση στεγών με βάση το EN 1991-1-1

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις , όπως ελικοδρόμια

Πίνακας 2.3 : Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας H με βάση το EN 1991-1-1

Στέγη (κλίση < 20°)	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία H	0,5	1,0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Το q_k μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα είτε σε όλη τη στέγη είτε σε ένα τμήμα της στέγης εμβαδού, πάντως όχι μικρότερου, των 10m ² .		

2.4 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού s κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις, προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται δηλαδή στην οριζόντια προβολή της στέγης. Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 – Μέρος 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονόπτωσης, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων που αντιστοιχούν για έδαφος που βρίσκεται στην επιφάνεια της θάλασσας:

Ζώνη Α: Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

Ζώνη Γ: Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Ζώνη Β: Υπόλοιπη Χώρα.

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

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (2.1)$$

Όπου:

Το $s_{k,0}$ παίρνει τις τιμές 0.4 , 0.8 και 1.7 για τις ζώνες Α, Β και Γ αντίστοιχα και Α είναι το υψόμετρο της περιοχής για την οποία μελετάται το έργο, μετρημένο σε μέτρα (m) με ακρίβεια 100m και το οποίο στρογγυλεύεται στην αμέσως επόμενη εκατοντάδα.

Η δημοτική κοινότητα των Μελισίων βρίσκεται στην Αττική, επομένως ζώνη Β, το δε υψόμετρο είναι 290m άρα στρογγυλοποιείται και λαμβάνεται ίσο με 300m. Από την εξίσωση (2.1), προκύπτει:

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \stackrel{s_{k,0}=0.8}{A=300} = 0.8 \left(1 + \left(\frac{300}{917} \right)^2 \right) = 0.89 \text{ kN} / \text{m}^2$$

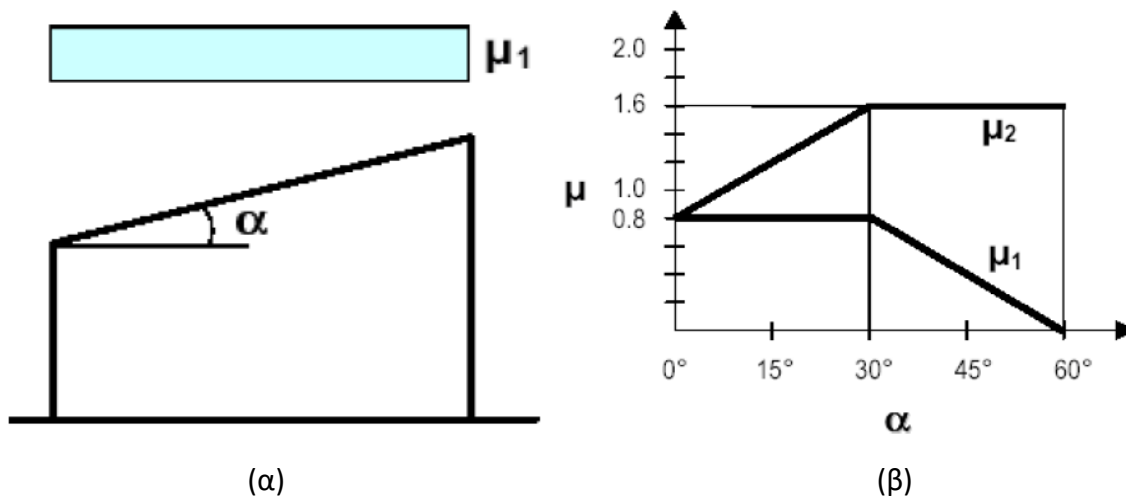
Το φορτίο χιονιού στη στέγη, s , προκύπτει από το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού εδάφους, s_k , (σε kN / m^2) τροποποιημένο με μια σειρά συντελεστών οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη τους:

- τη διαφοροποίηση του φορτίου από το έδαφος στη στέγη (συντελεστής σχήματος, μ_i),
- την έκθεση της στέγης στα καιρικά φαινόμενα (συντελεστής έκθεσης, C_e),
- την επίδραση της θερμοκρασίας στη συσσώρευση του χιονιού στη στέγη (θερμικός συντελεστής, C_t).

Είναι δηλαδή

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.2)$$

Για την μονοκλινή στέγη της παρούσας μελέτης λαμβάνεται $\mu_i = 0.8$, εφόσον η κλίση α είναι ίση με 4° , όπως προκύπτει από τον κανονισμό:



Σχήμα 2.1 : (α) Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού – μονοκλινής στέγη (β) Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Για την τιμή του συντελεστή C_e λαμβάνεται η μονάδα, όπως προκύπτει από τον εξής πίνακα:

Πίνακας 2.4 : Συνιστώμενες τιμές του C_e για διάφορα τοπογραφικά χαρακτηριστικά

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο ⁹	0,8
Κανονικό ¹⁰	1,0
Προφυλαγμένο ¹¹	1,2

⁹ Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.

¹⁰ Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού αναγλύφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

¹¹ Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.

Ο θερμικός συντελεστής C_t λαμβάνεται γενικά ίσος με τη μονάδα.

Οπότε τελικά, από την εξίσωση (2.2) προκύπτει:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.89 = 0.712 \text{ kN} / \text{m}^2$$

2.5 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, έχουν σημαίνοντα ρόλο και αποτελούν πολλές φορές τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορούν να προκαλέσουν ταλαντώσεις, για τις περισσότερες όμως κατασκευές η δυναμική επίδραση αυτή είναι μικρή, οπότε τα φορτία μπορούν να θεωρηθούν στατικά. Η πιο σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητά του. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης, είναι:

- Γεωγραφική θέση
- Φυσική θέση
- Τοπογραφία
- Διαστάσεις κτηρίων
- Μέση ταχύτητα ανέμου
- Σχήμα κατασκευής
- Κλίση στέγης
- Διεύθυνση ανέμου

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα προς τις επιφάνειες του στεγάστρου, w_e , προκύπτει από την εξής σχέση του Ευρωπαϊκού Προτύπου EN 1991-1-4:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{p,net} \quad (2.3)$$

Όπου:

$q_p(z_e)$: η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e : το ύψος αναφοράς για την πίεση

$c_{p,net}$: ο συντελεστής τελικής πίεσης.

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot I_v(z) \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.4)$$

Όπου:

ρ : η πυκνότητα του αέρα (εδώ λαμβάνεται η προτεινόμενη τιμή 1.25 kg/m^3)

$I_v(z)$: η ένταση στροβιλισμού σε ύψος z

$c_e(z)$: ο συντελεστής έκθεσης ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (2.5)$$

με το q_b να δηλώνει την βασική πίεση ίση με

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (2.6)$$

όπου v_b η βασική ταχύτητα ανέμου και ορίζεται συναρτήσει της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II και ισούται με:

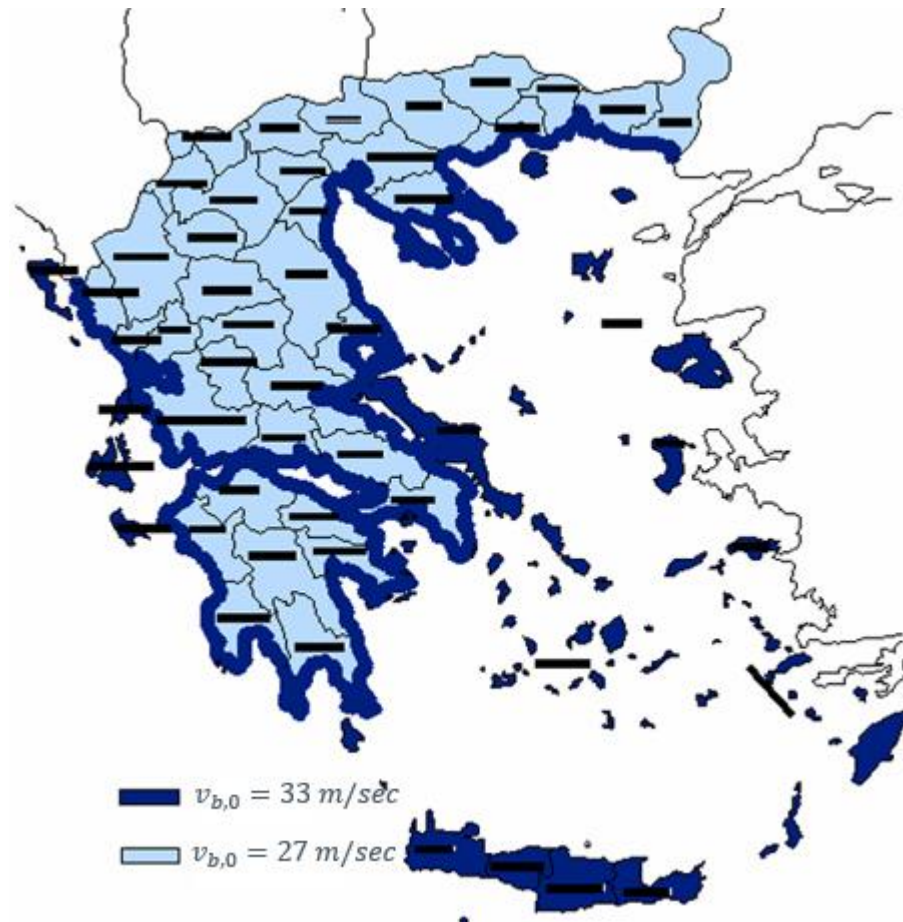
$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.7)$$

Στην τελευταία σχέση είναι:

c_{dir} : ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1.0)

c_{season} : ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1.0)

$v_{b,0}$: η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα σε 33 m/sec για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27 m/sec για την υπόλοιπη χώρα.



Σχήμα 2.2 : Χάρτης θεμελιωδών ταχυτήτων ανέμου της χώρας

Επειδή η δημοτική κοινότητα Μελισίων απέχει περισσότερα από 10km από τα παράλια (περίπου 13km προς τα ανατολικά με παρεμβαλλόμενο ορεινό όγκο και 19km προς τα δυτικά) λαμβάνεται $v_{b,0} = 27 \text{ m/sec}$, οπότε $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 27 = 27 \text{ m/sec}$.

$$\text{Επομένως } q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27^2 = 455.625 \text{ N/m}^2 = 0.456 \text{ kN/m}^2$$

Η περιοχή μελέτης προσεγγίζεται ανάμεσα στις κατηγορίες τραχύτητας εδάφους III και IV, ωστόσο επιλέγεται να καταταχθεί σαν III ως τη δυσμενέστερη μεταξύ των δύο κατηγοριών.

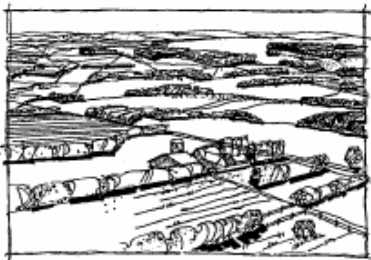
Πίνακας 2.5 : Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους και αντίστοιχοι ορισμοί



Κατηγορία εδάφους 0: Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα



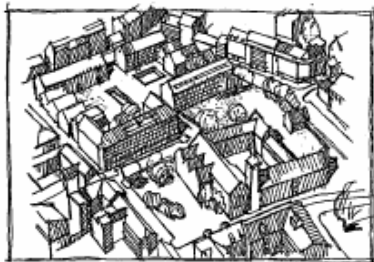
Κατηγορία εδάφους I: Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



Κατηγορία εδάφους II: Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων



Κατηγορία εδάφους III: Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτήρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)



Κατηγορία εδάφους IV: Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτήρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m

Η μέση ταχύτητα ανέμου v_m στην οποία πλέον λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της τραχύτητας μέσω του συντελεστή τραχύτητας $c_r(z)$ και της τοπογραφίας μέσω του συντελεστή αναγλύφου $c_o(z)$ δίνεται από την εξίσωση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (2.8)$$

όπου

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & \text{αν } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z_{\min}), & \text{αν } z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (2.9)$$

με

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (2.10)$$

και τις τιμές των παραμέτρων z_0 και z_{\min} από τον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 2.6 : Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους		z_0 (m)	z_{\min} (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτήρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτήρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Συνεπώς:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \stackrel{z_0=0.3}{z_{0,II}=0.05} = 0.19 \cdot \left(\frac{0.3}{0.05}\right)^{0.07} = 0.215 \text{ και}$$

$$c_r(z = 5.40) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.215 \cdot \ln\left(\frac{5.40}{0.30}\right) = 0.622 .$$

Για τον συντελεστή αναγλύφου $c_o(z)$ εφόσον θεωρήθηκε σχετικά επίπεδο επιλέχθηκε η προτεινόμενη τιμή της μονάδας.

Έτσι η εξίσωση (2.8) έδωσε: $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0.622 \cdot 1 \cdot 27 = 16.81 \text{ m/sec}$.

Η ένταση στροβιλισμού του ανέμου σε ύψος z δίνεται από τη σχέση:

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ I_v(z_{\min}) & \text{για } z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (2.11)$$

Επομένως για $z = 5.40 \text{ m}$ προκύπτει: $I_v(z = 5.40) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{5.40}{0.3}\right)} = 0.346$, όπου για την τιμή του

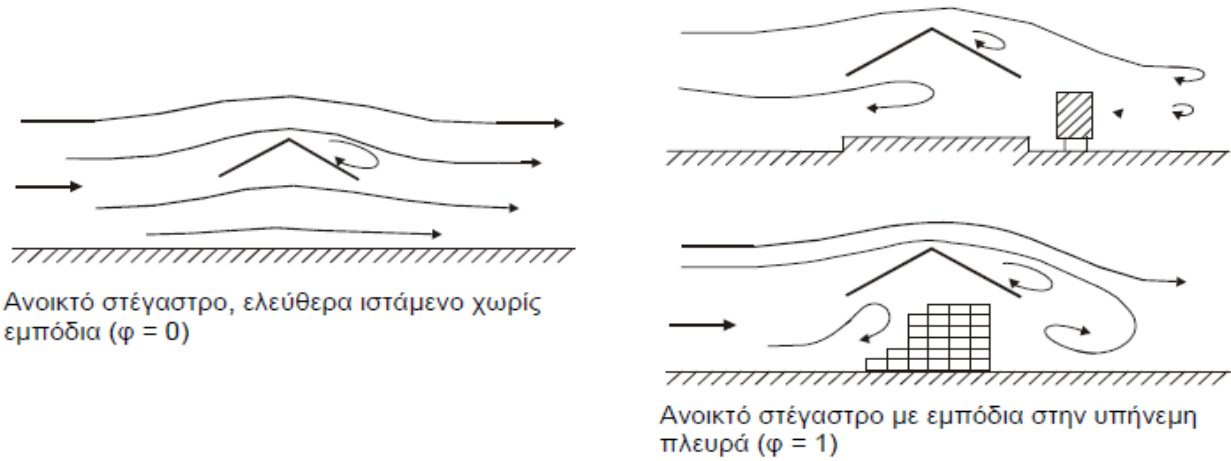
k_I λήφθηκε σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα η μονάδα.

Οπότε από την εξίσωση (2.4) η πίεση ταχύτητας αιχμής υπολογίζεται ως:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0.346] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 16.81^2 = 604.36 \text{ N/m}^2 = 0.604 \text{ kN/m}^2$$

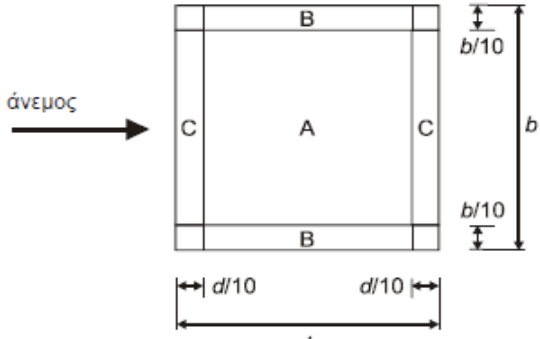
Κι έτσι ο συντελεστής έκθεσης είναι ίσος με: $c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{0.604}{0.456} = 1.324$.

Για τους καθολικούς συντελεστές δύναμης του ανέμου λήφθηκαν οι τιμές για κλίση στέγης $\alpha = 5^\circ$ καθότι η παρούσα κατασκευή έχει κλίση 4° αλλά με γραμμική παρεμβολή προκύπτουν τιμές με αμελητέα απόκλιση. Επίσης το στέγαστρο έχει κατασκευή που εμποδίζει τη ροή του ανέμου από τη μια πλευρά, άρα λήφθηκε συντελεστής παρεμπόδισης $\varphi = 1$.



Σχήμα 2.3 : Ροή αέρα σε ανοιχτά στέγαστρα

Πίνακας 2.7 : Πίνακας των $C_{p,net}$ και C_f τιμές για μονοκλινή στέγαστρα

<p style="text-align: center;">Συντελεστές τελικής πίεσης $C_{p,net}$ Υπόμνημα καθορισμού ζωνών</p> 					
Γωνία κλίσης στέγης α	Συντελεστής παρεμπόδισης ϕ	Καθολικοί συντελεστές δύναμης c_f	Ζώνη Α	Ζώνη Β	Ζώνη C
0°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 0,2 - 0,5 - 1,3	+0,5 - 0,6 - 1,5	+1,8 - 1,3 - 1,8	+1,1 - 1,4 - 2,2
5°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 0,4 - 0,7 - 1,4	+ 0,8 - 1,1 - 1,6	+2,1 - 1,7 - 2,2	+1,3 - 1,8 - 2,5
10°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 0,5 - 0,9 - 1,4	+ 1,2 - 1,5 - 2,1	+ 2,4 - 2,0 - 2,6	+1,6 - 2,1 - 2,7
15°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 0,7 - 1,1 - 1,4	+ 1,4 - 1,8 - 1,6	+ 2,7 - 2,4 - 2,9	+ 1,8 - 2,5 - 3,0
20°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 0,8 - 1,3 - 1,4	+ 1,7 - 2,2 - 1,6	+ 2,9 - 2,8 - 2,9	+ 2,1 - 2,9 - 3,0
25°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 1,0 - 1,6 - 1,4	+ 2,0 - 2,6 - 1,5	+ 3,1 - 3,2 - 2,5	+ 2,3 - 3,2 - 2,8
30°	Max για όλα τα ϕ Min για $\phi = 0$ Min για $\phi = 1$	+ 1,2 - 1,8 - 1,4	+ 2,2 - 3,0 - 1,5	+ 3,2 - 3,8 - 2,2	+ 2,4 - 3,6 - 2,7
<p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ θετικές τιμές δείχνουν δράση του ανέμου με φορά προς τα κάτω αρνητικές τιμές δείχνουν δράση του ανέμου με φορά προς τα άνω</p>					

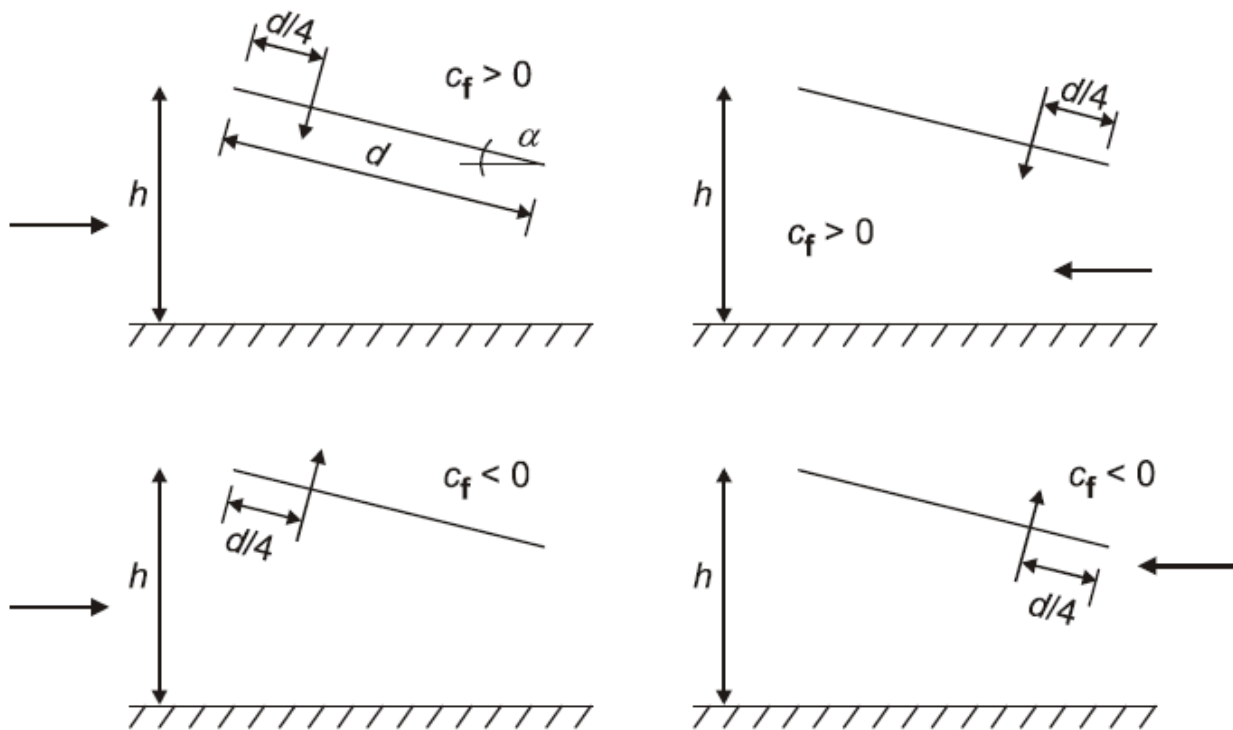
Συμπεώς: $\max c_f = +0.4$ και $\min c_f = -1.4$.

Οπότε οι συνολικές δυνάμεις προκύπτουν ως εξής:

$$F^+ = q_p(z_e) \cdot \max c_f \cdot \frac{d}{\cos \alpha} \cdot b = 0.604 \cdot 0.4 \cdot \frac{5}{\cos 4^\circ} \cdot 30 = 36.33 \text{ kN} \quad (2.12)$$

$$F^- = q_p(z_e) \cdot \min c_f \cdot \frac{d}{\cos \alpha} \cdot b = 0.604 \cdot (-1.4) \cdot \frac{5}{\cos 4^\circ} \cdot 30 = -127.15 \text{ kN} \quad (2.13)$$

Οι θέσεις των συνισταμένων λαμβάνονται όπως υποδεικνύει ο Ευρωκώδικας στα σημεία που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 2.4 : Θέση της συνισταμένης δύναμης για μονοκλινή στέγαστρα

Οι τελικές πιέσεις ανά ζώνη με βάση τον τύπο (2.3): $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{p,net}$ φαίνονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω πίνακα. Σημειώνεται ότι για περιοχές του στεγαστρου μετά την μέγιστη παρεμπόδιση, μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές του $c_{p,net}$ για $\varphi = 0$ ωστόσο για λόγους ομοιομορφίας της κατασκευής για το σχεδιασμό όλων των στοιχείων χρησιμοποιήθηκαν οι δυσμενέστερες τιμές τοπικών μέγιστων πιέσεων για $\varphi = 1$:

Πίνακας 2.8 : Συντελεστές τελικής πίεσης και τελικές πιέσεις ανά ζώνη

Συντελεστές τελικής πίεσης και τελικές πιέσεις ανά ζώνη				
Για $\alpha=5^\circ$ και $\phi=1$ και $\phi=0$ μονοκλινούς στεγάστρου				
Ζώνες		A	B	C
$c_{p,net}$	max	0,8	2,1	1,3
	min ($\phi=0$)	-1,1	-1,7	-1,8
	min ($\phi=1$)	-1,6	-2,2	-2,5
$q_p(z_e)$		0,604 kN/m ²		
w_e	max	0,483	1,268	0,785
	min ($\phi=0$)	-0,664	-1,027	-1,087
	min ($\phi=1$)	-0,966	-1,329	-1,510

Για τα μονοκλινή στέγαστρα ο Ευρωκώδικας υποδεικνύει ότι η περίπτωση φόρτισης που πρέπει να αναλαμβάνουν είναι με μηδενική πίεση στη μισή κεκλιμένη επιφάνεια και στην υπόλοιπη το κέντρο πίεσης λαμβάνεται σε απόσταση $\frac{d}{4}$ από το προσήνεμο άκρο (d: η διάσταση κατά τη διεύθυνση του ανέμου)

Επιπλέον στα ανοιχτά στέγαστρα επιβάλλεται να ληφθεί υπόψη και η δύναμη τριβής από τον άνεμο η οποία υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr} \quad (2.14)$$

όπου

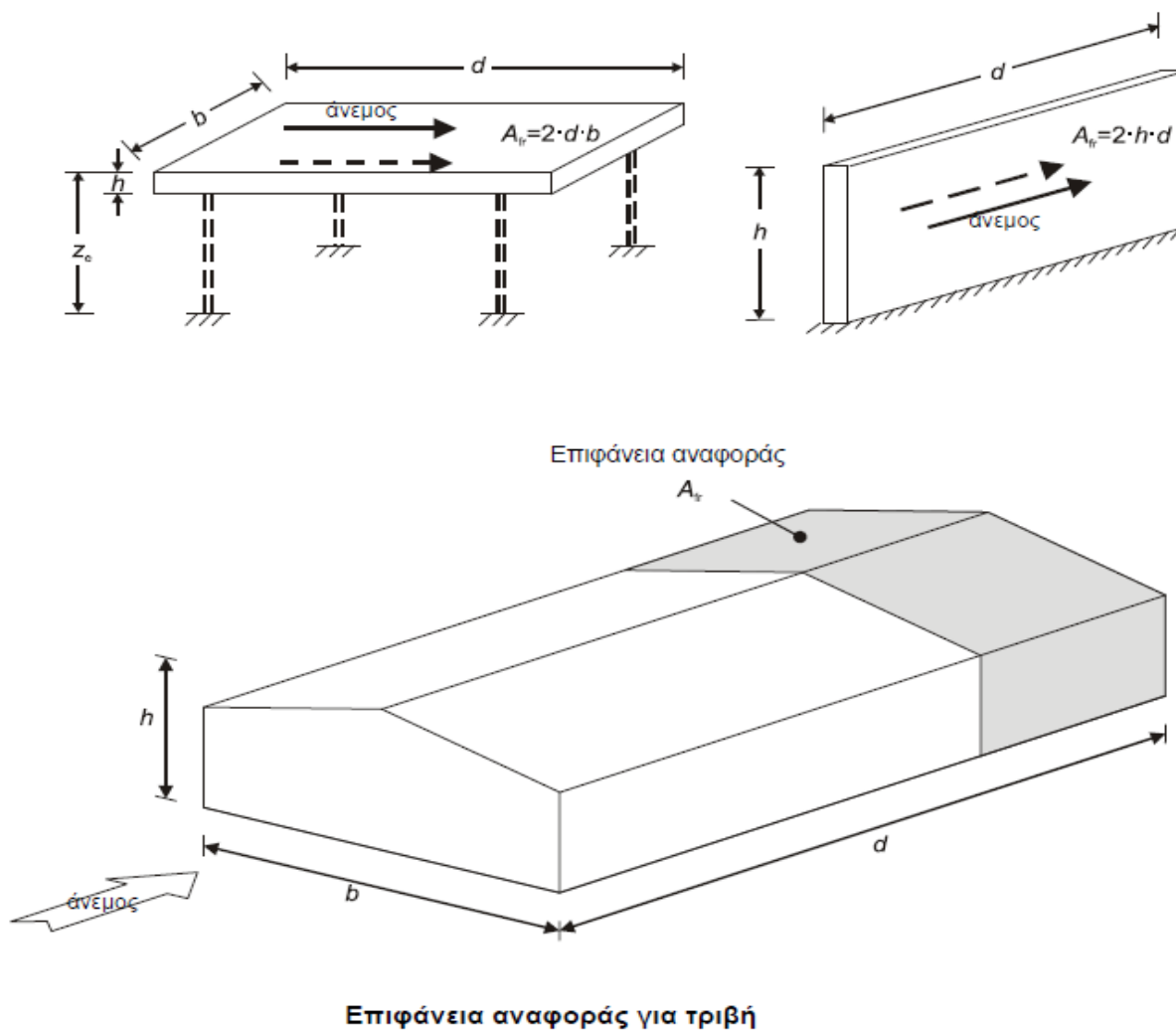
c_{fr} : ο συντελεστής τριβής

A_{fr} : το εμβαδόν της εξωτερικής επιφάνειας παράλληλα προς τον άνεμο.

Η δύναμη τριβής θα ληφθεί υπόψη μόνο για διεύθυνση ανέμου παράλληλη στο μέτωπο του στεγάστρου γιατί ο κανονισμός δηλώνει ότι οι συγκεκριμένες δυνάμεις θα εφαρμόζονται μόνο στο τμήμα των εξωτερικών επιφανειών παράλληλα με τον άνεμο που βρίσκονται ωστόσο πέραν μιας απόστασης από το προσήνεμο άκρο, ίσης με τη μικρότερη των $2 \cdot b$ ή $4 \cdot h$. Εδώ $\min\{2 \cdot b; 4 \cdot h\} = \min\{2 \cdot 5; 4 \cdot 5 \cdot 40\} = 10m$. Άρα $A_{fr} = 2 \cdot d \cdot b \Big|_{\substack{d=20m \\ b=5m}} = 2 \cdot 20 \cdot 5 = 200m^2$ (Η επιφάνεια προφανώς είναι και από τις δύο πλευρές του στεγάστρου: εξωτερική – εσωτερική). Για το παρών στέγαστρο λήφθηκε $c_{fr} = 0.04$ καθότι υπάρχει πτυχές και νευρώσεις κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση.

Πίνακας 2.9 : Συντελεστές τριβής C_{fr} για τοίχους, στηθαία και επιφάνειες στεγών

Επιφάνεια	Συντελεστής τριβής C_{fr}
Ομαλή (π.χ. χάλυβας, λείο σκυρόδεμα)	0,01
Τραχεία (π.χ. τραχύ σκυρόδεμα)	0,02
Πολύ τραχεία (π.χ. κυματώσεις, νευρώσεις, πτυχώσεις)	0,04



Σχήμα 2.5

Τελικά η εξίσωση (2.14) δίνει για τη δύναμη τριβής: $F_{fr} = 0.04 \cdot 0.604 \cdot 200 = 4.83kN$.

2.6 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος οριζόντιες και κατακόρυφες επιταχύνσεις, που οδηγούν στη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Οι δυσμενέστερες συνήθως είναι οι οριζόντιες (χωρίς αυτό να σημαίνει ότι δεν έχουν σημειωθεί περιπτώσεις όπου οι κατακόρυφες απέβησαν καταστροφικές για την κατασκευή).

Η Ελλάδα, βρισκόμενη σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή, καλύπτει τα λεγόμενα έργα «κανονικού κινδύνου» με τον ΕΑΚ 2000 ως νόμο του κράτους, ενώ το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1998 με τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα έρχεται να συμπληρώσει τον ΕΑΚ 2000 και σταδιακά μετά από κάποιο χρονικό διάστημα να τον αντικαταστήσει κίολας.

2.6.1 Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις της κατασκευής λόγω του σεισμικού επεισοδίου οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται μεν στις τυχηματικές αλλά δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Η μοναδική παράμετρος που συμβατικά καθορίζει την ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση A , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας που βρίσκεται το έργο. Η υποδιαίρεση του Ελλαδικού χώρου έχει γίνει με τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I έως III) όπως φαίνονται στον παρακάτω χάρτη. Σε κάθε Ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A με βάση τη σχέση:

$$A = a \cdot g, \quad \text{όπου:}$$

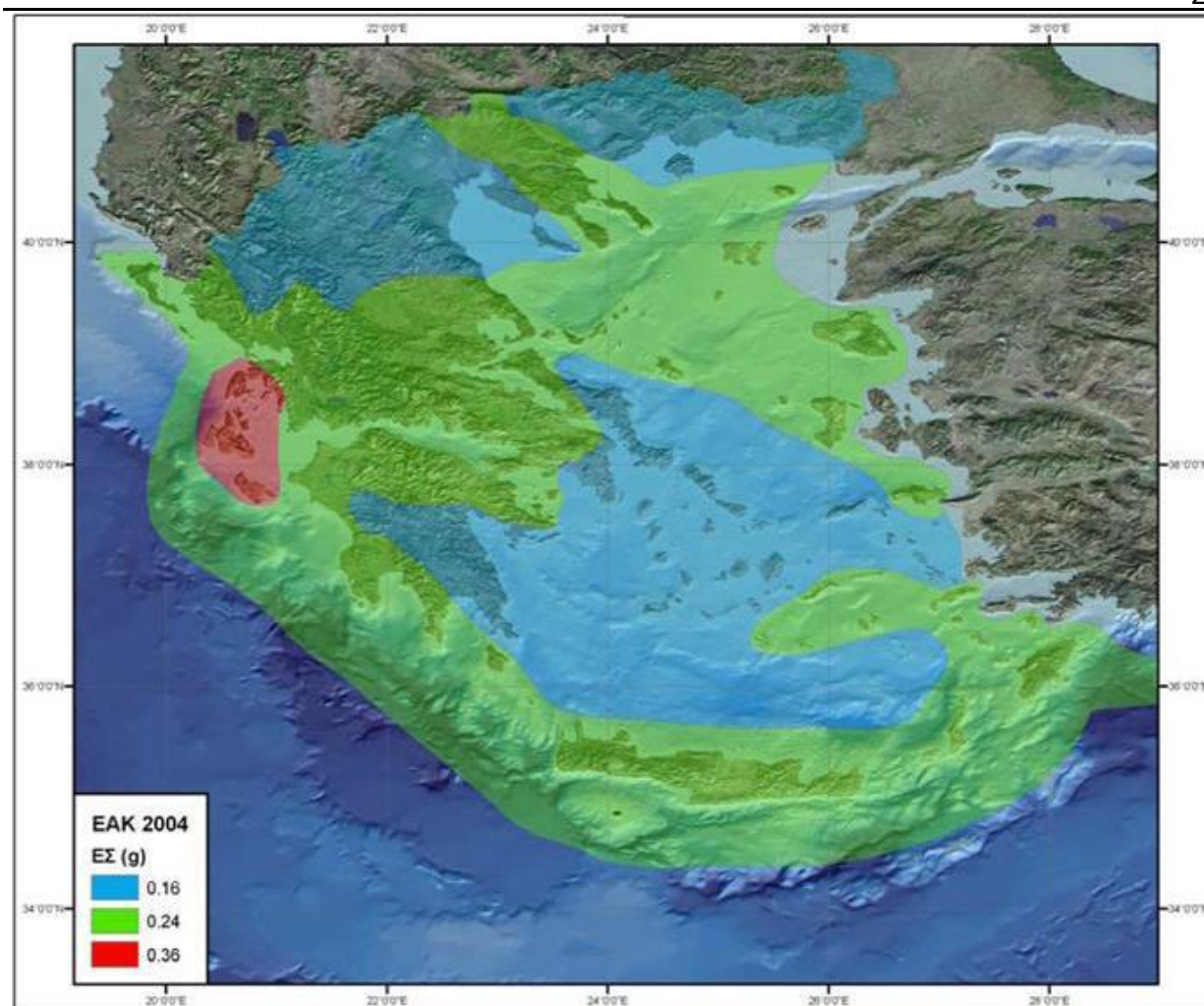
$$g: \text{ η επιτάχυνση της βαρύτητας και}$$

$$a = 0,16 \quad \text{για τη Ζώνη I} \tag{2.15}$$

$$a = 0,24 \quad \text{για τη Ζώνη II}$$

$$a = 0,36 \quad \text{για τη Ζώνη III}$$

και για την τιμή αυτή λογίζεται μια πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή αλλιώς περίοδος επαναφοράς τα 475 χρόνια)



Σχήμα 2.6

Η κατασκευή βρίσκεται στην περιοχή των Μελισσίων, άρα με βάση το Εθνικό Προσάρτημα εντός της Ζώνης Ι άρα $A = 1,6m/sec^2$ ^{$a=0.16$} :

Πίνακας 2.10 Κατανομή Νομών και Δήμων στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.

A/A Νομού	Νομός	Δήμοι	Ζώνη	a_{gR}/g
1	ΑΘΗΝΩΝ	Δ. ΚΗΦΙΣΙΑΣ	Z1	0,16
		Δ. ΜΕΛΙΣΣΙΩΝ	Z1	0,16

2.6.2 Συντελεστής Σπουδαιότητας

Στους παρακάτω πίνακες φαίνονται οι κατηγορίες σπουδαιότητας και οι αντίστοιχοι συντελεστές με βάση τον Ευρωκώδικα:

Πίνακας 2.11 : Κατηγορίες σπουδαιότητας με βάση τον Ευρωκώδικα

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

Πίνακας 2.12 : Συντελεστές σπουδαιότητας με βάση τον Ευρωκώδικα

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

Το παρών στέγαστρο κατατάσσεται στην κατηγορία II άρα επιλέγεται συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I = 1,20$.

2.6.3 Κατηγορία Εδάφους

Η κατάταξη των εδαφών για τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών γίνεται σε πέντε (5) κατηγορίες όπως φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 2.13 : Κατηγορία εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			

Και οι τιμές των παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης είναι:

Πίνακας 2.14 : Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Το έδαφος στη συγκεκριμένη κατασκευή είναι τύπου B.

2.6.4 Συντελεστής Συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα μιας κατασκευής να απορροφά τη σεισμική ενέργεια που δέχεται μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των μελών του, χωρίς να απομειώνεται δραστικά η αντοχή της κατασκευής. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q με την οποία διαιρείται το ελαστικό φάσμα που χρησιμοποιείται στη γραμμική ανάλυση εξαρτάται από την κατηγορία πλαστιμότητας που επιλέγεται, την τιμή του κατασκευαστικού συστήματος παραλαβής των σεισμικών φορτίων και την κανονικότητα της κατασκευής. Επιλέγεται ο συντελεστής συμπεριφοράς $q = 1,50$ για το στέγαστρο της παρούσας μελέτης γιατί ο σεισμός δεν είναι ιδιαίτερα δυσμενές φορτίο για το φορέα και αποφεύγεται ο ικανοτικός σχεδιασμός που απαιτείται σε κτηριακά έργα.

2.7 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μια από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

2.7.1 Οριακές καταστάσεις

Προκειμένου να σχεδιαστεί επαρκώς η εκάστοτε κατασκευή, εξετάζεται πώς αυτή συμπεριφέρεται στους συνδυασμούς δράσεων. Η κατασκευή πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις αντοχής, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας των κατασκευαστικών κανονισμών

ώστε να παραμένει κατάλληλο για χρήση. Οι οριακές καταστάσεις που ορίζονται είναι εκείνες, πέραν από τις οποίες ο φορέας ή κάποιο τμήμα του, παύει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις σχεδιασμού. Διακρίνονται στις εξής δύο κατηγορίες:

- Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ΟΚΑ) – Ultimate Limit States (ULS): πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ, που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.
- Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) – Serviceability Limit States (SLS): μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ, που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

2.7.2 Συνδυασμοί φορτίσεων

Παρακάτω ακολουθεί εκτενής αναφορά στους συνδυασμούς δράσεων και επεξήγηση αυτών:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_p P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Οριακή κατάσταση αστοχίας για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } A_d \text{ "+" } \psi_{1,1} \text{ (ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Οριακή κατάσταση αστοχίας για καταστάσεις σεισμού:

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

- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Συχνός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Το σύμβολο "+" σημαίνει «επαλληλία με» δηλαδή επαλληλία δράσεων (ήτοι ταυτόχρονη συνύπαρξη διαφόρων δράσεων) και όχι αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση.

Πίνακας 2.15 : Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για κτήρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλ. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Συνδυασμοί φορτίσεων στην παρούσα εργασία:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας, για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

Συνδυασμός με δυσμενή τα μεταβλητά φορτία σε σχέση με τον άνεμο:

- Επικρατέστερο μεταβλητό φορτίο: χιόνι
 $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W + 1,50 \cdot 0,00 \cdot Q$
- Επικρατέστερο μεταβλητό φορτίο: άνεμος (προς τα κάτω)
 $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,00 \cdot Q$

Συνδυασμός με ευμενή τα μεταβλητά φορτία σε σχέση με τον άνεμο:

- Επικρατέστερο μεταβλητό φορτίο: άνεμος (προς τα πάνω)
 $1,00 \cdot G + 1,50 \cdot W$

- Οριακή κατάσταση αστοχίας, για καταστάσεις σεισμού:
 - Σεισμός κατά Χ:
 $1,00 \cdot G \pm 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y$
 - Σεισμός κατά Υ:
 $1,00 \cdot G \pm 1,00 \cdot E_y \pm 0,30 \cdot E_x$
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:
 - Επικρατέστερο μεταβλητό φορτίο: χιόνι
 $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot S + 0,60 \cdot W$
 - Επικρατέστερο μεταβλητό φορτίο: άνεμος (προς τα κάτω)
 $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot W + 0,50 \cdot S$
 - Επικρατέστερο μεταβλητό φορτίο: άνεμος (προς τα πάνω)
 $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot W$

όπου:

G : Τα μόνιμα φορτία (ίδιο βάρος φορέα και πρόσθετα μόνιμα)

S : Το φορτίο χιονιού

W : Το φορτίο του ανέμου

E_x : Σεισμικό φορτίο κατά Χ

E_y : Σεισμικό φορτίο κατά Υ

Στο πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε (*Robot*) δημιουργήθηκαν τα κατάλληλα *load cases* και *load combinations* όπως φαίνονται στο παράρτημα Α και έγινε επίλυση και διαστασιολόγηση του φορέα.

3 ΈΛΕΓΧΟΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ

3.1 Γενικά

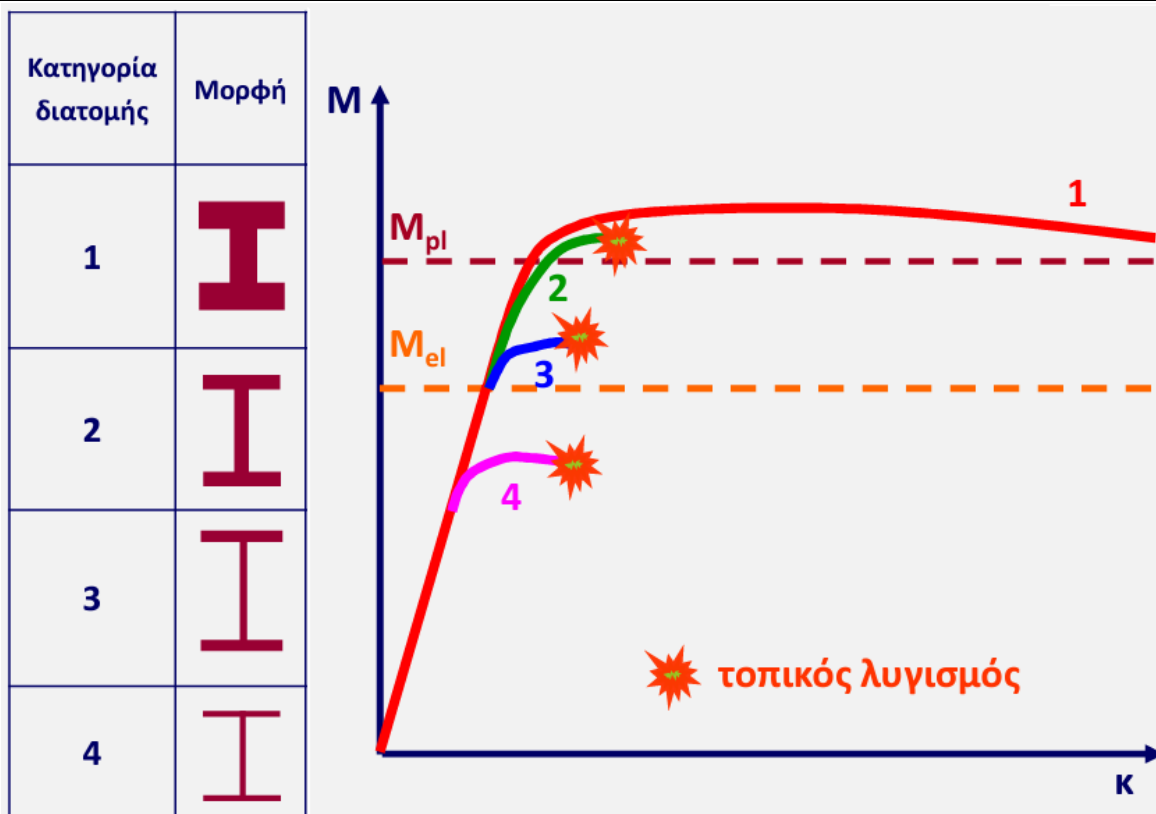
Όπως έχει αναφερθεί, το πρόγραμμα μέσω του οποίου έγινε η ανάλυση της κατασκευής είναι το Robot Structural Analysis 2023 της Autodesk. Στο περιβάλλον του προγράμματος σχεδιάστηκε ο φορέας και υπολογίστηκαν τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσουν τα διάφορα δομικά μέλη για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που ορίστηκαν. Έπειτα με βάση τον Ευρωκώδικα επιλέχτηκαν οι βέλτιστες διατομές από μια ομάδα διατομών κάθε φορά, ώστε να πληρούνται οι έλεγχοι αφενός αλλά και οικονομοτεχνικά κριτήρια αφετέρου. Οι έλεγχοι που έγιναν καθώς και ο φορέας αναλύεται στη συνέχεια στα επιμέρους στοιχεία του καθώς και οι συνδέσεις μεταξύ τους.

3.2 Έλεγχοι χαλύβδινων μελών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα (EC3)

3.2.1 Κατάταξη διατομών

Σύμφωνα με το πρότυπο EN1993 ο προσδιορισμός των τιμών αντοχής σχεδιασμού των διατομών γίνεται με βάση την κατάταξή τους στις κάτωθι τέσσερις κατηγορίες ανάλογα με τη ροπή αντοχής, τη στροφική ικανότητα αλλά και την αντοχή σε λυγισμό:

- **Κατηγορία 1:** Είναι εκείνες που δύνανται να εμφανίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- **Κατηγορία 2:** Είναι εκείνες που δύνανται να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, ωστόσο έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- **Κατηγορία 3:** Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους μπορεί να φτάσει την αντοχή διαρροής (με την υπόθεση ελαστικής κατανομής τάσεων), αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη πλαστικής ροπής αντοχής.
- **Κατηγορία 4:** Είναι εκείνες όπου ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.



Σχήμα 3.1

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορία 1 και 2: η πλαστική ροπή

$$(M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y) \quad (3.1)$$

Κατηγορία 3: η ελαστική ροπή

$$(M_{el} = W_{el} \cdot f_y) \quad (3.2)$$

Κατηγορία 4: η ροπή τοπικού λυγισμού

$$(M_0 < M_{el}) \quad (3.3)$$

Η κατάταξη κάθε διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα (μερικώς ή πλήρως) θλιβόμενα στοιχεία της λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής. Επομένως η κατάταξη κάθε διατομής εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της όσο και από τον τύπο φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτήν. Τα πλακοειδή στοιχεία που συνθέτουν μια διατομή, όπως ο κορμός και τα πέλματα, διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- Εσωτερικά στοιχεία: Είναι εκείνα που απολήγουν σε άλλα εγκάρσια στοιχεία της διατομής. (πχ: ο κορμός μια διατομής διπλού ταυ).

- Προεξέχονται στοιχεία: Είναι εκείνα που στηρίζονται κατά μήκος μιας ακμής και είναι ελεύθερα κατά μήκος της άλλης, παράλληλα προς την κατεύθυνση της θλιπτικής τάσης. (πχ: τα πέλματα μιας διατομής διπλού ταυ).

Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής μπορούν να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες. Σε τέτοιες περιπτώσεις η διατομή ολόκληρη κατατάσσεται με βάση τη δυσμενέστερη (δηλαδή την υψηλότερη κατηγορία) των επιμέρους θλιβόμενων στοιχείων της.

Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία των κατηγοριών 1,2 και 3 φαίνονται στον παρακάτω πίνακα. Αν κάποιο από τα στοιχεία δεν ικανοποιεί ούτε τα όρια της κατηγορίας 3, τότε κατατάσσεται στην κατηγορία 4, οπότε για να ληφθούν υπόψη οι μειώσεις στην αντοχή λόγω επίδρασης τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται τα ενεργά πλάτη όπως αυτά ορίζονται στον EN 1993-1-5.

Οι οριακές τιμές του λόγου c/t των πλακοειδών στοιχείων διατομών ισχύουν για μέλη από χάλυβα συγκεκριμένου ορίου διαρροής. Οι σχέσεις των κριτηρίων του Ευρωκώδικα 3 περιλαμβάνουν στα δεδομένα για τοπικό λυγισμό έναν αδιάστατο συντελεστή ε , ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad (3.4)$$

όπου το f_y αντιστοιχεί στο όριο διαρροής του υπόψη χάλυβα σε N/mm^2 . Στην παρούσα μελέτη ο επιλεγμένος χάλυβας είναι S275 άρα προκύπτει $\varepsilon = 0,92$.

Πίνακας 3.1 : Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων (EN1993-1-1 §5.5)

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα ^(α)						
				Άξονας κάμψης		
				Άξονας Κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 28 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{126 \cdot \epsilon}{5,5 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{a}$			
2	$c/t \leq 83 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 34 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{188 \cdot \epsilon}{6,53 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \cdot \epsilon}{a}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 121 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \epsilon$	$\psi > -1$: $c/t \leq \frac{38 \cdot \epsilon}{0,608 + 0,343 \cdot \psi + 0,049 \cdot \psi^2}$ $\psi \leq -1^{(β)}$: $c/t \leq 60,5 \cdot \epsilon \cdot (1 - \psi)$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

(α) Για κοίλες ορθογωνικές διατομές λαμβάνεται: $c = b - 3 \cdot t$ ή $c = h - 3 \cdot t$, ανάλογα τον άξονα κάμψης.

(β) Η τιμή $\psi \leq -1$ και η θλιπτική τάση $\sigma_{com,Ed} = f_y$ εφαρμόζεται όπου η εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_s > f_y/E$

Πίνακας 3.2 : Κατάταξη προεξέχοντων ελασμάτων (EN1993-1-1 §5.5)

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	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}$ 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 3.3 : Κατάταξη γωνιακών διατομών (EN1993-1-1 §5.5)

Γωνιακά	
Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε Πίν. 5.2β)	<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)	
3	$h/t \leq 15 \cdot \epsilon$ και $\frac{b+h}{2 \cdot t} \leq 11,5 \cdot \epsilon$

Πίνακας 3.4 : Κατάταξη κοίλων και ελλειπτικών διατομών (EN1993-1-1 §5.5)

Κοίλες κυκλικές και ελλειπτικές διατομές						
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη	Διατομή σε κάμψη	Διατομή σε κάμψη και θλίψη			
1	$d_e / t \leq 50 \cdot \epsilon^2$	$d_e / t \leq 50 \cdot \epsilon^2$	$d_e / t \leq 50 \cdot \epsilon^2$			
2	$d_e / t \leq 70 \cdot \epsilon^2$	$d_e / t \leq 70 \cdot \epsilon^2$	$d_e / t \leq 70 \cdot \epsilon^2$			
3	$d_e / t \leq 90 \cdot \epsilon^2$	$d_e / t \leq 140 \cdot \epsilon^2$	$d_e / t \leq 2520 \cdot \epsilon^2 / (5 \cdot \psi + 23)$			
ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ: Για διατομές κατηγορίας 4 βλέπε EN 1993-1-6.						
Για κυκλικές διατομές λαμβάνεται $d_e = d$.						
Για ελλειπτικές διατομές ισχύουν ειδικές διατάξεις. Για θλίψη, συντηρητικά λαμβάνεται $d_e = h^2/b$.						
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

3.2.2 Αντοχή διατομών

Παρακάτω παρατίθενται οι έλεγχοι που έγιναν στα μέλη του στεγαστρου με βάση τις καταπονήσεις που εμφανίζονται στη συγκεκριμένη κατασκευή. Οι ακόλουθοι έλεγχοι είναι για απλές αλλά και σύνθετες καταπονήσεις.

3.2.2.1 Έλεγχος σε εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την ανίσωση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0, \quad (3.5)$$

όπου $N_{t,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό.

Για διατομές με σπές η $N_{t,Rd}$ λαμβάνεται ως εξής:

$$N_{t,Rd} = \min \{ N_{pl,Rd}; N_{u,Rd} \} = \min \left\{ \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \frac{k \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right\}, \quad (3.6)$$

όπου:

A: το εμβαδόν της πλήρους διατομής

f_y : το όριο διαρροής τους χάλυβα

γ_{M0} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα (εδώ ίσος με τη μονάδα)

A_{net} : το εμβαδόν της καθαρής διατομής

f_u : η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα

γ_{M2} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα (εδώ ίσος με 1,25)

k : συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με 1,0 για λείες οπές και 0,90 για τραχείες οπές ή κατασκευές που υπάρχει το ενδεχόμενο να εκδηλωθεί κόπωση.

Επιπλέον, όπου απαιτείται πλάσιμη συμπεριφορά, πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο της πλαστιμότητας:

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \quad (3.7)$$

Πίνακας 3.5 : Ιδιότητες διατομής (EN1993-1-1 §6.2.2.1 και §6.2.2.2)

	<p>Πλήρης διατομή: $A = b \cdot t$</p> <p>Καθαρή διατομή (δύο οπές ανά διατομή): $A_{net} = (b - 2 \cdot d_0) \cdot t$</p> <p>Καθαρή διατομή (δύο οπές σε zig-zag): $A_{net} = \min \{A_{net,1}; A_{net,2}\} =$ $= \min \left\{ b - 2 \cdot d_0 + \frac{s^2}{4 \cdot p}; b - d_0 \right\} \cdot t$</p> <p>Για n_1 οπές με m διαγωνίους: $A_{net} = \left(b - n_1 \cdot d_0 + \sum_m \frac{s^2}{4 \cdot p} \right) \cdot t$</p> <p>Για n_2 οπές σε μία διατομή: $A_{net} = (b - n_2 \cdot d_0) \cdot t$</p>
--	--

Πίνακας 3.6 : Εφελκυσμός γωνιακών συνδεόμενων με το ένα σκέλος τους (EN1993-1-8 §3.10.3)

Αριθμός κοχλιών	1	≥ 2
$N_{u,Rd}$	$\frac{2,0 \cdot (e_z - 0,5 \cdot d_0) \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$	$\min\left(\frac{0,75 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}; V_{eff,1,Rd}\right)$

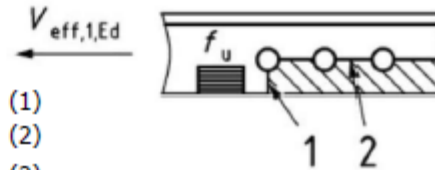
Αντοχή γωνιακού έναντι απόσχισης (ειδική περίπτωση της §5.5):

$$V_{eff,1,Rd} = \left[A_{nt} \cdot f_u + \frac{\min(A_{gv} \cdot f_y; A_{nv} \cdot f_u)}{\sqrt{3}} \right] / \gamma_{M2}$$

όπου A_{nt} η καθαρή επιφάνεια που υπόκειται σε εφελκυσμό (1)

A_{nv} η καθαρή επιφάνεια που υπόκειται σε διάτμηση (2)

A_{gv} η πλήρης επιφάνεια που υπόκειται σε διάτμηση (2)



3.2.2.2 Έλεγχος σε θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την ανίσωση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.8)$$

όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε ομοιόμορφα επιβαλλόμενη θλίψη. Η τιμή αυτή καθορίζεται ανάλογα την κατηγορία διατομής ως εξής:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.9)$$

για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.10)$$

για διατομές κατηγορίας 4

Οπές κοχλιών κανονικών διαστάσεων δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη, εφόσον τοποθετούνται οι κοχλίες που αντιστοιχούν.

3.2.2.3 Έλεγχος σε τέμνουσα

Για πλαστικό σχεδιασμό η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την ανίσωση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.11)$$

όπου

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \quad (3.12)$$

η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα και A_v το εμβαδόν της επιφάνειας διάτμησης, ανάλογα με το είδος της διατομής αλλά και της διεύθυνσης του φορτίου:

Πίνακας 3.7 : Εμβαδόν διάτμησης ανά είδος διατομής

		Εμβαδόν διάτμησης A_v
Ελατές διατομές I και H	Φορτίο παράλληλο στον κορμό	$\max \left\{ \begin{array}{l} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \\ \eta \cdot h_w \cdot t_w \end{array} \right\}$
Ελατές διατομές U		$A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$
Ελατές διατομές T		$A - b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot (t_f/2)$
Συγκολλητές διατομές I και H, Κιβωπιοειδείς διατομές		$\eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w)$
Ελατές διατομές I και H	Φορτίο παράλληλο στα πέλματα	$2 \cdot b \cdot t_f$
Συγκολλητές διατομές I, H και U, Κιβωπιοειδείς διατομές		$A - \sum (h_w \cdot t_w)$
Ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές	Φορτίο παράλληλο στο ύψος	$A \cdot h / (b + h)$
	Φορτίο παράλληλο στο πλάτος	$A \cdot b / (b + h)$
Κοίλες κυκλικές διατομές		$2 \cdot A / \eta$
Ελλειπτικές διατομές		$2 \cdot (b - t) \cdot t \quad \text{ή} \quad 2 \cdot (h - t) \cdot t$
Συμπαγείς διατομές		A

b είναι το συνολικό πλάτος

h είναι το συνολικό ύψος

h_w είναι το ύψος του κορμού

r είναι η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος

t_f είναι το πάχος του πέλματος

t_w είναι το πάχος του κορμού (= $\min \cdot t_w$, για μη σταθερό πάχος κορμού).

$\eta=1,0$ συντηρητικά (ακριβής υπολογισμός σύμφωνα με EN1993-1-5)

Μη ενισχυμένοι κορμοί με $h_w/t_w > 72 \cdot \epsilon/\eta$ πρέπει να ελέγχονται έναντι κύρτωσης

Για ελαστικό σχεδιασμό ο έλεγχος σε τέμνουσα πραγματοποιείται με την παρακάτω σχέση για το κρίσιμο σημείο της διατομής:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (3.13)$$

και για διατομές διπλού ταυ η διατμητική τάση στον κορμό λαμβάνεται:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad (3.14)$$

αν
$$\frac{A_f}{A_w} \geq 0,6 \quad (3.15)$$

3.2.2.4 Έλεγχος σε κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την εξής ανίσωση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.16)$$

όπου $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη η οποία επίσης δίνεται ανάλογα με την κατηγορία της διατομής από τις σχέσεις:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.17)$$

για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.18)$$

για διατομές κατηγορίας 3

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.19)$$

για διατομές κατηγορίας 4, όπου $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

Οπές κοχλιών κανονικών διαστάσεων στη θλιβόμενη ζώνη δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη, εφόσον τοποθετούνται οι αντιστοιχούντες κοχλίες. Οπές κοχλιών στην εφελκυστική ζώνη μπορούν να αγνοούνται εφόσον ικανοποιείται για τη ζώνη αυτή το κριτήριο πλαστιμότητας.

3.2.2.5 Έλεγχος σε κάμψη και τέμνουσα

Όταν στην ίδια διατομή μαζί με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλύεται στην παραλαβή της τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, δηλαδή βάσει Ευρωκώδικα όταν $2 \cdot V_{Ed} < V_{pl,Rd}$, επιρροή αυτή θεωρείται ασήμαντη και

αμελείται. Σε αντίθετη περίπτωση ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής λαμβάνεται η απομειωμένη ροπή αντοχής. Η συγκεκριμένη υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης A_v τη μειωμένη τάση διαρροής:

$$(1-\rho) \cdot f_y \quad (3.20)$$

όπου

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.21)$$

Για διατομές τύπου I κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και καμπτόμενες περί τον ισχυρό άξονα, η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{y,V,Rd} = \min \left\{ \left(W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{c,Rd} \right\} \quad (3.22)$$

όπου $M_{y,c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη και

$$A_w = h_w \cdot t_w \quad (3.23)$$

3.2.2.6 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 ή 2, η επίδραση της αξονικής λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού είναι:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.24)$$

Όπου $M_{N,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής, απομειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed} . Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον ισχυρό άξονα όταν ικανοποιούνται αμφότερα τα παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (3.25)$$

και

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.26)$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δε λαμβάνονται υπόψη, οι κάτωθι προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a}$$

$$\text{για } n \leq a : M_{N,z,Rd}$$

$$\text{για } n > a : M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$
(3.27)

όπου

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$
(3.28)

και

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} \quad \text{με } a \leq 0,5$$
(3.29)

Για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς στις οποίες δε λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορούν να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = \min \left\{ \frac{M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n)}{1-0,5 \cdot a_w}; M_{pl,y,Rd} \right\}$$
(3.30)

$$M_{N,z,Rd} = \min \left\{ \frac{M_{pl,z,Rd} \cdot (1-n)}{1-0,5 \cdot a_f}; M_{pl,z,Rd} \right\}$$
(3.31)

Όπου οι τιμές των a_w και a_f δίνονται στον Πίνακα 3.8

Πίνακας 3.8 : Τιμές a_w και a_f

$a_w = \min \{(A - 2 \cdot b \cdot t)/A ; 0,5\}$ $a_f = \min \{(A - 2 \cdot h \cdot t)/A ; 0,5\}$	για κοίλες διατομές
$a_w = \min \{(A - 2 \cdot b \cdot t_w)/A ; 0,5\}$ $a_f = \min \{(A - 2 \cdot h \cdot t_w)/A ; 0,5\}$	για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς

Για την περίπτωση που οι διατομές καταπονούνται από διαξονική κάμψη, ο πλαστικός ουδέτερος άξονάς τους θα είναι πλέον κεκλιμένος ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών που δρουν ως προς τους κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Τότε, για την επάρκεια της διατομής θα χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1,0 \quad (3.32)$$

όπου οι σταθερές α και β λαμβάνονται είτε συντηρητικά ίσες με τη μονάδα, είτε αναλυτικότερα ως εξής:

- Ι και Η διατομές: $\alpha = 2 \quad \beta = \max \{5 \cdot n; 1\}$
- Κοίλες κυκλικές διατομές: $\alpha = 2 \quad \beta = 2$
- Κοίλες ορθογωνικές διατομές: $\alpha = \beta = \min \{1,66 / (1 - 1,13 \cdot n^2); 6\}$
- Συμπαγείς ορθογωνικές διατομές και ελάσματα: $\alpha = \beta = 1,73 + 1,8 \cdot n^3$

όπου
$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (3.33)$$

3.2.3 Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας

3.2.3.1 Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Ο καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης αποτελεί την πλέον συνηθισμένη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικά ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μια καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως σε όλες τις μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του. Η επάρκεια ενός θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.34)$$

όπου:

N_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Η αντοχή του θλιβόμενου μέλους λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.35)$$

για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.36)$$

για διατομές κατηγορίας 4, όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού και γ_{M1} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τα χαλύβδινα μέλη (εδώ ίσος με τη μονάδα). Ο μειωτικός συντελεστής χ υπολογίζεται αναλυτικά από τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (3.37)$$

με
$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + a \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (3.38)$$

Ο δε συντελεστής a είναι ο συντελεστής ατελειών που αντιστοιχεί στην ανάλογη καμπύλη λυγισμού με βάση τον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 3.9 : Συντελεστές ατελειών λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a ₀	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Ο όρος $\bar{\lambda}$ καλείται ανηγμένη λυγηρότητα και προκύπτει ως εξής:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} \quad (3.39)$$

για διατομές κατηγορίας 1, 2, 3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad (3.40)$$

για διατομές κατηγορίας 4, όπου:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2} \quad (3.41)$$

το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού, βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (3.42)$$

η κρίσιμη τάση Euler.

L_{cr} το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (3.43)$$

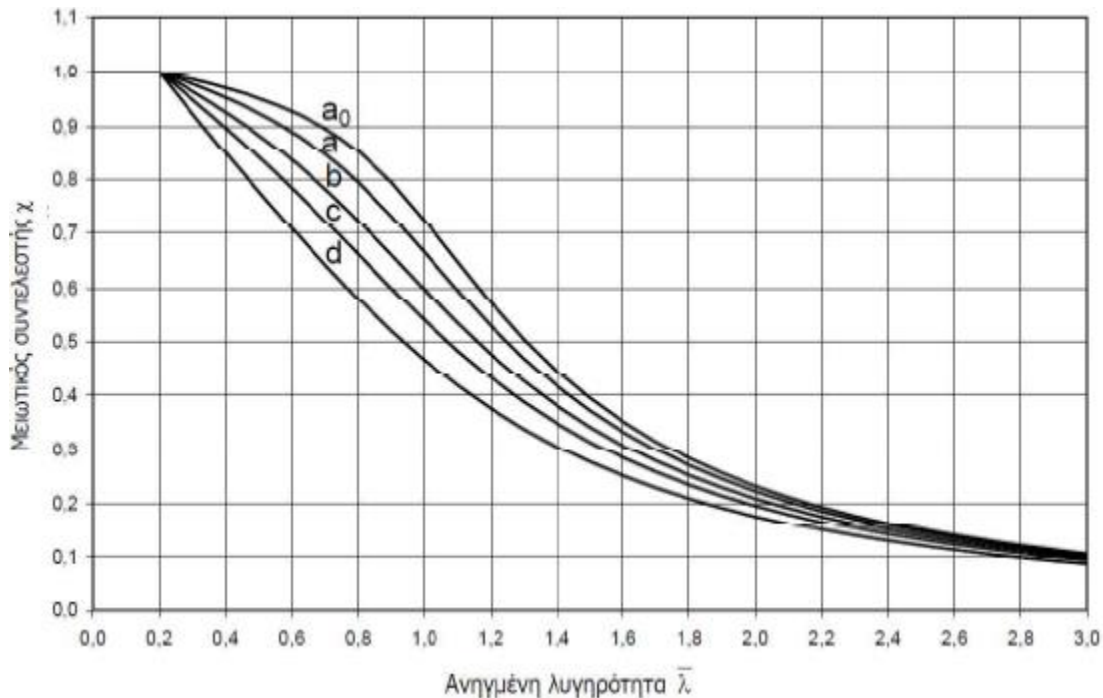
η ακτίνα αδράνειας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

λ η λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad (3.44)$$

η οριακή (χαρακτηριστική) λυγηρότητα.

Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορούν προσεγγιστικά να λαμβάνονται γραφικά από το νομογράφημα:



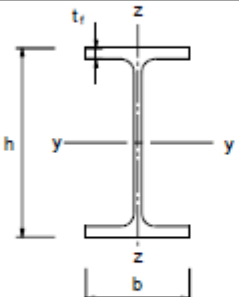
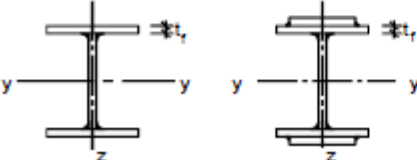
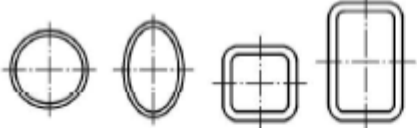
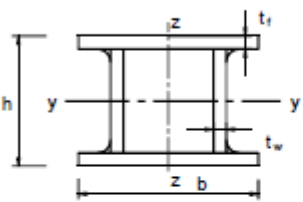
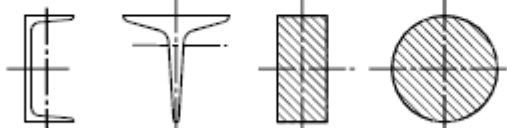
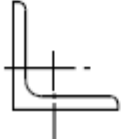
Σχήμα 3.2 : Καμπύλες λυγισμού (EN 1993-1-1)

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$, η αντοχή της διατομής εξαντλείται πριν εκδηλωθεί

λυγισμός κι ο έλεγχος του μέλους ανάγεται απλά στον έλεγχο της διατομής.

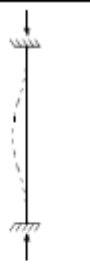








Η επιλογή της καμπύλης λυγισμού ανάλογα με τη διατομή γίνεται από τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.10 : Επιλογή καμπύλης λυγισμού (EN 1993-1-1)

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S235 S275 S355 S420	S460 έως και S700	
Ελατές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀	a a
		$t_f > 40 \text{ mm}$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a b
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a b
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Κοίλες Διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a ₀	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c	
Συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5 \cdot t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c	
U-, T- και συμπαγείς διατομές 		Κάθε	c	c	
L-διατομές 	Ελατές	Κάθε	b	a	
	Συγκολλητές	Κάθε	c	c	

Για τα υποστυλώματα του στεγάστρου το μήκος λυγισμού προέκυψε με βάση τον πίνακα για τα μήκη λυγισμού μεμονωμένων υποστυλωμάτων:

Πίνακας 3.11 : Μήκος λυγισμού $L_{cr} = k \cdot L$

Μορφές λυγισμού χαρακτηριστικών τύπων υποστυλωμάτων						
Θεωρητικές τιμές k	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Συνθήκες στηρίξεως			άστρεπτα αμετάθετα			
			στρεπτά αμετάθετα			
			άστρεπτα μεταθετά			

3.2.3.2 Στρεπτοκαμπτικός (ή πλευρικός) λυγισμός μη προστατευμένων πλευρικά δοκών σταθερής διατομής υπό κάμψη περί τον ισχυρό άξονα

Όταν μια δοκός μη προστατευμένη έναντι πλευρικής εκτροπής υποβάλλεται σε κάμψη περί τον ισχυρό της άξονα, είτε λόγω ακραίων ροπών είτε, συνηθέστερα, λόγω εγκάρσιων φορτίων, ένα από τα πέλματά της θλιβεται και καθίσταται επιρρεπές σε λυγισμό. Ο λυγισμός του θλιβόμενου πέλματος στο επίπεδο του κορμού παρεμποδίζεται λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας του κορμού στο επίπεδό του, ενώ το άλλο μισό της διατομής είναι ευσταθές ως εφελκυσμένο. Ως συνέπεια, ο λυγισμός του θλιβόμενου πέλματος εκδηλώνεται εκτός του επιπέδου του κορμού (δηλαδή περί τον ισχυρό άξονα του θλιβόμενου πέλματος), με ταυτόχρονη στροφή των κυρίων αξόνων της διατομής σε σχέση με την αρχική τους θέση. Σημειώτέο ότι αν εφαρμοσθεί ταυτόχρονα και αξονική θλιπτική δύναμη στη δοκό, αυτή θα επιτείνει το φαινόμενο, αφού επαυξάνει την κάμψη (στη μετά το λυγισμό κατάσταση ισορροπίας) περί τον ασθενή άξονα της διατομής.

Τέτοιες δοκοί πρέπει να ελέγχονται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.45)$$

όπου:

M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα)

$M_{b,Rd}$ η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού

Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μιας δοκού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.46)$$

όπου η ροπή αντίστασης της διατομής W_y λαμβάνεται ως εξής:

$$W_y = W_{pl,y} \quad (3.47)$$

για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$$W_y = W_{el,y} \quad (3.48)$$

για διατομές κατηγορίας 3

$$W_y = W_{eff,y} \quad (3.49)$$

για διατομές κατηγορίας 4

χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό.

Ο συντελεστής χ_{LT} για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής δίνεται αναλυτικά από τη σχέση:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0 \text{ με } \Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + a_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (3.50)$$

όπου:

a_{LT} ο συντελεστής ατελειών από τον πίνακα:

Πίνακας 3.12 : Συντελεστής ατελειών στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών a_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (3.51)$$

η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού και M_{cr} η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού.

Η M_{cr} υπολογίζεται με βάση τις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες φόρτισης, την πραγματική ροπή και τις πλευρικές δεσμεύσεις. Στην περίπτωση δοκού σταθερής διατομής, με συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας και υποκειμένης σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού, όπως προβλέπεται από το παράρτημα F του EC3-Μέρος 1.1 (έκδοση 1992) δίνεται από το γενικό τύπο:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (3.52)$$

όπου:

C_1, C_2, C_3 συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

I_t η σταθερά στρέψης

I_w η σταθερά στρέβλωσης

I_z η ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα

L το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

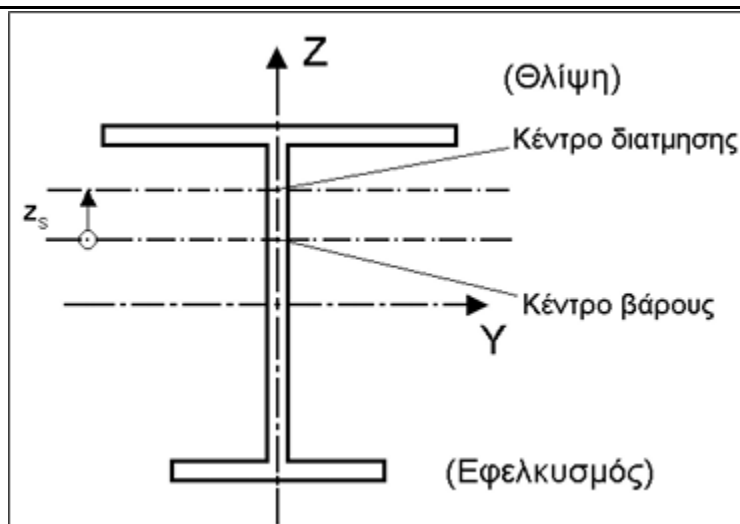
k και k_w συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου μέλους

$z_g = z_a - z_s$ η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου

z_a η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα γ-γ

z_s η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα γ-γ.

Οι τεταγμένες z_a και z_s μετρώνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλμα της διατομής.













Σχήμα 3.3 : Ορισμός τεταγμένης z_s

Οι τιμές των συντελεστών C_1, C_2, C_3 δίνονται στους ακόλουθους πίνακες για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης, όπως δείχνει και η μορφή των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων και τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή k .

Πίνακας 3.13 : Τιμές συντελεστών C_1, C_2 και C_3 (ENV1993-1-1/1992)

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

Πίνακας 3.14 : Τιμές συντελεστών C_1 , C_2 και C_3 (ENV1993-1-1/1992)

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = + 1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	—	1,000 1,113 1,144
	$\psi = + \frac{3}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	—	0,998 1,565 2,283
	$\psi = + \frac{1}{2}$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	—	0,992 1,556 2,271
	$\psi = + \frac{1}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	—	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	—	0,939 1,473 2,150
	$\psi = - \frac{1}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	—	0,855 1,340 1,957
	$\psi = - \frac{1}{2}$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	—	0,676 1,059 1,546
	$\psi = - \frac{3}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	—	0,366 0,575 0,837
	$\psi = - 1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	—	0,000 0,000 0,000

Για $k = 1$: $C_1 = 1,88 - 1,40 \cdot \psi - 0,52 \cdot \psi^2 \leq 2,70$

3.2.3.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

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

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (3.53)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (3.53)$$

όπου:

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

$\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$ οι ροπές λόγω μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα (για κατηγορίες διατομών 1,2 ή 3. Για κατηγορία 4 υπάρχει ειδικός πίνακας)

χ_y και χ_z οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού

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

Πίνακας 3.15 : Τιμές για $N_{Rk} = f_y \cdot A_i$, $M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$ (EN1993-1-1)

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} \cdot N_{Ed}$


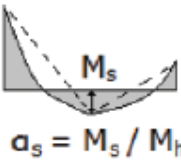
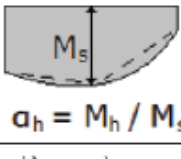
Πίνακας 3.16 Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I, διατομές RHS	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	διατομές I, διατομές RHS	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	διατομές I, διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.			

Πίνακας 3.17 Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1
k_{yz}	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>για $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1

Πίνακας 3.18 Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής στους πίνακες 3.15 και 3.16.

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή	C_{my} και C_{mz} και C_{mLT}		
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο	
 ψM	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$		
 ψM_h $a_s = M_s / M_h$	$0 \leq a_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$
	$-1 \leq a_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	$-0,8 \cdot a_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1 \cdot (1 - \psi) - 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	$0,2 \cdot (-\psi) - 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$
 ψM_h $a_h = M_h / M_s$	$0 \leq a_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h$	$0,90 + 0,10 \cdot a_h$
	$-1 \leq a_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h$	$0,90 + 0,10 \cdot a_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi)$	$0,90 - 0,10 \cdot a_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi)$
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{mz} = 0,9$ αντίστοιχα.				
Τα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:				
συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

3.2.4 Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση λειτουργίας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ) αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές που εμφανίζει η κατασκευή δε θα είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης.

Για κτήρια, τα όρια που συνιστώνται για κατακόρυφα βέλη κάμψης δίνονται στον παρακάτω πίνακα, στον οποίο όπου L είναι το άνοιγμα της δοκού. Για δοκούς με πρόβολο, το μήκος L που λαμβάνεται υπόψη είναι το διπλάσιο του προεξέχοντος μήκους της δοκού.

δ_{\max}	μέγιστη παραμόρφωση, λαμβάνοντας υπόψη το αρνητικό αρχικό βέλος
δ_2	παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων

Πίνακας 3.19 : Συνιστώμενες οριακές τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων (ENV1993-1-1/1992)

	Όρια	
	δ_{\max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	$L/200$	$L/250$
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	$L/250$	$L/300$
Πατώματα (γενικά)	$L/250$	$L/300$
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	$L/250$	$L/350$
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπ' όψη στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης)	$L/400$	$L/500$
Όπου το δ_{\max} μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	$L/250$	

Για κτήρια, τα όρια που συνιστώνται για οριζόντια βέλη κάμψης στην κορυφή υποστυλωμάτων είναι (ENV1993-1-1/1992 §4.2.2):

- Βιομηχανικά κτήρια χωρίς γερανογέφυρες $h/150$
- Άλλα μονώροφα κτήρια $h/300$
- Πολυώροφα κτήρια $h/300$ ανά όροφο
 $h_o/500$ συνολικά

3.3 Συνδέσεις με κοχλίες

3.3.1 Γενικά

Οι μεταλλικές κατασκευές αποτελούνται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους στο εργοτάξιο ώστε να συνθέσουν τον συνολικό φορέα. Ωστόσο ακόμα και τα προκατασκευασμένα τμήματα αποτελούνται από επιμέρους στοιχεία τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Επομένως σκοπός των συνδέσεων είναι:

- Η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων
- Η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

3.3.2 Τύποι συνδέσεων

Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- **Απλές συνδέσεις**

Είναι οι συνδέσεις εκείνες οι οποίες παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσες), επιτρέποντας τις στροφές που προκύπτουν λόγω των δράσεων σχεδιασμού χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές. Παραδείγματα τέτοιων συνδέσεων είναι οι αρθρωτές συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν την τέμνουσα της δοκού στο υποστύλωμα, καθώς και οι αρθρωτές συνδέσεις δικτυωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν στους κόμβους τις αξονικές δυνάμεις των ράβδων του δικτυώματος.

Σύμφωνα με το πρότυπο EN1993-1-8 ένας κόμβος ταξινομείται ως αρθρωτός όταν η αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης δεν είναι μεγαλύτερη από το 25% της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή της δοκού, που απαιτείται για έναν κόμβο πλήρους αντοχής, με την προϋπόθεση ότι ο κόμβος διαθέτει επιπλέον επαρκή στρωφική ικανότητα.

- **Συνδέσεις ροπής**

Ονομάζονται οι συνδέσεις εκείνες που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές. Παραδείγματα αποτελούν οι αποκαταστάσεις συνέχειας των διατομών των μελών, οι πλαισιακές συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν μέσω πλαισιακής λειτουργίας την τέμνουσα και τη ροπή της δοκού στο υποστύλωμα, ή οι πακτώσεις των υποστυλωμάτων στη βάση τους.

Οι συνδέσεις ροπής διακρίνονται σε:

- Συνδέσεις πλήρους αντοχής: Αυτές που η ροπή αντοχής είναι μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών.
- Συνδέσεις μερικής αντοχής: Αυτές που η ροπή αντοχής είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών.

Οι κόμβοι διακρίνονται σε κατηγορίες ανάλογα με τη δυσκαμψία τους:

- Άκαμπτοι κόμβοι: Εκείνοι στους οποίους δε μεταβάλλεται η αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως πάκτωση.
- Αρθρωτοί κόμβοι: Εκείνοι στους οποίους υπάρχει ελεύθερη δυνατότητα σχετικής στροφής μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως άρθρωση.
- Ημιάκαμπτοι κόμβοι: Εκείνοι στους οποίους η γωνία ϕ μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου μεταβάλλεται ανάλογα με την επιβαλλόμενη

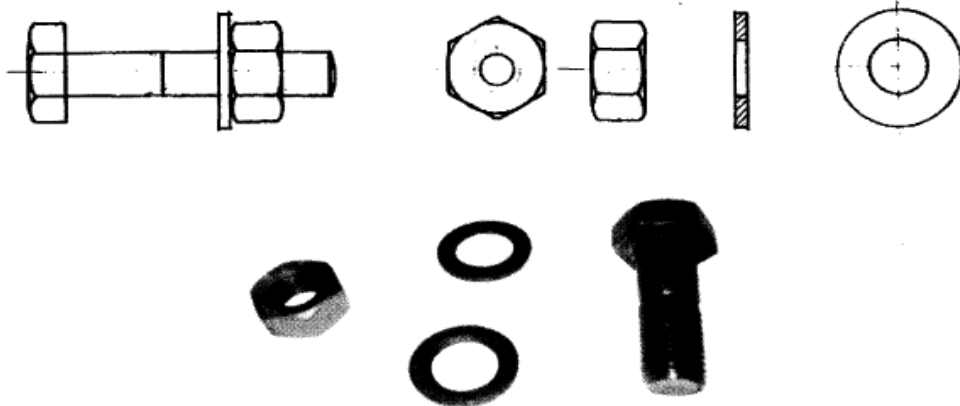
ροπή Μ στο μέλος. Η σύνδεση λειτουργεί ως ελαστική πάκτωση και προσομοιώνεται συνήθως με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Πίνακας 3.20 Κατάταξη συνδέσεων και κόμβων

Κριτήριο κατάταξης	Τύπος σύνδεσης ή κόμβου
Τρόπος σύνδεσης	<input type="checkbox"/> Συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλους, πείρους, κλέμες κλπ), και <input type="checkbox"/> Συγκολλητές συνδέσεις
«Κόμβοι»	<input type="checkbox"/> Αποκαταστάσεις συνέχειας μελών <input type="checkbox"/> Κόμβοι δικτυωμάτων <input type="checkbox"/> Κόμβοι δοκών–υποστυλωμάτων <input type="checkbox"/> Συνδέσεις δοκών με δοκούς <input type="checkbox"/> Βάσεις υποστυλωμάτων
Ένταση	<input type="checkbox"/> Απλές συνδέσεις (τέμνουσας ή αξονικής δύναμης) <input type="checkbox"/> Συνδέσεις ροπής
Αντοχή κόμβων	<input type="checkbox"/> Πλήρους αντοχής <input type="checkbox"/> Μερικής αντοχής
Δυσκαμψία κόμβων	<input type="checkbox"/> Αρθρωτοί <input type="checkbox"/> Ημιάκαμπτοι <input type="checkbox"/> Άκαμπτοι

3.3.3 Κοχλίες και εξαρτήματα

Ο κοχλίας αποτελείται από την κεφαλή, τον κορμό και το σπείρωμα. Η συνήθης κεφαλή είναι εξαγωνική. Το σπείρωμα ακολουθεί το μετρικό σύστημα ISO, σύμφωνα με το DINISO 898, Μέρος 1. Για το λόγο αυτό η ονομασία των κοχλιών αρχίζει με το γράμμα Μ (πχ Μ 20). Το σπείρωμα είναι κατά κανόνα δεξιόστροφο κι αν χρειαστεί ή τύχει να χρησιμοποιηθούν κοχλίες με αριστερόστροφο σπείρωμα, σημαδεύονται κατάλληλα για να μην υπάρξει κίνδυνος απόσφιξης.



Σχήμα 3.4 Κοχλίες και εξαρτήματα κοχλιών

Οι κυριότερες διαστάσεις τους δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.21 : Χαρακτηριστικά κοχλιών

M	d [mm]	d _m [mm]	p [mm]	A [mm ²]	A _s [mm ²]	A ₁ [mm ²]	d ₀ [mm]
12	12	20,5	1,75	113	84,3	76,3	d + 1
16	16	26	2	201	157	144	d + 2
20	20	32,5	2,5	314	245	225	
22	22	34,5	2,5	380	303	282	
24	24	39	3	452	353	324	d + 3
27	27	44	3	573	459	427	
30	30	49,5	3,5	707	561	519	
36	36	59,5	4	1018	817	759	
$\text{όπου: } A_s = \frac{n \cdot d_s^2}{4} \text{ ή } A_s = \frac{n \cdot (d - 0,94 \cdot p)^2}{4} \text{ και } d_s = \frac{d_1 + d_2}{2}$							
Η μέση διάμετρος της κεφαλής του κοχλία d _m είναι ενδεικτική καθώς μπορεί να ποικίλει ανάλογα με την ποιότητα και τις προδιαγραφές των κοχλιών.							

Οι δε ποιότητες των κοχλιών συμβολίζονται με δύο αριθμούς, με μια τελεία μεταξύ τους. Ο πρώτος αριθμός εκφράζει το 1% της εφελκυστικής αντοχής σε MPa, ενώ ο δεύτερος το δεκαπλάσιο του λόγου μεταξύ ορίου διαρροής και εφελκυστικής αντοχής.

Πίνακας 3.22 : Ονομαστικές τιμές τάσεων διαρροής και θραύσης κοχλιών (EN 1993-1-8)

Κατηγορία κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f _{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f _{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000
						Κοχλίες υψηλής αντοχής	

Κατά το σχεδιασμό της διάταξης των κοχλιών πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ορισμένες ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις, τόσο μεταξύ τους, όσο και από τα άκρα των ελασμάτων. Στόχος των ελάχιστων αποστάσεων είναι να μη μειωθεί υπέρμετρα η αντοχή του ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας, αλλά και να μη δυσχεραίνεται η σύσφιξη των κοχλιών. Όσο για το στόχο των μέγιστων αποστάσεων, αυτός είναι διττός: α) να υπάρχει επαρκής επαφή μεταξύ των ελασμάτων ώστε να μειώνεται ο κίνδυνος οξείδωσης και β) να αποφεύγεται ο τοπικός λυγισμός των ελασμάτων μεταξύ των οπών σε περίπτωση θλιπτικών δυνάμεων. Οι ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις συνοψίζονται στον επόμενο πίνακα:

Πίνακας 3.23 : Ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών

Αποστάσεις [mm], βλέπε Σχ. 3.1	Ελάχιστη	Μέγιστη ^{1) 2) 3)}		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο e_1	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40$		$\max\{8 \cdot t; 125\}$
Απόσταση από άκρο e_2	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40$		$\max\{8 \cdot t; 125\}$
Απόσταση e_3 σε επιμήκειες οπές	$1,5 \cdot d_0$			
Απόσταση e_4 σε επιμήκειες οπές	$1,5 \cdot d_0$			
Βήμα p_1	$2,2 \cdot d_0$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t_{\min}; 175\}$
Βήμα $p_{1,0}$		$\min\{14 \cdot t; 200\}$		
Βήμα $p_{1,i}$		$\min\{28 \cdot t; 400\}$		
Βήμα p_2 ⁵⁾	$2,4 \cdot d_0$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t_{\min}; 175\}$

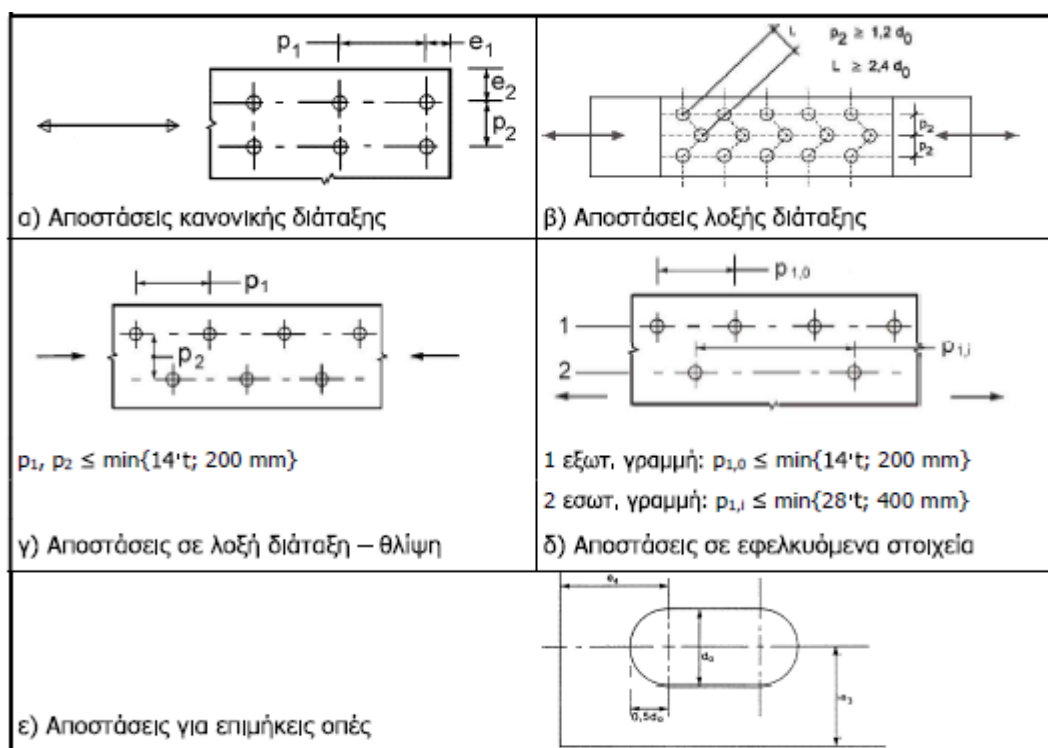
¹⁾ Η μέγιστη τιμή για τις αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων και τις αποστάσεις από τα άκρα δεν έχει περιορισμό, εκτός από τις ακόλουθες περιπτώσεις:
- σε θλιβόμενα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί ο τοπικός λυγισμός και η διάβρωση των εκτεθειμένων μελών και
- σε εφελκυστικά εκτεθειμένα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί η διάβρωση.

²⁾ Η αντοχή σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος μεταξύ των μέσων σύνδεσης πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1993-1-1 χρησιμοποιώντας $0,6 \cdot p_1$ ως μήκος λυγισμού. Ο τοπικός λυγισμός μεταξύ των μέσων σύνδεσης δεν χρειάζεται να ελεγχθεί αν ο λόγος p_1/t είναι μικρότερος από $9 \cdot e$. Η απόσταση από τα πλευρικά άκρα δεν πρέπει να υπερβαίνει τα όρια που τίθενται από τις απαιτήσεις τοπικού λυγισμού σε ένα προεξέχον στοιχείο των θλιβόμενων μελών, βλέπε EN 1993-1-1. Η απόσταση από τα άλλα άκρα δεν περιορίζεται από την τελευταία απαίτηση.

³⁾ t είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεδεμένου μέρους.

⁵⁾ Σε μέσα σύνδεσης τοποθετημένα σε λοξή διάταξη η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των γραμμών κοχλίωσης που πρέπει να χρησιμοποιείται είναι $p_2 = 1,2 \cdot d_0$ με την προϋπόθεση ότι η απόσταση L μεταξύ δύο οποιωνδήποτε μέσων σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από $2,4 \cdot d_0$ (βλέπε Σχ3.1β).

Πίνακας 3.24 : Αποστάσεις κοχλιών (EN 1993-1-8)



Πίνακας 3.25 : Ονομαστικές ανοχές κοχλιών (prEN 1090-2)

Ονομαστική διάμετρος κοχλία	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	$\geq M27$
Κανονικές οπές	1		2				3	
Υπερμεγέθεις οπές	3		4				6	8
Επιμήκεις οπές μικρού μήκους	4		6				8	10
Επιμήκεις οπές μεγάλου μήκους	1,5·d (ή και περισσότερο)							
Οπές αγκυρίων θεμελίωσης	1,5·d							
Για επιμήκεις οπές, οι ονομαστικές ανοχές στην εγκάρσια διεύθυνση θα είναι ίδιες με αυτές των κανονικών οπών.								
Σε οπές αγκυρίων θεμελίωσης απαιτείται η χρήση βοηθητικών πλακών.								

Οι κοχλιωτές συνδέσεις διακρίνονται σε κατηγορίες, ανάλογα με τη διεύθυνση της προς μεταφοράς δύναμης:

1. Συνδέσεις διάτμησης: Εκείνες όπου η δύναμη είναι κάθετη στον άξονα του κοχλία και υποδιαιρούνται στις εξής κατηγορίες:
 - Κατηγορία A: Συνδέσεις άντυγας
 - Κατηγορία B: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.
 - Κατηγορία C: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας

2. Συνδέσεις εφελκυσμού: Εκείνες όπου η δύναμη είναι παράλληλη στον άξονα του κοχλία. Στις περιπτώσεις αυτές η δύναμη μεταφέρεται δια μέσου του κορμού του κοχλία, οπότε η αστοχία συμβαίνει στη διατομή του σπειρώματος, η οποία είναι ασθενέστερη από την πλήρη διατομή του κορμού. Υπάρχει όμως και ο κίνδυνος διάτρησης του ελάσματος, αν αυτό είναι πολύ λεπτό και δεν έχουν τοποθετηθεί προστατευτικοί δακτύλιοι, οι οποίοι διευρύνουν την επιφάνεια διάτρησης. Οι κοχλιωτές συνδέσεις που υπόκεινται σε εφελκυσμό σχεδιάζονται σύμφωνα με μια από τις ακόλουθες κατηγορίες:

- Κατηγορία D: Χωρίς προένταση
- Κατηγορία E: Με προένταση

Πίνακας 3.26 : Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων (EN 1993-1-8)

Κατηγορία	Κριτήρια	Παρατηρήσεις
Συνδέσεις διάτμησης		
A	άντυγας $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες από 4.6 μέχρι και 10.9.
B	ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας $F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.
C	ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας $F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.
Συνδέσεις εφελκυσμού		
D	χωρίς προένταση $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες από 4.6 μέχρι και 10.9.
E	με προένταση $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.
Οι κοχλίες που υπόκεινται σε ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμό πρέπει να ικανοποιούν και τα κριτήρια που δίνονται στον Πίνακα 3.4 (§5.2). Σε περίπτωση που απαιτείται πλάσιμη απόκριση της κοχλίωσης πρέπει να τηρείται το κριτήριο πλαστιμότητας: $F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$		

Η αντοχή έναντι διατμητικών δυνάμεων εξαρτάται από τον αριθμό των προς σύνδεση ελασμάτων και συνακόλουθα από τον αριθμό των επιπέδων διάτμησης. Για σύνδεση δύο ελασμάτων υπάρχει ένα επίπεδο διάτμησης και η κοχλίωση ονομάζεται μονότμητη, για τρία συνδεόμενα ελάσματα τα επίπεδα διάτμησης είναι δύο και η κοχλίωση χαρακτηρίζεται δίτμητη κοκ.

Η αντοχή σχεδιασμού μεμονωμένων κοχλιών σε συνδέσεις άντυγας έναντι διατμητικών ή/και εφελκυστικών δυνάμεων δίνεται στον ακόλουθο πίνακα:

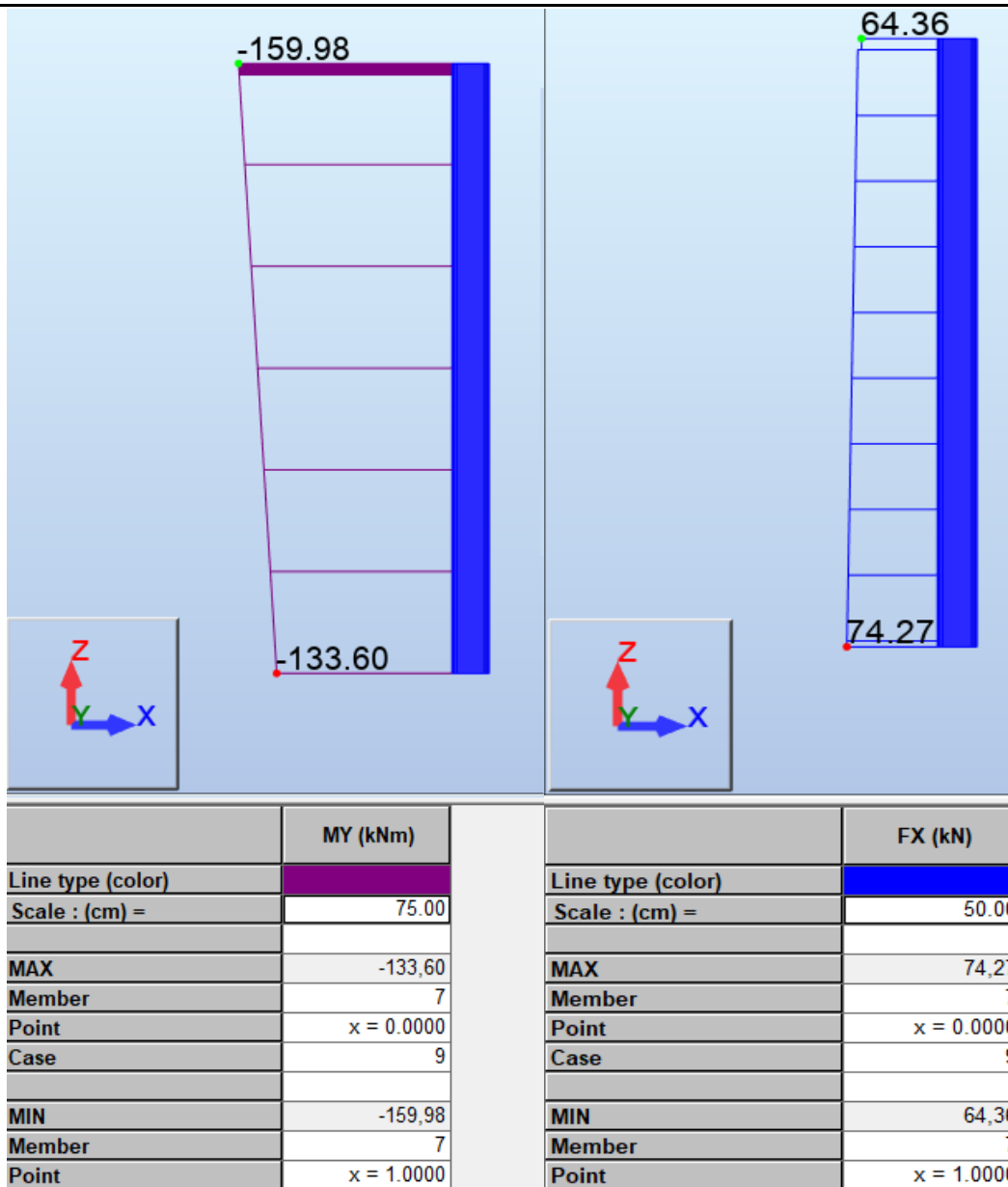
Πίνακας 3.27 : Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση και/ή εφελκυσμό (EN 1993-1-8)

Μηχανισμός αστοχίας	Κοχλίες
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία A	$F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$ $a_v = 0,6$
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία A_s	$F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$ $a_v = 0,6 \text{ για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8}$ $a_v = 0,5 \text{ για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9}$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας ¹⁾	$F_{b,Rd} = \frac{k_m \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$ <p>Για τελευταία σειρά κοχλιών κατά τη διεύθυνση του φορτίου:</p> $a_b = \min \left\{ \frac{e_t}{d_0}; 3 \cdot \frac{f_{ub}}{f_u}; 3,0 \right\}$ <p>Για εσωτερική σειρά κοχλιών κατά τη διεύθυνση του φορτίου:</p> $a_b = \min \left\{ \frac{p_t}{d_0} - \frac{1}{2}; 3 \cdot \frac{f_{ub}}{f_u}; 3,0 \right\}$ <p> $k_m = \begin{cases} 0,9 & \rightarrow \text{Για χάλυβα ελάσματος S460 και άνω} \\ 1,0 & \rightarrow \text{Για χάλυβες ελάσματος χαμηλότερης ποιότητας} \end{cases}$ </p> <p>Για ακραίους κοχλίες, η αντοχή δεν θα υπερβαίνει την οριακή τιμή:</p> $F_{b,Rd} \leq N_{u,Rd} = \frac{2,0 \cdot (e_2 - 0,5 \cdot d_0) \cdot f_u \cdot t}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε εφελκυσμό	$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε διάτρωση	$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot n \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$
Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός	$\frac{F_{v,B}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,B}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0$
¹⁾ Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ κοχλιών σε περίπτωση ενός μοναδικού κοχλία ή κοχλιών σε μη κανονικές οπές πρέπει να τροποποιείται σύμφωνα με τις ακόλουθες διατάξεις.	

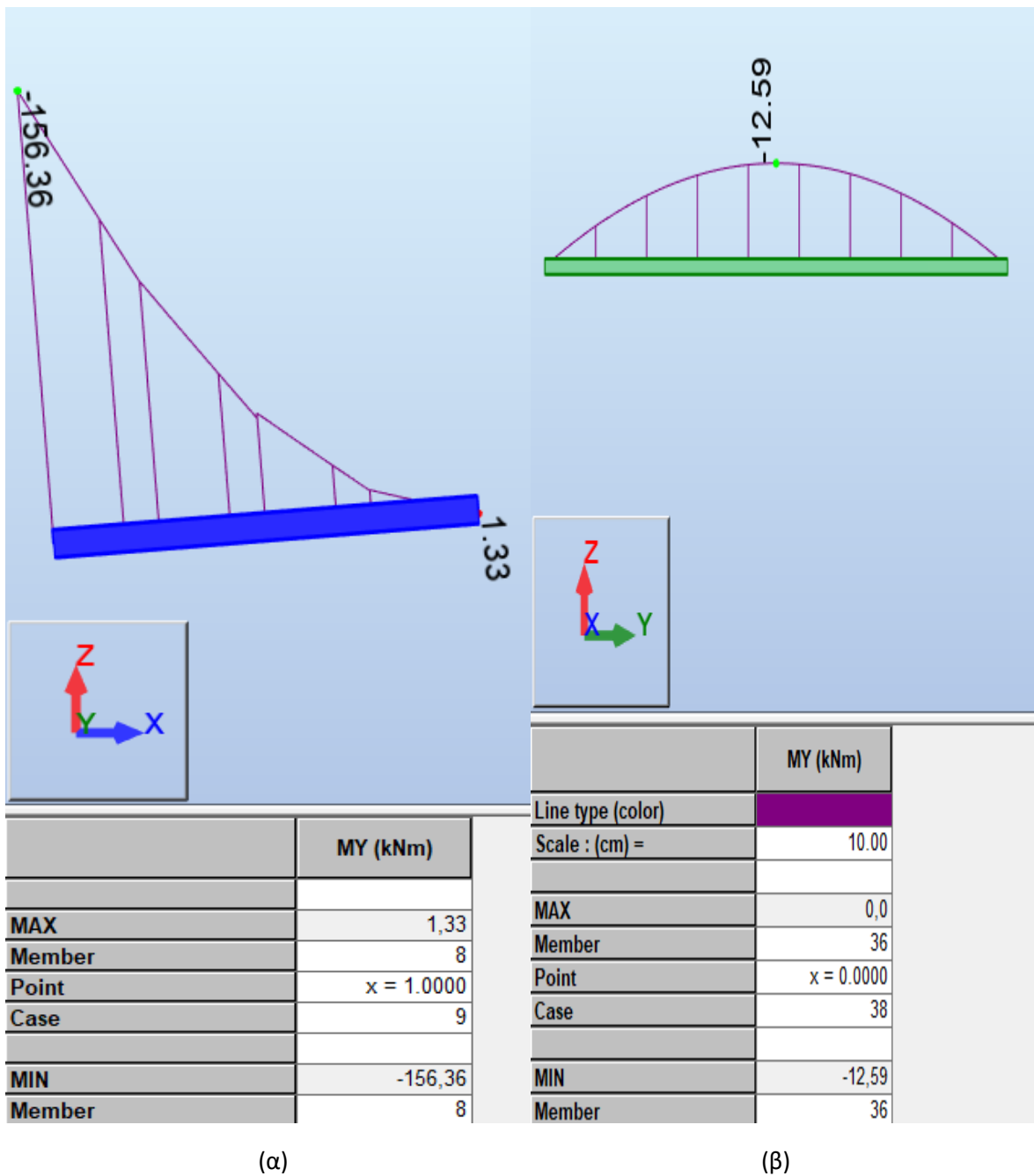
4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟΥ

Η πρόταση που παρουσιάζεται για την κατασκευή του 30m x 5m x 5m στεγάστρου, αποτελεί τη βέλτιστη λύση ώστε να πληρούνται όλες οι προϋποθέσεις που αναλύθηκαν στις ανωτέρω παραγράφους. Επιλέχθηκε λοιπόν ένα στέγαστρο που αποτελείται από 6 πανομοιότυπα συστήματα υποστύλωμα – προβόλου τοποθετημένα ανά 6m. Τα υποστυλώματα μεταξύ τους συνδέονται με αμφιαρθρωτές κεφαλοδοκούς ενώ έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα ακραία φατνώματα και οριζόντιοι σε όλα για εξασφάλιση καλύτερης διαφραγματικής λειτουργίας όλης της στέγης της κατασκευής. Επί των προβόλων έχουν τοποθετηθεί τεγίδες ανά 1,25m οι οποίες έχουν προσομοιωθεί ως αμφιαρθρωτές και πάνω σε αυτές θα τοποθετηθούν τα πάνελ επικάλυψης.

Για τη διαστασιολόγηση της κατασκευής τα κοινά δομικά μέλη ομαδοποιήθηκαν (μέσω της λειτουργίας Groups του προγράμματος) και διαστασιολογήθηκαν με βάση το πλέον καταπονούμενο. Ενδεικτικά αποτελέσματα της επίλυσης καθώς και η διαστασιολόγηση για κάθε διατομή παρουσιάζονται στη συνέχεια.



Σχήμα 4.1 : Διαγράμματα ροπής και αξονικής δύναμης υποστυλώματος



Σχήμα 4.2 : (α) Διάγραμμα ροπής προβόλου (β) Διάγραμμα ροπής τειγίδας

4.1 Υποσύλωμα

Με βάση το δυσμενέστερα καταπονούμενο μέλος από την ομάδα των υποστυλωμάτων για τον αντίστοιχα δυσμενέστερο για εκείνο συνδυασμό φορτίσεων, επιλέχθηκε για όλα διατομή HEA340 με λόγο επάρκειας 0,40.

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Code 1 Υποστυλώματα
Member 7 Υποστυλώματα_7
Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
Load case: 9 COMB3 (1+2)*1.35+4*1.50+3*1.05

HEA 340

Section OK

OK

Change

Simplified results Detailed results

FORCES

$N_{y,Ed} = 74.27 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -133.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.02 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 3670.51 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -159.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = -0.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,c,Rd} = 1752.64 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 2353.65 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 508.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 207.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -4.89 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 508.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 207.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 713.69 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 445.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$		

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

$z = 0.00$ $M_{cr} = 1245.94 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Curve,LT - a XLT = 0.87
 $L_{cr,low} = 5.40 \text{ m}$ $Lam_{LT} = 0.64$ $f_{i,LT} = 0.75$

BUCKLING y

$L_y = 5.40 \text{ m}$ $Lam_y = 0.86$
 $L_{cr,y} = 10.80 \text{ m}$ $X_y = 0.68$
 $Lam_y = 74.98$ $k_{yy} = 1.02$

BUCKLING z

$L_z = 5.40 \text{ m}$ $Lam_z = 0.83$
 $L_{cr,z} = 5.40 \text{ m}$ $X_z = 0.64$
 $Lam_z = 72.35$ $k_{yz} = 0.83$

SECTION CHECK

$M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.26 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

$Lam_y = 74.98 < Lam_{max} = 210.00$ $Lam_z = 72.35 < Lam_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{y,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.40 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Forces

Detailed

Calc. Note

Parameters

Help

Σχήμα 4.3 : Διαστασιολόγηση υποστυλώματος

4.2 Πρόβολος

Αντίστοιχα από την ομάδα των προβόλων επιλέχθηκε διατομή IPE360 με λόγο επάρκειας 0,97.

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Code 2 Πρόβολοι
Member 8 Πρόβολοι_8
Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
Load case: 9 COMB3 (1+2)*1.35+4*1.50+3*1.05

Section OK

Auto
IPE 360

OK

Change

Simplified results Detailed results

FORCES

$N_{,Ed} = 20.08 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -156.36 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -0.10 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 2000.05 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -156.36 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = 0.35 \text{ kN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 774.67 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 1497.28 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 280.29 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 52.55 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 55.39 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 280.29 \text{ kN*m}$	$MN_{z,Rd} = 52.55 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 557.52 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 167.04 \text{ kN*m}$		$T_{t,Ed} = -0.01 \text{ kN*m}$
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

$z = 1.00$	$M_{cr} = 279.35 \text{ kN*m}$	Curve,LT - b	$XLT = 0.60$
$L_{cr,low} = 2.50 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.00$	$f_{i,LT} = 1.14$	

BUCKLING y

$L_y = 5.00 \text{ m}$	$Lam_y = 0.77$
$L_{cr,y} = 10.00 \text{ m}$	$X_y = 0.81$
$Lam_y = 66.87$	$k_{y} = 1.01$

BUCKLING z

$L_z = 5.00 \text{ m}$	$Lam_z = 0.76$
$L_{cr,z} = 2.50 \text{ m}$	$X_z = 0.75$
$Lam_z = 66.00$	$k_{yz} = 1.56$

SECTION CHECK

$M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.56 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

$Lam_y = 66.87 < Lam_{,max} = 210.00$ $Lam_z = 66.00 < Lam_{,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{,Ed}/(\chi_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.97 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Forces
Detailed
Calc. Note
Parameters
Help

Σχήμα 4.4 : Διαστασιολόγηση προβόλου

4.3 Τεγίδες

Ομοίως για τις τεγίδες επιλέχθηκε διατομή IPE160 με λόγο επάρκειας 0,92:

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Code 3 Τεγίδες
Member 36 Τεγίδες_36
Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m
Load case: 38 COMB27 (1+2)*1.00+30*1.50

Section OK

Auto

IPE 160

OK

Change

Simplified results Detailed results

FORCES

$N_{Ed} = 0.08 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -12.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 1.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$N_{c,Rd} = 552.51 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -12.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 1.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$N_{b,Rd} = 129.82 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 34.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 7.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$MN_{y,Rd} = 34.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 7.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$Mb,Rd = 16.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$	

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

$z = 0.00$	$M_{cr} = 21.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Curve,LT - a	$XLT = 0.49$
$L_{cr,low} = 3.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.26$	$f_{l,LT} = 1.41$	

BUCKLING y

$L_y = 6.00 \text{ m}$	$Lam_y = 1.05$
$L_{cr,y} = 6.00 \text{ m}$	$X_y = 0.63$
$Lam_y = 91.22$	$k_{yy} = 1.01$

BUCKLING z

$L_z = 6.00 \text{ m}$	$Lam_z = 1.87$
$L_{cr,z} = 3.00 \text{ m}$	$X_z = 0.23$
$Lam_z = 162.69$	$k_{yz} = 1.03$

SECTION CHECK

$M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.37 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

MEMBER STABILITY CHECK

$Lam_y = 91.22 < Lam_{max} = 210.00$ $Lam_z = 162.69 < Lam_{max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.92 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Forces

Detailed

Calc. Note

Parameters

Help

Σχήμα 4.5 : Διαστασιολόγηση τεγίδας

4.4 Κεφαλοδοκός

Για τις κεφαλοδοκούς επιλέχθηκε διατομή HEA160 με λόγο εκμετάλλευσης 0,12:

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Code 4 Κεφαλοδοκός
Member 58 Beam_58
Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m
Load case: 9 COMB3 (1+2)*1.35+4*1.50+3*1.05

HEA 160

Section OK

OK

Change

Simplified results Detailed results

FORCES

N,Ed = 25.42 kN	My,Ed = 1.81 kN*m
Nc,Rd = 1066.21 kN	My,Ed,max = 1.81 kN*m
Nb,Rd = 265.88 kN	My,c,Rd = 67.42 kN*m
	MN,y,Rd = 67.42 kN*m
	Mb,Rd = 45.56 kN*m

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

z = 0.00	Mcr = 69.43 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.68
Lcr,upp=6.00 m	Lam_LT = 0.99	fi,LT = 1.07	

BUCKLING y

Ly = 6.00 m	Lam_y = 1.05
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.56
Lamy = 91.34	kyy = 1.07

BUCKLING z

Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.73
Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.25
Lamz = 150.58	kzy = 0.56

SECTION CHECK

My,Ed/My,c,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.5.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 91.34 < Lam,max = 210.00 Lamz = 150.58 < Lam,max = 210.00 STABLE

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.12 < 1.00 (6.3.3.(4))

Forces

Detailed

Calc. Note

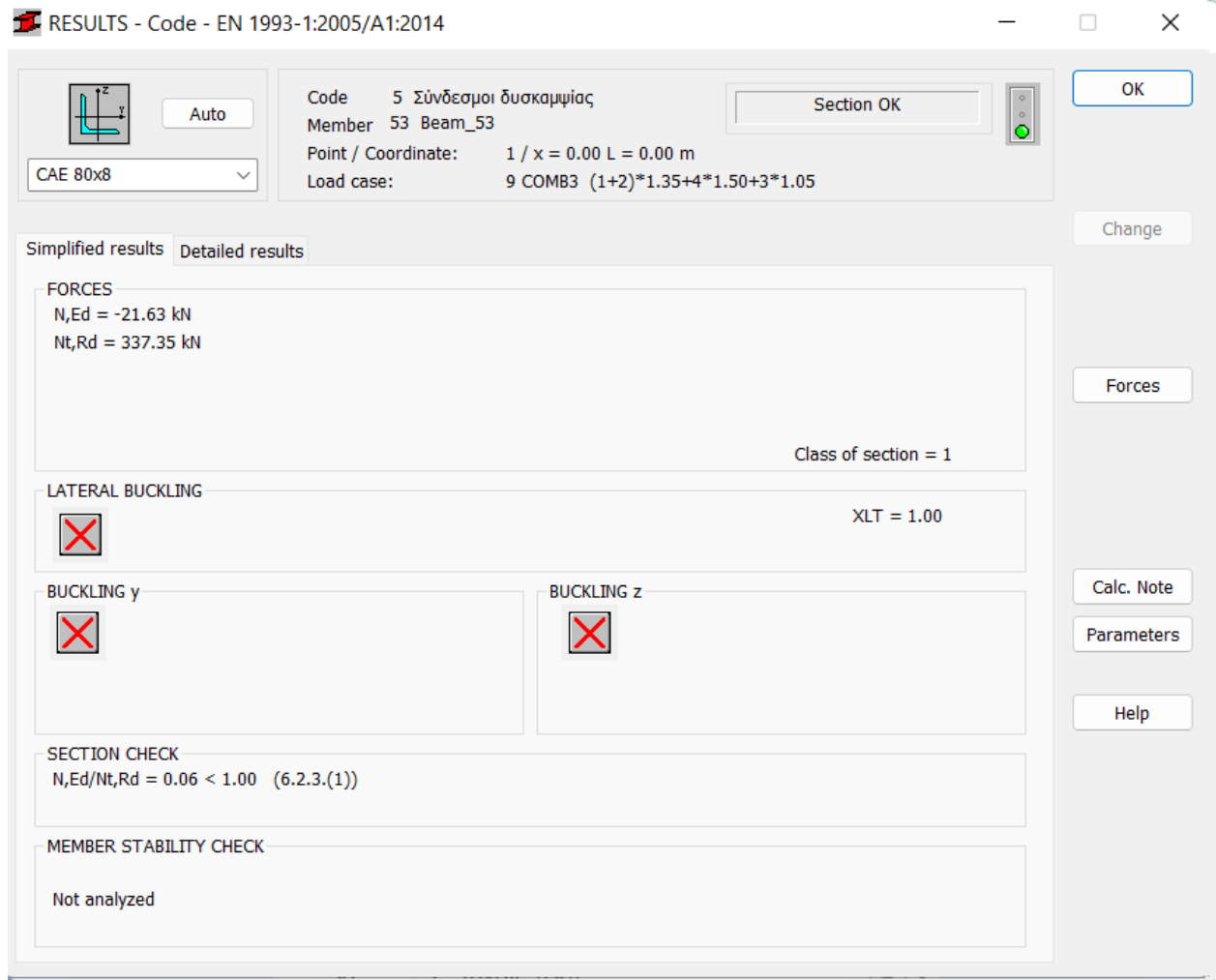
Parameters

Help

Σχήμα 4.6 : Διαστασιολόγηση κεφαλοδοκού

4.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Τέλος, για όλους τους συνδέσμους δυσκαμψίας (κατακόρυφους και οριζόντιους) επιλέχθηκε γωνιακή διατομή CAE80x8 με λόγο επάρκειας 0,06:



Σχήμα 4.7 : Διαστασιολόγηση συνδέσμων δυσκαμψίας

Ωστόσο, για τους συνδέσμους δυσκαμψίας έγινε περαιτέρω έλεγχος με βάση την εξίσωση (3.56):

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,4 \cdot 11,26 \text{ cm}^2 \cdot 39 \text{ kN / cm}^2}{1,25} = 140,52 \text{ kN},$$

άρα ο τελικός λόγος εκμετάλλευσης είναι:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}} = \frac{21,63}{140,52} = 0,15.$$

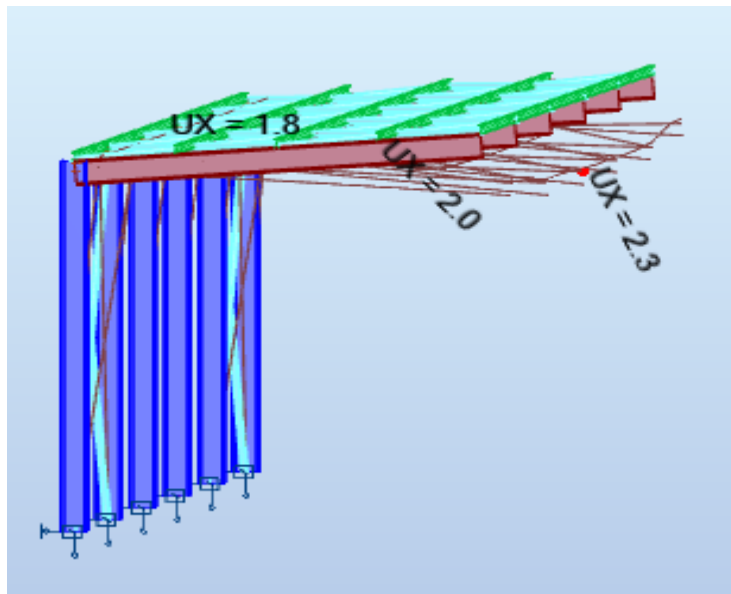
Παράλληλα για την καλύτερη λειτουργία τους σε σεισμικές καταπονήσεις, έχει τηρηθεί η σύσταση για ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ ανάμεσα στις τιμές 1,3 και 2. (Εδώ $\bar{\lambda} = 1,91$ για τα κατακόρυφα και $\bar{\lambda} = 1,55$ για τα οριζόντια).

Για την επιλογή της διατομής για τα υποστυλώματα που λειτουργεί σε χαμηλό λόγο εκμετάλλευσης, κρίσιμος ήταν ο έλεγχος βελών σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας που φαίνεται παρακάτω.

4.7 Έλεγχος βελών

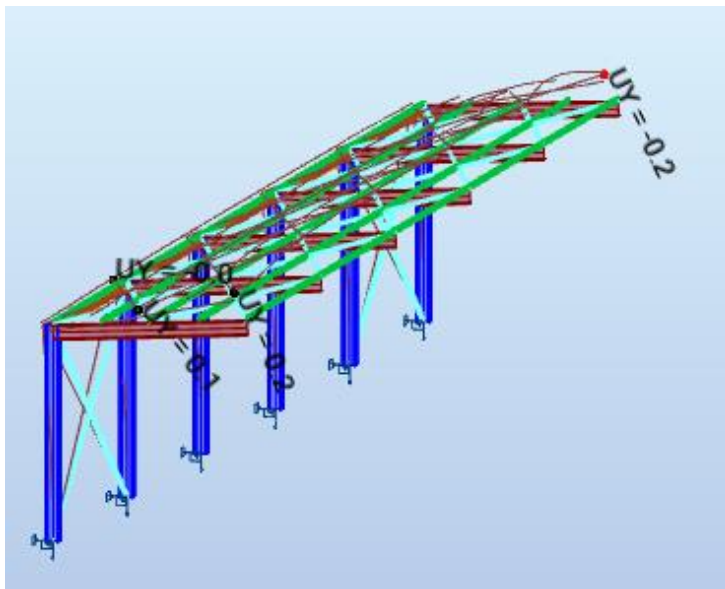
Από τον έλεγχο βελών για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας προέκυψαν οι εξής μέγιστες μετατοπίσεις ανά διεύθυνση:

- $U_{x,max} = 2,3cm$



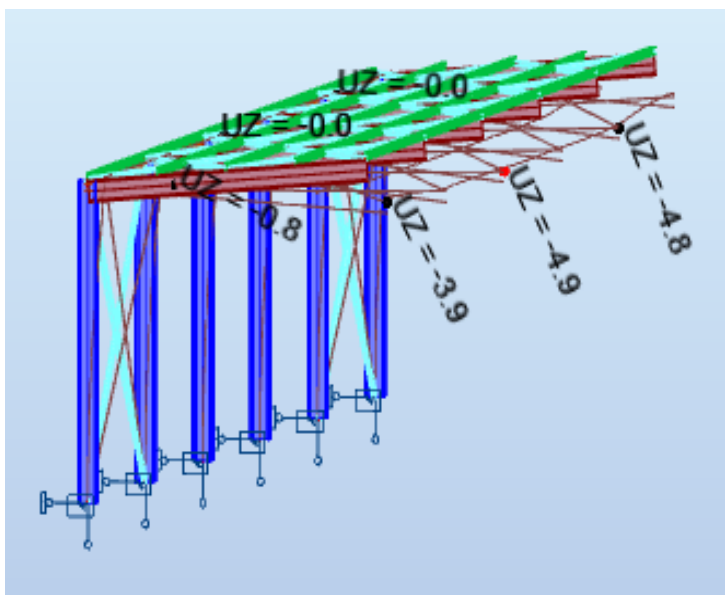
Σχήμα 4.8 : Μετακινήσεις κατά X

- $U_{y,max} = 0,2cm$



Σχήμα 4.9 : Μετακινήσεις κατά Y

- $U_{z,max} = 4,9cm$



Σχήμα 4.10 : Μετακινήσεις κατά Z

Οι οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις καθώς και ο συνδυασμός που τις προκαλεί φαίνονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω πίνακα και ικανοποιούν τους ελέγχους μέγιστων βελών.

Πίνακας 4.1 : Οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις

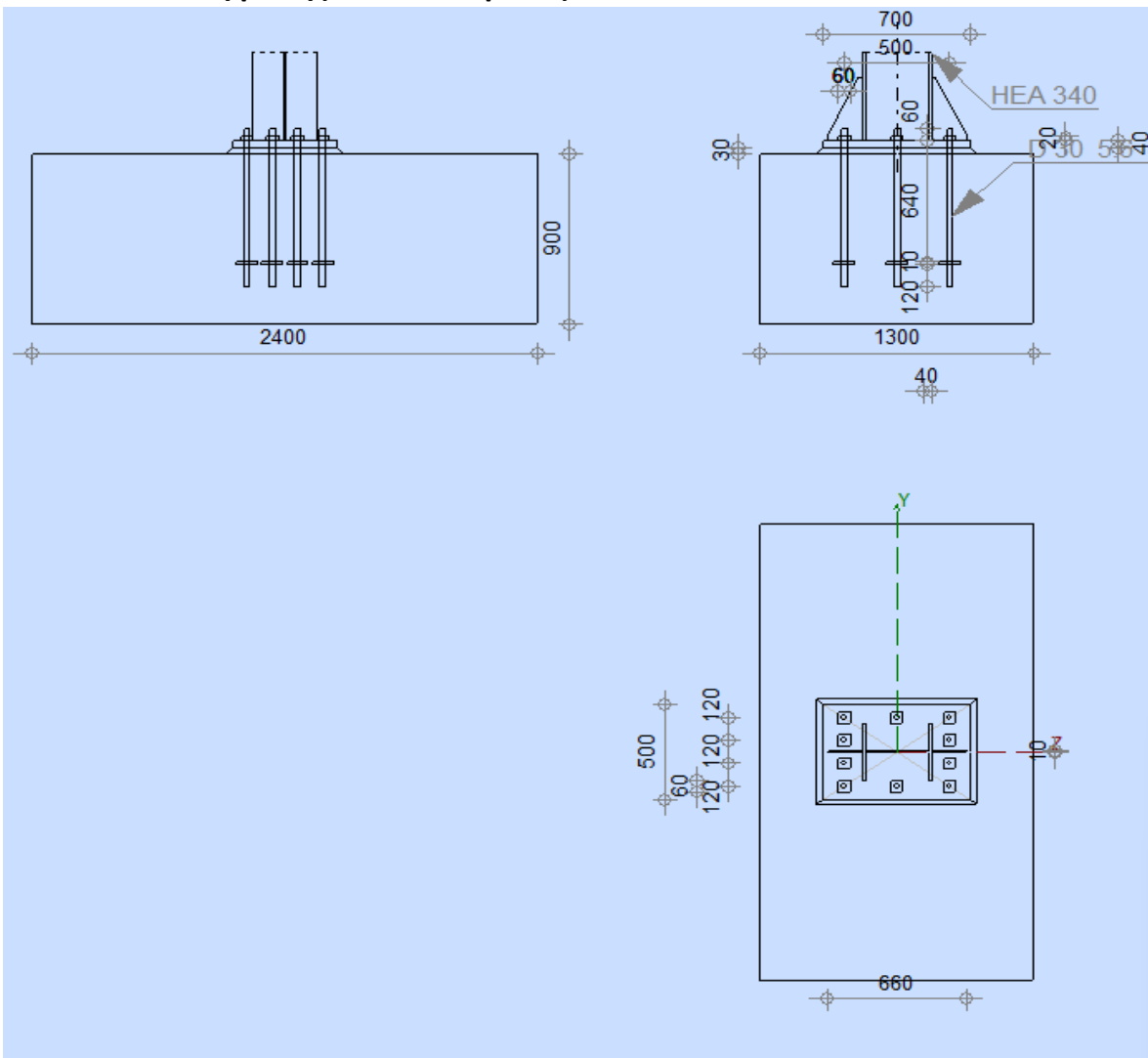
	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	2,3	0,2	4,5	0,028	0,011	0,003
Node	12	4	12	4	16	4
Case	39	45	45	45	39	45
MIN	-2,2	-0,2	-4,9	-0,028	-0,010	-0,003
Node	12	24	12	24	12	24
Case	45	45	39	45	45	45

- Κατακόρυφα: $\delta_{\max} = \frac{L}{200} = 5\text{cm}$. Μέγιστο βέλος φορέα: 4,9cm . OK
- Οριζόντια: $\delta_{\max} = \frac{h}{150} = 3,6\text{cm}$. Μέγιστο βέλος φορέα: 2,3cm . OK

5 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

Με βάση τα μέγιστα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη όπως αυτά υπολογίστηκαν από την επίλυση μέσω του προγράμματος, σχεδιάστηκαν οι συνδέσεις: βάσης υποστυλώματος, υποστυλώματος – προβόλου, υποστυλώματος – κεφαλοδοκού και η σύνδεση των χιαστί, στο σημείο που αυτά συντρέχουν, μέσω κομβοελάσματος. Οι συνδέσεις ικανοποιούν όλους τους ελέγχους, όπως αυτοί παρουσιάστηκαν αναλυτικά σε προηγούμενη ενότητα και τα αποτελέσματά τους παρατίθενται στο παράρτημα Β.

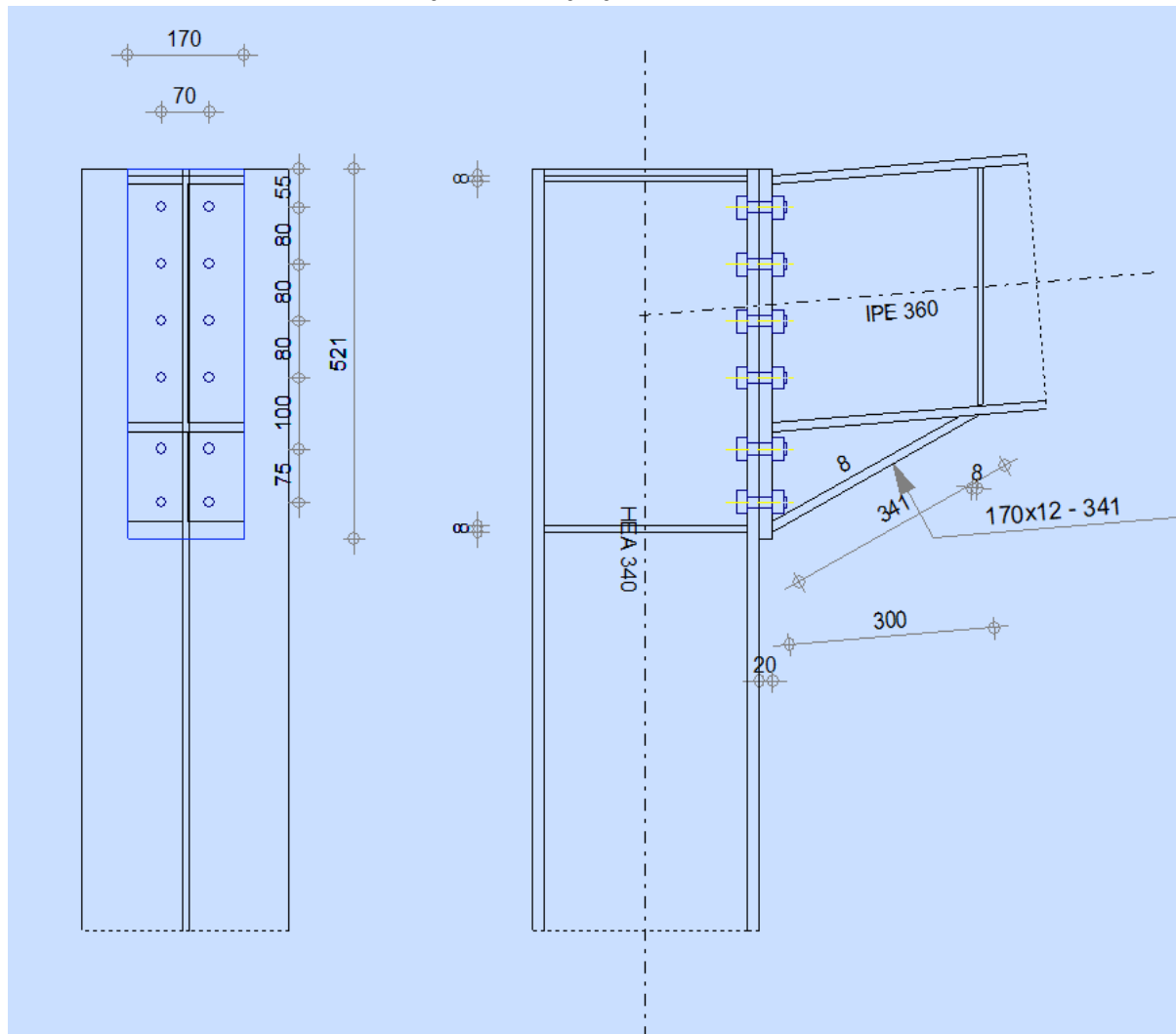
5.1 Σύνδεση βάσης υποστυλώματος



Σχήμα 5.1 : Λεπτομέρεια σύνδεσης βάσης υποστυλώματος

Η σύνδεση λειτουργεί με λόγο επάρκειας 0,67.

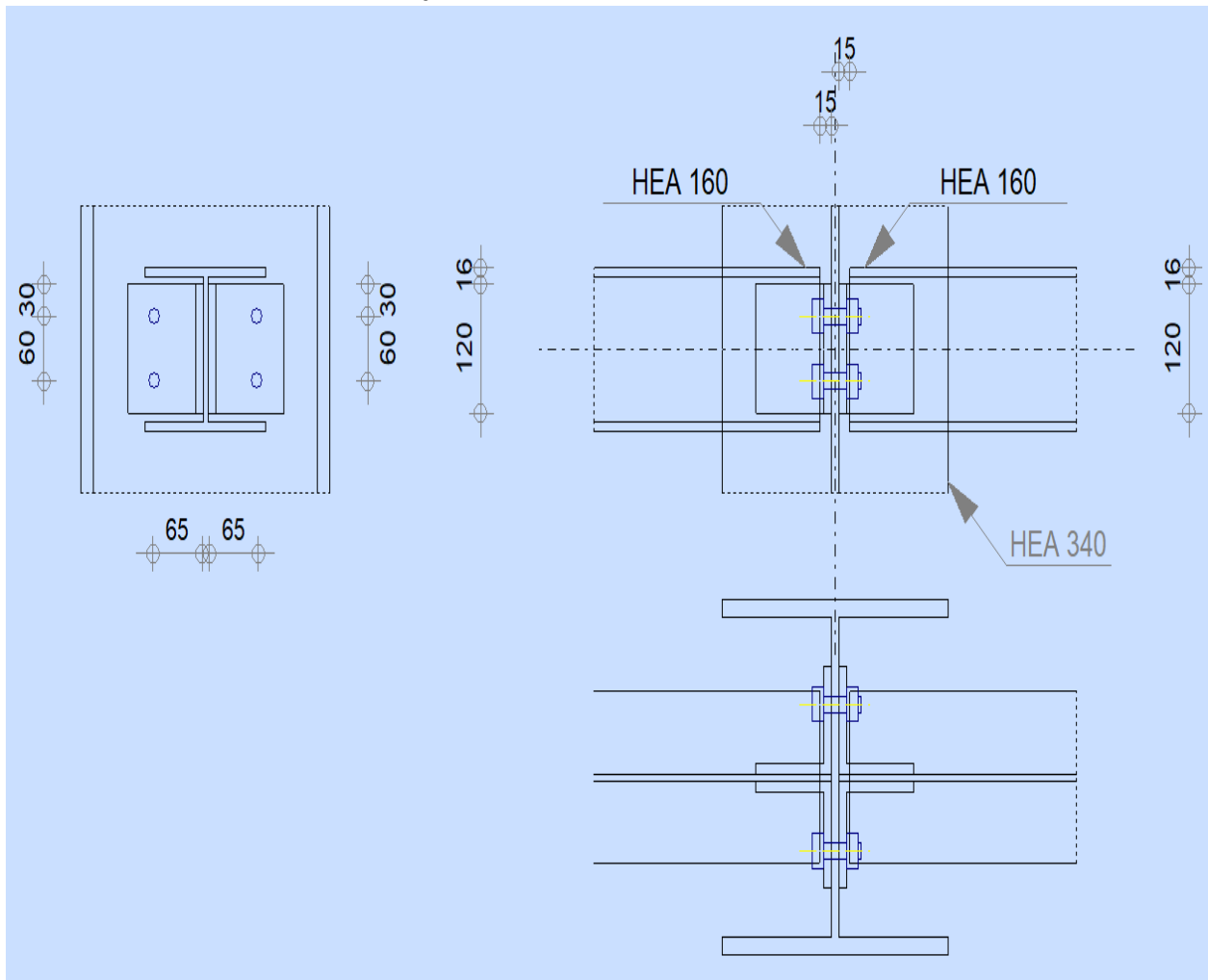
5.2 Σύνδεση υποστυλώματος – προβόλου



Σχήμα 5.2 : Λεπτομέρεια σύνδεσης υποστυλώματος – προβόλου

Η σύνδεση λειτουργεί με λόγο επάρκειας 0,81.

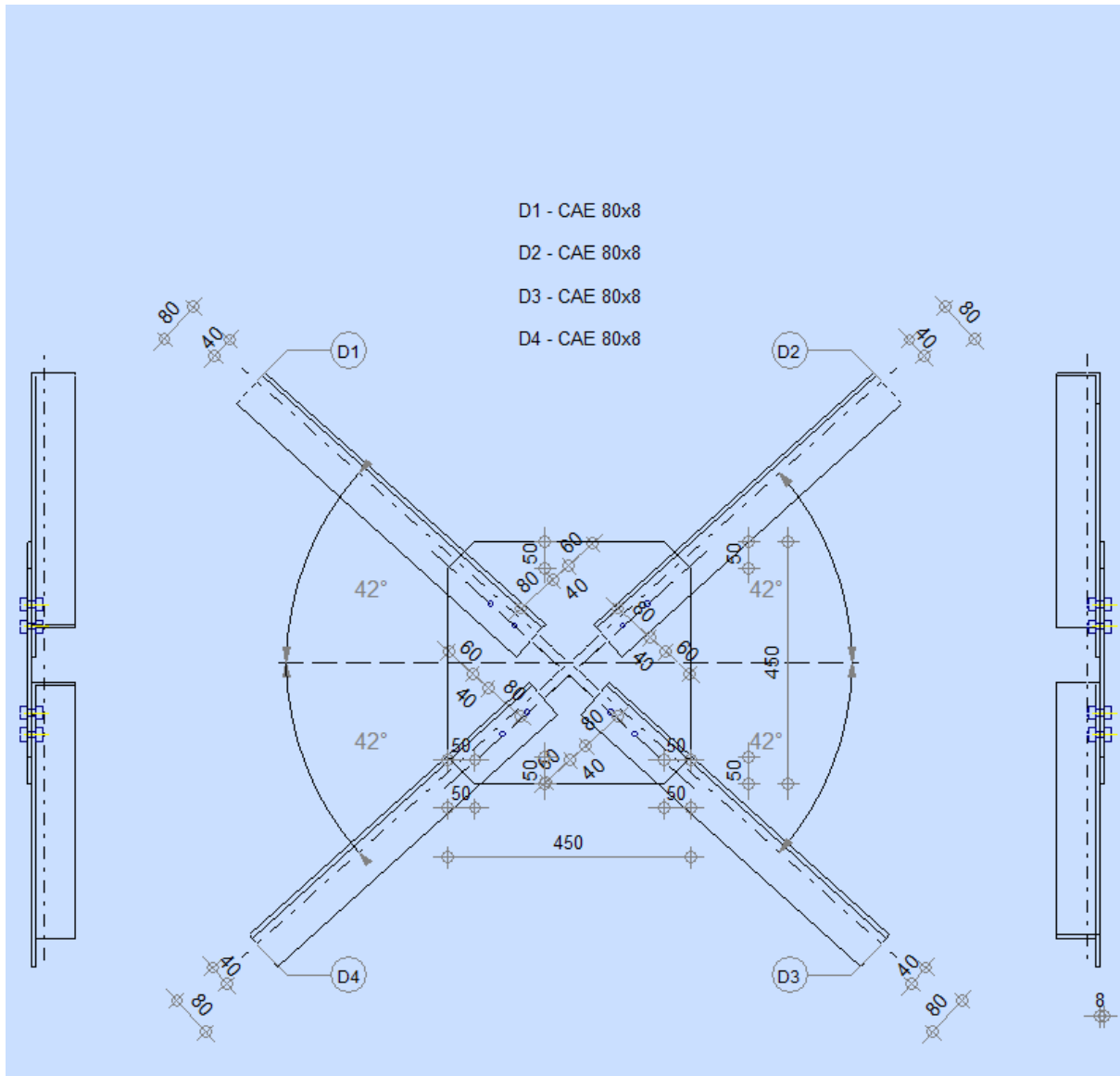
5.3 Σύνδεση υποστυλώματος – κεφαλοδοκού



Σχήμα 5.3 : Λεπτομέρεια σύνδεσης υποστυλώματος – κεφαλοδοκού

Η σύνδεση λειτουργεί με λόγο επάρκειας 0,04.

5.4 Σύνδεση κατακόρυφων χιαστί μέσω κομβοελάσματος



Σχήμα 5.4 : Λεπτομέρεια σύνδεσης χιαστί

Η σύνδεση λειτουργεί με λόγο επάρκειας 0,23.

6 ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΕΙΣ

6.1 Κόστος κατασκευής

Τέλος, γίνεται μια εκτίμηση του κόστους της κατασκευής με βάση τις τρέχουσες τιμές του δομικού χάλυβα, λαμβάνοντας ως μέση τιμή του εμπορίου τα $3,50 \text{ €/kg}$. Από το πρόγραμμα λαμβάνονται τα εξής δεδομένα:

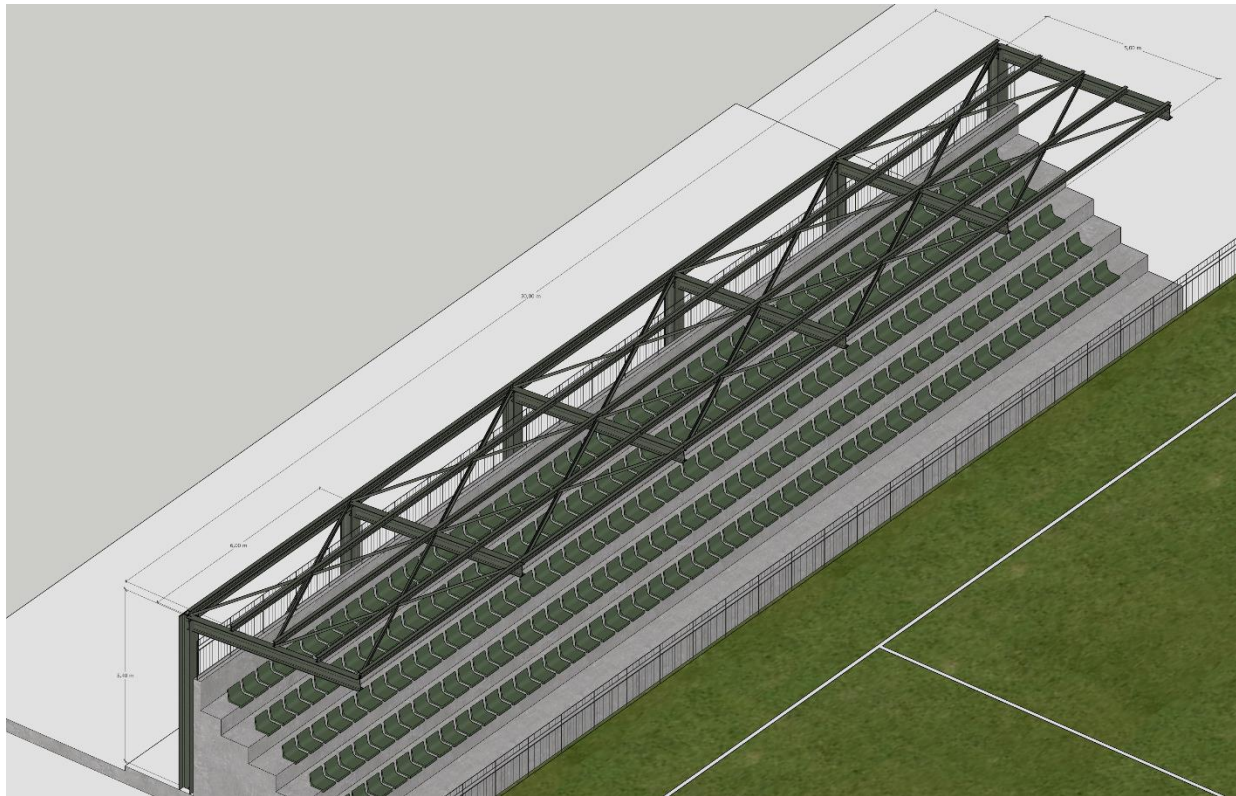
Πίνακας 6.1 : Ποσότητες, μήκη και μάζες μελών

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m ²)
S 275						
CAE 80x	20	6,51	9,63	62,71	1254	40,55
CAE 80x	4	8,08	9,63	77,84	311	10,06
HEA 160	5	6,00	30,45	182,68	913	26,88
HEA 340	6	5,40	104,81	566,00	3396	58,15
IPE 160	25	6,00	15,78	94,66	2367	93,38
IPE 360	6	5,02	57,11	286,71	1720	40,76
Total per						
CAE 80x	24	162,52	9,63	1565,61	1566	50,61
HEA 160	5	30,00	30,45	913,40	913	26,88
HEA 340	6	32,40	104,81	3395,98	3396	58,15
IPE 160	25	150,00	15,78	2366,60	2367	93,38
IPE 360	6	30,12	57,11	1720,24	1720	40,76
Total					9962	269,78

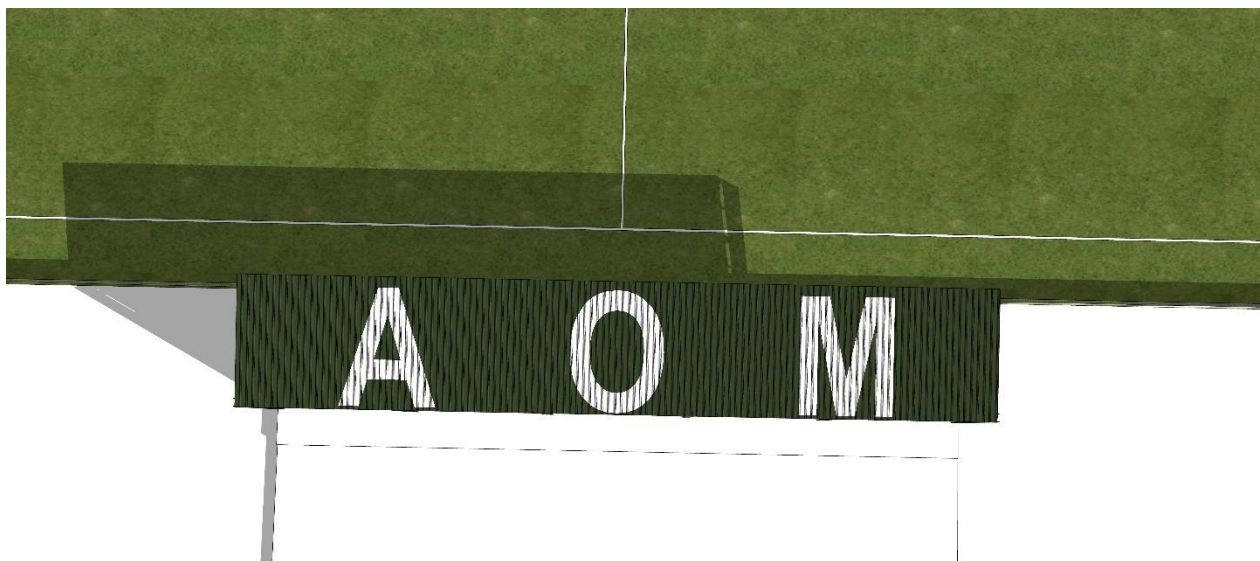
Επομένως προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

- Συνολική μάζα κατασκευής: 9.962 kg .
- Συνολική επιφάνεια κατασκευής: $269,78 \text{ m}^2$.
- Συνολικό κόστος χάλυβα: $9.962 \cdot 3,50 = 34.867 \text{ €}$.
- Προσαύξηση 15% του κόστους προεκτιμώντας κοχλίες, ελάσματα κλπ: 5.230 € .
- Τελικό κόστος: $40.097 \approx 40.100 \text{ €}$.
- Κιλά ανά τετραγωνικό: $66,4 \text{ kg} / \text{m}^2$.

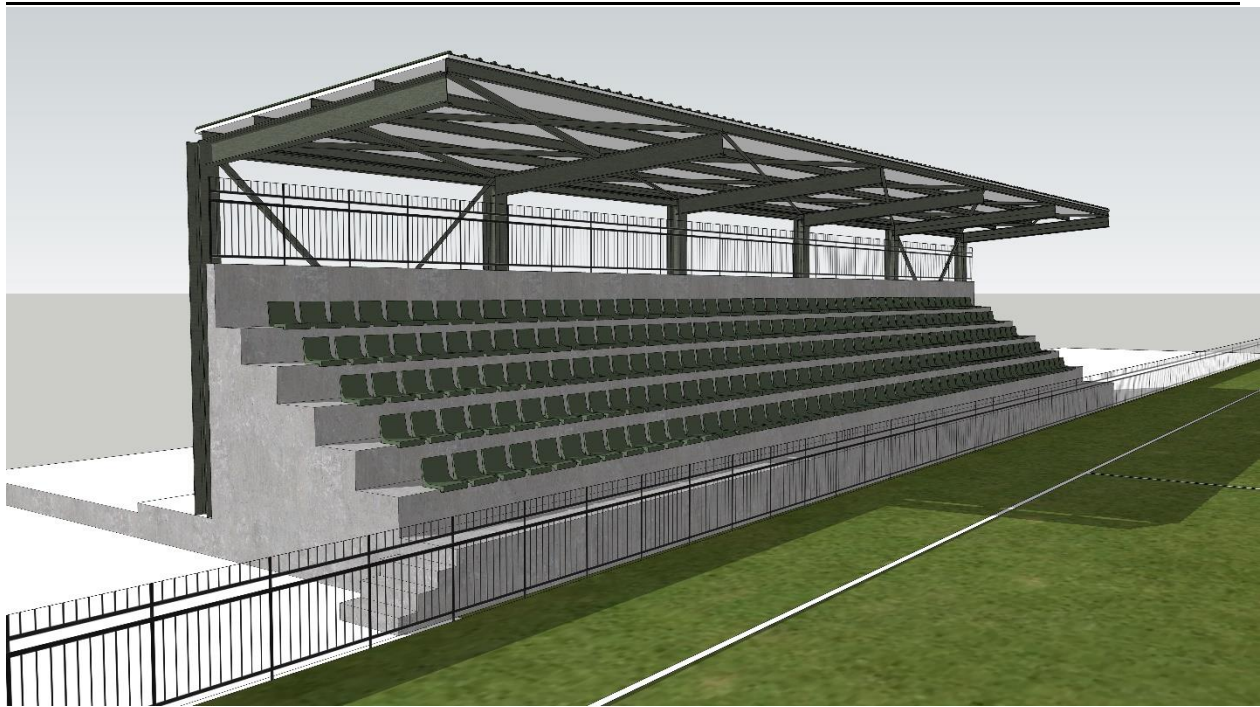
6.2 Απεικονίσεις



Σχήμα 6.1 : Αξονομετρικό με διαστάσεις



Σχήμα 6.2 : Κάτοψη 3D απεικόνισης



Σχήμα 6.3 : Προοπτική 3D απεικόνιση



Σχήμα 6.4 : Προοπτική 3D απεικόνιση πρόσοψης



Σχήμα 6.5 : Φωτορεαλιστική απεικόνιση

7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ



1. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση, Β' έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Ερμόπουλος Ι., (2005). «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. Κατσικαδέλης Ι. (2020). «Δυναμική ανάλυση των κατασκευών, 3^η έκδοση». Εκδόσεις Τσότρας, Αθήνα.
8. Ευρωκώδικας 0, «Βάσεις σχεδιασμού», CEN, EN 1990, 2002
9. Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές». Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, EN 1991-1-1, 2002.
10. Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές». Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, EN 1991-1-3, 2003.
11. Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές». Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, EN 1991-1-4, 2005.
12. Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα». Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, EN 1993-1-1, 2005.
13. Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός». Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, EN 1998-1, 2004.
14. <http://mycourses.ntua.gr/> [20/05/2022]
15. <https://arkhonpanel.com/gr/> [25/05/2022]

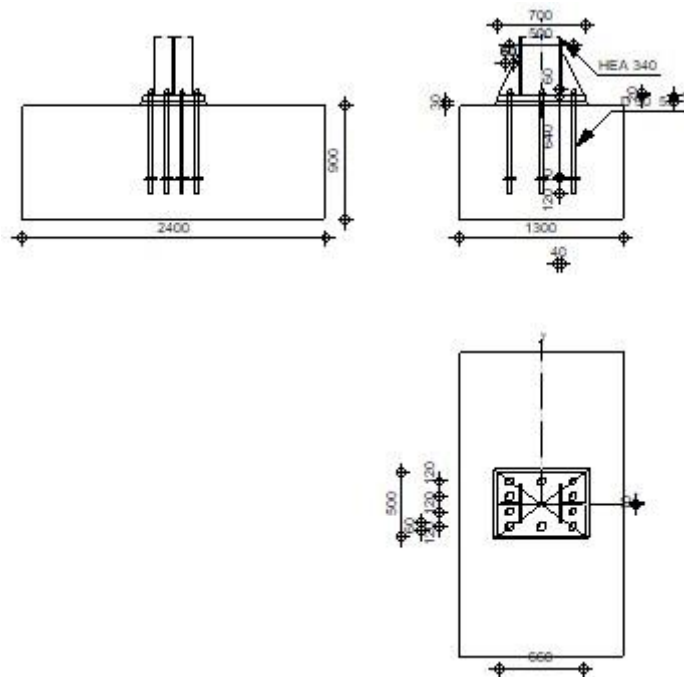
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
7	COMB1	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75$
8	COMB2	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.90$
9	COMB3	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+3*1.05$
10	COMB4	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+5*0.90$
11	COMB5	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+3*1.05$
12	COMB6	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*1.50+4*0.75$
13	COMB7	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.00+6*1.50$
17 (C) (CQC)	Gtotal + Ex + 0,3	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+15)*1.00+16*0.30$
18 (C) (CQC)	Gtotal - Ex - 0,3	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.00+16*0.30+15*-1.00$
19 (C) (CQC)	Gtotal + 0,30*Ex	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+16)*1.00+15*0.30$
20 (C) (CQC)	Gtotal - 0,30*Ex	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.00+15*0.30+16*-1.00$
21	COMB12	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+6*0.90$
22	COMB13	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+6*0.90$
23	COMB14	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+6*1.50$
24	COMB15	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*0.75+6*1.50$
26	COMB16	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+25*0.90$
27	COMB17	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+25*0.90$
28	COMB18	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+25*1.50$
29	COMB19	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*0.75+25*1.50$
31	COMB20	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+30*0.90$
32	COMB21	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*1.50+30*0.90$
33	COMB22	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.05+30*1.50$
34	COMB23	Nonlin. Combinat	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+4*0.75+30*1.50$
35	COMB24	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2)*1.00+5*1.50$
36	COMB25	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2)*1.00+6*1.50$
37	COMB26	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2)*1.00+25*1.50$
38	COMB27	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2)*1.00+30*1.50$
39	COMB28	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00$
40	COMB29	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00+5*0.60$
41	COMB30	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00+6*0.60$
42	COMB31	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00+25*0.60$
43	COMB32	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00+30*0.60$
44	COMB33	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+5)*1.00$
45	COMB34	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+6)*1.00$
46	COMB35	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+25)*1.00$
47	COMB36	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+30)*1.00$
48	COMB37	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+5)*1.00+4*0.50$
49	COMB38	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+6)*1.00+4*0.50$
50	COMB39	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+25)*1.00+4*0.50$
51	COMB40	Nonlin. Combinat	SLS	Structural	$(1+2+30)*1.00+4*0.50$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

Β.1 Σύνδεση βάσης υποστυλώματος

	Robot	Structural	Analysis	Professional	2023	
	Fixed	column	base	design		
Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009						Ratio 0,67



General

Connection no.: 6
 Connection name: Fixed column base
 Structure node: 13
 Structure members: 10

Geometry

Column

Section: HEA 340
 Member no.: 10
 $L_c = 5,40$ [m] Column length
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Inclination angle

$L_c =$	5,40	[m]	Column length
$h_c =$	330	[mm]	Height of column section
$b_{rc} =$	300	[mm]	Width of column section
$t_{wc} =$	10	[mm]	Thickness of the web of column section
$t_{fc} =$	16	[mm]	Thickness of the flange of column section
$r_c =$	27	[mm]	Radius of column section fillet
$A_c =$	133,47	[cm ²]	Cross-sectional area of a column
$I_{yc} =$	27693,10	[cm ⁴]	Moment of inertia of the column section

Material: S 275

$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Resistance
$f_{uc} =$	430,00	[MPa]	Yield strength of a material

Column base

$l_{pd} =$	700	[mm]	Length
$b_{pd} =$	500	[mm]	Width
$t_{pd} =$	40	[mm]	Thickness

Material: S 275

$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Resistance
$f_{upd} =$	430,00	[MPa]	Yield strength of a material

Anchorage

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	5.6	Anchor class
$f_{yb} =$	300,00	[MPa] Yield strength of the anchor material
$f_{ub} =$	500,00	[MPa] Tensile strength of the anchor material
$d =$	30	[mm] Bolt diameter
$A_s =$	5,61	[cm ²] Effective section area of a bolt
$A_v =$	7,07	[cm ²] Area of bolt section
$n_H =$	3	Number of bolt columns
$n_V =$	4	Number of bolt rows

Horizontal spacing $e_{Hi} = 250$ [mm]

Horizontal spacing $e_{Hi} = 250$ [mm]

Vertical spacing $e_{Vi} = 120; 120$ [mm]

Anchor dimensions

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 640$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

Anchor plate

$d = 100$ [mm] Diameter

$t_p = 10$ [mm] Thickness

Material: S 235

$f_y = 235,00$ [MPa] Resistance

Washer

$l_{wd} = 60$ [mm] Length

$b_{wd} = 60$ [mm] Width

$t_{wd} = 20$ [mm] Thickness

Stiffener

$l_s = 660$ [mm] Length

$h_s = 330$ [mm] Height

$t_s = 10$ [mm] Thickness

$d_1 = 20$ [mm] Cut

$d_2 = 20$ [mm] Cut

Material factors

$\gamma_{M0} = 1,00$ Partial safety factor

$\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor

$\gamma_C = 1,50$ Partial safety factor

Spread footing

$L = 1300$ [mm] Spread footing length

$B = 2400$ [mm] Spread footing width

$H = 900$ [mm] Spread footing height

Concrete

Class C20/25

 $f_{ck} = 20,00$ [MPa] Characteristic resistance for compression**Grout layer** $t_g = 30$ [mm] Thickness of leveling layer (grout) $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Characteristic resistance for compression $C_{f,d} = 0,30$ Coeff. of friction between the base plate and concrete**Welds** $a_p = 10$ [mm] Footing plate of the column base $a_s = 6$ [mm] Stiffeners**Loads**

Case: 9: COMB3 (1+2)*1.35+4*1.50+3*1.05

 $N_{j,Ed} = -74,27$ [kN] Axial force $V_{j,Ed,y} = -0,02$ [kN] Shear force $V_{j,Ed,z} = 4,89$ [kN] Shear force $M_{j,Ed,y} = 133,60$ [kN*m] Bending moment $M_{j,Ed,z} = -0,13$ [kN*m] Bending moment**Results****Compression zone****COMPRESSION OF CONCRETE** $f_{cd} = 13,33$ [MPa] Design compressive resistance EN 1992-1:[3.1.6.(1)] $f_j = 20,27$ [MPa] Design bearing resistance under the base plate [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

 $c = 85$ [mm] Additional width of the bearing pressure zone [6.2.5.(4)] $b_{eff} = 187$ [mm] Effective width of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)] $l_{eff} = 470$ [mm] Effective length of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)] $A_{c0} = 877,38$ [cm²] Area of the joint between the base plate and the foundation EN 1992-1:[6.7.(3)] $A_{c1} = 7671,04$ [cm²] Maximum design area of load distribution EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$$F_{rd,u} = 3459,07 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of concrete} \quad \text{EN 1992-1-1:[6.7.(3)]}$$

$$\beta_j = 0,67 \quad \text{Reduction factor for compression} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$$f_{jd} = 26,28 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Design bearing resistance} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$A_{c,n} = 2342,68 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Bearing area for compression} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$A_{c,y} = 1057,39 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Bearing area for bending } M_y \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$A_{c,z} = 877,38 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Bearing area for bending } M_z \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,n} = 6157,36 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of concrete for compression} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = 2779,18 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of concrete for bending } M_y \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,z} = 2306,05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of concrete for bending } M_z \quad [6.2.8.3.(1)]$$

COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

$$CL = 1,00 \quad \text{Section class} \quad \text{EN 1993-1-1:[5.5.2]}$$

$$W_{pl,y} = 2667,37 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Plastic section modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,y} = 733,53 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Design resistance of the section for bending} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,y} = 362 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance between the centroids of flanges} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 2024,72 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of the compressed flange and web} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$W_{pl,z} = 764,21 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Plastic section modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,z} = 210,16 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Design resistance of the section for bending} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,z} = 235 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance between the centroids of flanges} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = 894,05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of the compressed flange and web} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 6157,36 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a spread footing for axial compression} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 2024,72 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of spread footing in the compression zone} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 894,05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of spread footing in the compression zone} \quad [6.2.8.3]$$

Tension zone

STEEL FAILURE

$A_b = 5,61$ [cm²] Effective anchor area [Table 3.4]

$f_{ub} = 500,00$ [MPa] Tensile strength of the anchor material [Table 3.4]

$\beta = 0,85$ Reduction factor of anchor resistance [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 171,67$ [kN] Anchor resistance to steel failure [Table 3.4]

$$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$$

$F_{t,Rd,s} = 171,67$ [kN] Anchor resistance to steel failure

TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$$

$F_{t,Rd} = 171,67$ [kN] Tensile resistance of an anchor

BENDING OF THE BASE PLATE

Bending moment $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 250$ [mm] Effective length for a single bolt row for mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 250$ [mm] Effective length for a single bolt row for mode 2 [6.2.6.5]

$m = 164$ [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 27,50$ [kN*m] Plastic resistance of a plate for mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 27,50$ [kN*m] Plastic resistance of a plate for mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 670,99$ [kN] Resistance of a plate for mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 440,57$ [kN] Resistance of a plate for mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 686,66$ [kN] Resistance of a plate for mode 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 440,57$ [kN] Tension resistance of a plate [6.2.4]

Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 350$ [mm] Effective length for a single bolt row for mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 350$ [mm] Effective length for a single bolt row for mode 2 [6.2.6.5]

$m = 164$ [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 38,50$ [kN*m] Plastic resistance of a plate for mode 1 [6.2.4]

Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	350	[mm]	Effective length for a single bolt row for mode 1	[6.2.6.5]
$M_{pl,2,Rd} =$	38,50	[kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	939,39	[kN]	Resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	483,25	[kN]	Resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	515,00	[kN]	Resistance of a plate for mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	483,25	[kN]	Tension resistance of a plate	[6.2.4]

TENSILE RESISTANCE OF A COLUMN WEB**Bending moment $M_{j,Ed,y}$**

$t_{wc} =$	10	[mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} =$	250	[mm]	Effective width of the web for tension	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} =$	44,95	[cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,86		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd,y} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$				
$F_{t,wc,Rd,y} =$	559,45	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.3.(1)]

Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$t_{wc} =$	10	[mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} =$	350	[mm]	Effective width of the web for tension	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} =$	44,95	[cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,76		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd,z} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$				
$F_{t,wc,Rd,z} =$	698,97	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$F_{T,Rd,y} = \min(F_{t,pl,Rd,y}, F_{t,wc,Rd,y})$				
$F_{T,Rd,y} =$	440,57	[kN]	Resistance of a column base in the tension zone	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$				
$F_{T,Rd,z} =$	483,25	[kN]	Resistance of a column base in the tension zone	[6.2.8.3]

Connection capacity check

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,01 < 1,00	verified	(0,01)
---------------------------------------	-------------	----------	--------

$e_y =$	1799	[mm]	Axial force eccentricity	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	181	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	250	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	211,22	[kN*m]	Connection resistance for bending	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)			$0,63 < 1,00$	verified (0,63)
$e_z =$	2	[mm]	Axial force eccentricity	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	118	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	180	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	3,19	[kN*m]	Connection resistance for bending	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)			$0,04 < 1,00$	verified (0,04)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			$0,67 < 1,00$	verified (0,67)

Shear

BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

Shear force $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,73$ Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,73$ Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$ [Table 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 752,50$ [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

Shear force $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,04$ Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,00$ Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$ [Table 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 1032,00$ [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$\alpha_b = 0,35$ Coeff. for resistance calculation $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 7,07$ [cm²] Area of bolt section [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 500,00$ [MPa] Tensile strength of the anchor material [6.2.2.(7)]

$\alpha_b = 0,35$ Coeff. for resistance calculation $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 98,96$ [kN] Shear resistance of a bolt - without lever arm [6.2.2.(7)]

SPLITTING RESISTANCE

$C_{f,d} = 0,30$ Coeff. of friction between the base plate and concrete [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 74,27$ [kN] Compressive force [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 22,28$ [kN] Slip resistance [6.2.2.(6)]

SHEAR CHECK

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 1011,88$ [kN] Connection resistance for shear

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **verified** (0,00)

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 1011,88$ [kN] Connection resistance for shear

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **verified** (0,00)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **verified** (0,00)

Stiffener check

Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

$M_1 = 23,69$ [kN*m] Bending moment acting on a stiffener

$Q_1 = 278,66$ [kN] Shear force acting on a stiffener

$Z_s = 46$ [mm] Location of the neutral axis (from the plate base)

$I_s = 12956,05$ [cm⁴] Moment of inertia of a stiffener

$\sigma_d = 1,13$ [MPa] Normal stress on the contact surface between stiffener and plate EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 59,20$ [MPa] Normal stress in upper fibers EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 84,44$ [MPa] Tangent stress in a stiffener EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 146,26$ [MPa] Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,53 < 1,00$ **verified** (0,53)

Welds between the column and the base plate

$\sigma_{\perp} =$	30,08	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	30,08	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-0,00	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	0,49	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
<hr/>				
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,10	<	1,00	verified (0,10)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,15	<	1,00	verified (0,15)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,13	<	1,00	verified (0,13)

Vertical welds of stiffeners

Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

$\sigma_{\perp} =$	76,90	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	76,90	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	70,37	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	196,24	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
<hr/>				
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,48	<	1,00	verified (0,48)

Transversal welds of stiffeners

Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

$\sigma_{\perp} =$	99,52	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	99,52	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	93,92	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	257,06	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
<hr/>				
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,64	<	1,00	verified (0,64)

Connection stiffness

Bending moment $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	187	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	470	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c \sqrt{(b_{eff} \cdot I_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$$

$k_{13,y} = 33$ [mm] Stiffness coeff. of compressed concrete [Table 6.11]

$l_{eff} = 250$ [mm] Effective length for a single bolt row for mode 2 [6.2.6.5]

$m = 164$ [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.850 \cdot I_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 3$ [mm] Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension [Table 6.11]

$L_b = 345$ [mm] Effective anchorage depth [Table 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 3$ [mm] Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension [Table 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,43$ Column slenderness [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 58149,07$ [kN*m] Initial rotational stiffness [Table 6.12]

$S_{j,rig,y} = 323086,17$ [kN*m] Stiffness of a rigid connection [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGID [5.2.2.5.(2)]

Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)}$$

$k_{13,z} = 33$ [mm] Stiffness coeff. of compressed concrete [Table 6.11]

$l_{eff} = 350$ [mm] Effective length for a single bolt row for mode 2 [6.2.6.5]

$m = 164$ [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge [6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.850 \cdot I_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} = 4$ [mm] Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension [Table 6.11]

$L_b = 345$ [mm] Effective anchorage depth [Table 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,z} = 3$ [mm] Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension [Table 6.11]

$\lambda_{0,z} = 0,83$ Column slenderness [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 192549,96$ [kN*m] Initial rotational stiffness [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 86753,33$ [kN*m] Stiffness of a rigid connection [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGID [5.2.2.5.(2)]

Weakest component:

BASE PLATE - BENDING

Connection conforms to the code Ratio 0,67

B.2 Σύνδεση υποστυλώματος - προβόλου



Robot

Structural

Analysis

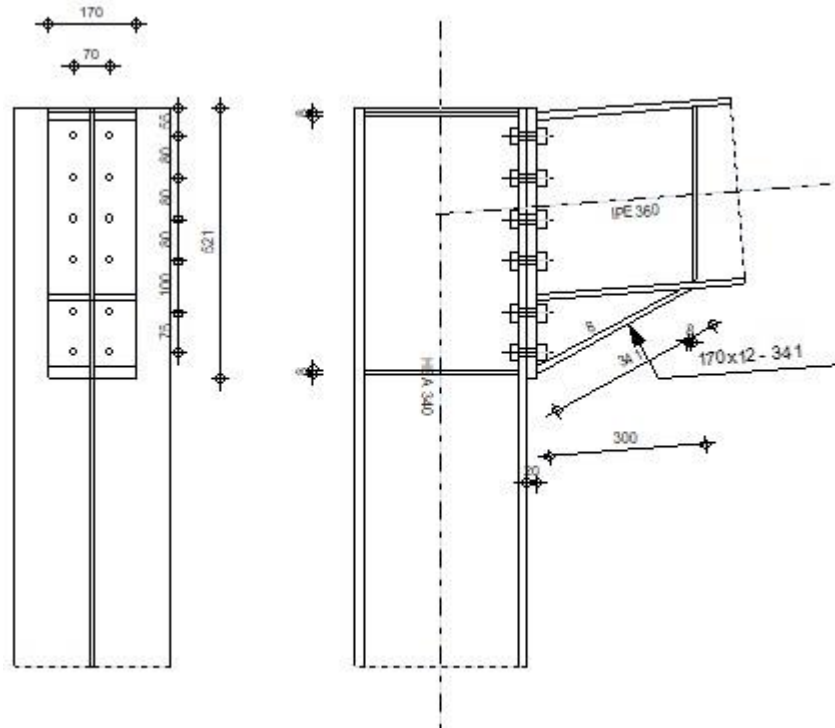
Professional

2023



Design of fixed beam-to-column connection

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

Ratio
0,81

General

Connection no.: 7

Connection name: Frame knee

Structure node: 6

Structure members: 4, 5

Geometry

Column

Section: HEA 340

Member no.: 4

 $\alpha = -90,0$ [Deg] Inclination angle $h_c = 330$ [mm] Height of column section

Section: HEA 340

$b_{fc} = 300$ [mm] Width of column section

$t_{wc} = 10$ [mm] Thickness of the web of column section

$t_{fc} = 16$ [mm] Thickness of the flange of column section

$r_c = 27$ [mm] Radius of column section fillet

$A_c = 133,47$ [cm²] Cross-sectional area of a column

$I_{xc} = 27693,10$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section

Material: S 275

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistance

Beam

Section: IPE 360

Member no.: 5

$\alpha = 4,6$ [Deg] Inclination angle

$h_b = 360$ [mm] Height of beam section

$b_f = 170$ [mm] Width of beam section

$t_{wb} = 8$ [mm] Thickness of the web of beam section

$t_{fb} = 13$ [mm] Thickness of the flange of beam section

$r_b = 18$ [mm] Radius of beam section fillet

$r_b = 18$ [mm] Radius of beam section fillet

$A_b = 72,73$ [cm²] Cross-sectional area of a beam

$I_{xb} = 16265,60$ [cm⁴] Moment of inertia of the beam section

Material: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistance

Bolts

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

$d = 16$ [mm] Bolt diameter

Class = 10.9 Bolt class

$F_{tRd} = 113,04$ [kN] Tensile resistance of a bolt

$n_h = 2$ Number of bolt columns

$d =$	16	[mm]	Bolt diameter
$n_v =$	6		Number of bolt rows
$h_1 =$	55	[mm]	Distance between first bolt and upper edge of front plate
Horizontal spacing $e_i =$	70	[mm]	
Vertical spacing $p_i =$	80; 80; 80; 100; 75	[mm]	

Plate

$h_p =$	521	[mm]	Plate height
$b_p =$	170	[mm]	Plate width
$t_p =$	20	[mm]	Plate thickness
Material:	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Resistance

Lower stiffener

$w_d =$	170	[mm]	Plate width
$t_{fd} =$	12	[mm]	Flange thickness
$h_d =$	140	[mm]	Plate height
$t_{wd} =$	8	[mm]	Web thickness
$l_d =$	300	[mm]	Plate length
$\alpha =$	28,7	[Deg]	Inclination angle
Material:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Resistance

Column stiffener

Upper

$h_{su} =$	297	[mm]	Stiffener height
$b_{su} =$	145	[mm]	Stiffener width
$t_{hu} =$	8	[mm]	Stiffener thickness
Material:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Resistance

Lower

$h_{sd} =$	297	[mm]	Stiffener height
$b_{sd} =$	145	[mm]	Stiffener width

$h_{sd} = 297$ [mm] Stiffener height

$t_{hd} = 8$ [mm] Stiffener thickness

Material: S 235

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Resistance

Fillet welds

$a_w = 6$ [mm] Web weld

$a_r = 9$ [mm] Flange weld

$a_s = 6$ [mm] Stiffener weld

$a_{rd} = 5$ [mm] Horizontal weld

Material factors

$\gamma_{M0} = 1,00$ Partial safety factor [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Partial safety factor [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,25$ Partial safety factor [2.2]

Loads

Ultimate limit state

Case: 9: COMB3 (1+2) * 1.35+4*1.50+3*1.05

$M_{b1,Ed} = 153,76$ [kN*m] Bending moment in the right beam

$V_{b1,Ed} = 55,39$ [kN] Shear force in the right beam

$N_{b1,Ed} = -12,08$ [kN] Axial force in the right beam

$M_{c1,Ed} = 156,72$ [kN*m] Bending moment in the lower column

$V_{c1,Ed} = 4,71$ [kN] Shear force in the lower column

$N_{c1,Ed} = -65,91$ [kN] Axial force in the lower column

Results

Beam resistances

COMPRESSION

$A_b = 72,73$ [cm²] Area EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 2000,05$ [kN] Design compressive resistance of the section EN1993-1-1:[6.2.4]

SHEAR

$A_{vb} = 46,34$ [cm²] Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 735,70$ [kN] Design sectional resistance for shear EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,08 < 1,00$ **verified** (0,08)

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} = 1019,22$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 280,29$ [kN*m] Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$W_{pl} = 1545,94$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 425,13$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 425,13$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 488$ [mm] Distance between the centroids of flanges [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 871,29$ [kN] Resistance of the compressed flange and web [6.2.6.7.(1)]

WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$\beta = 4,6$ [Deg] Angle between the front plate and the beam

$\gamma = 28,7$ [Deg] Inclination angle of the bracket plate

$b_{eff,c,wb} = 208$ [mm] Effective width of the web for compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 35,14$ [cm²] Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,88$ Reduction factor for interaction with shear [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 142,79$ [MPa] Maximum compressive stress in web [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Reduction factor conditioned by compressive stresses [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 12,96$ [cm²] Area of the web stiffener EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 1516,35 \quad [\text{kN}] \quad \text{Beam web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:

$$d_{wb} = 299 \quad [\text{mm}] \quad \text{Height of compressed web} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_{\rho} = 1,05 \quad \text{Plate slenderness of an element} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,77 \quad \text{Reduction factor for element buckling} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 5,94 \quad \text{Stiffener slenderness} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi = 1,00 \quad \text{Buckling coefficient of the stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 1317,88 \quad [\text{kN}] \quad \text{Beam web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1317,88 \quad [\text{kN}] \quad \text{Beam web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Column resistances

WEB PANEL - SHEAR

$$M_{b1,Ed} = 153,76 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Bending moment (right beam)} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Bending moment (left beam)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 4,71 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear force (lower column)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear force (upper column)} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 410 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 373,02 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear force acting on the web panel} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 44,95 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Shear area of the column web} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 44,95 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 493 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance between the centroids of stiffeners} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 5,62 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of the column flange for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1,13 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1,13 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 669,66 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of the column web panel for shear} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$$

$$0,56 < 1,00$$

verified

$$(0,56)$$

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$$t_{wc} = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Effective thickness of the column web} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 297 \text{ [mm]} \quad \text{Effective width of the web for compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,81 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 73,70 \text{ [MPa]} \quad \text{Maximum compressive stress in web} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Reduction factor conditioned by compressive stresses} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,48 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of the web stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1088,30 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:

$$d_{wc} = 243 \text{ [mm]} \quad \text{Height of compressed web} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,95 \quad \text{Plate slenderness of an element} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,83 \quad \text{Reduction factor for element buckling} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,76 \quad \text{Stiffener slenderness} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Buckling coefficient of the stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 980,49 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 980,49 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM TOP FLANGE

Bearing:

$$t_{wc} = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Effective thickness of the column web} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 296 \text{ [mm]} \quad \text{Effective width of the web for compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,81 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 73,70 \text{ [MPa]} \quad \text{Maximum compressive stress in web} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$t_{wc} = 10$ [mm] Effective thickness of the column web [6.2.6.2.(6)]

$k_{wc} = 1,00$ Reduction factor conditioned by compressive stresses [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 19,48$ [cm²] Area of the web stiffener EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 1086,97$ [kN] Column web resistance [6.2.6.2.(1)]

Buckling:

$d_{wc} = 243$ [mm] Height of compressed web [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,95$ Plate slenderness of an element [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,83$ Reduction factor for element buckling [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 2,76$ Stiffener slenderness EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi_s = 1,00$ Buckling coefficient of the stiffener EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 980,00$ [kN] Column web resistance [6.2.6.2.(1)]

Final resistance:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 980,00$ [kN] Column web resistance [6.2.6.2.(1)]

Geometrical parameters of a connection

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - COLUMN FLANGE

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	9	-	115	-	80	54	69	54	69	107	20	20	20
2	9	-	115	-	80	54	178	54	178	160	80	80	80
3	9	-	115	-	80	54	178	54	178	160	80	80	80
4	9	-	115	-	90	54	178	54	178	180	90	90	90
5	9	-	115	-	88	54	178	54	178	175	88	88	88
6	9	-	115	-	75	54	69	54	69	102	18	18	18

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - FRONT PLATE

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	24	-	50	-	80	152	189	152	189	156	150	150	150
2	24	-	50	-	80	152	159	152	159	160	80	80	80

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
3	24	–	50	–	80	152	159	152	159	160	80	80	80
4	24	–	50	–	90	152	159	152	159	180	90	90	90
5	24	–	50	–	88	152	159	152	159	175	88	88	88
6	24	–	50	–	75	152	159	152	159	151	117	117	117

m – Bolt distance from the web

m_x – Bolt distance from the beam flange

e – Bolt distance from the outer edge

e_x – Bolt distance from the horizontal outer edge

p – Distance between bolts

l_{eff,cp} – Effective length for a single bolt row in the circular failure mode

l_{eff,nc} – Effective length for a single bolt row in the non-circular failure mode

l_{eff,1} – Effective length for a single bolt row for mode 1

l_{eff,2} – Effective length for a single bolt row for mode 2

l_{eff,cp,g} – Effective length for a group of bolts in the circular failure mode

l_{eff,nc,g} – Effective length for a group of bolts in the non-circular failure mode

l_{eff,1,g} – Effective length for a group of bolts for mode 1

l_{eff,2,g} – Effective length for a group of bolts for mode 2

Connection resistance for compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1960,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,01)$$

Connection resistance for bending

$$F_{t,Rd} = 113,04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bolt resistance for tension} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 256,78 \quad [\text{kN}] \quad \text{Punching shear resistance of a bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – column flange resistance due to bending

F_{t,wc,Rd} – column web resistance due to tension

F_{t,ep,Rd} – resistance of the front plate due to bending

F_{t,wb,Rd} – resistance of the web in tension

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

F_{t1,Rd,comp} - Formula	F_{t1,Rd,comp}	Component
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	140,79	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(1)} = 140,79$	140,79	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(1)} = 334,68$	334,68	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 513,55$	513,55	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta = 669,66$	669,66	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} = 980,49$	980,49	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} = 871,29$	871,29	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1317,88$	1317,88	Beam web - compression

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

F_{t2,Rd,comp} - Formula	F_{t2,Rd,comp}	Component
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	113,25	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(2)} = 140,79$	140,79	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 334,68$	334,68	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 513,55$	513,55	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 669,66 - 140,79$	528,88	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 980,49 - 140,79$	839,71	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 871,29 - 140,79$	730,50	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1317,88 - 140,79$	1177,09	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 443,59 - 140,79$	302,80	Column flange - tension - group

F_{t2,Rd,comp} - Formula	F_{t2,Rd,comp}	Component
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 254,04 - 140,79$	113,25	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 449,36 - 140,79$	308,58	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 505,31 - 140,79$	364,52	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

F_{t3,Rd,comp} - Formula	F_{t3,Rd,comp}	Component
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	140,79	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(3)} = 140,79$	140,79	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 334,68$	334,68	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 513,55$	513,55	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 669,66 - 254,04$	415,62	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 980,49 - 254,04$	726,45	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 871,29 - 254,04$	617,24	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1317,88 - 254,04$	1063,84	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 113,25$	338,91	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 390,02 - 113,25$	276,76	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 254,04$	424,20	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 431,47 - 254,04$	177,43	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 389,24 - 113,25$	275,99	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 352,00 - 113,25$	238,75	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 643,98 - 254,04$	389,94	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 681,31 - 254,04$	427,27	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

F_{t4,Rd,comp} - Formula	F_{t4,Rd,comp}	Component
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	140,79	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(4)} = 140,79$	140,79	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Front plate - tension

F_{t4,Rd,comp} - Formula	F_{t4,Rd,comp}	Component
$F_{t,wb,Rd(4)} = 334,68$	334,68	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 513,55$	513,55	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 669,66 - 394,83$	274,84	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 980,49 - 394,83$	585,67	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 871,29 - 394,83$	476,46	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1317,88 - 394,83$	923,05	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 452,16 - 140,79$	311,37	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 410,98 - 140,79$	270,19	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 678,24 - 254,04$	424,20	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 559,45 - 254,04$	305,41	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 904,32 - 394,83$	509,49	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 591,29 - 394,83$	196,46	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 397,87 - 140,79$	257,08	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 374,00 - 140,79$	233,21	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 592,49 - 254,04$	338,45	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 550,00 - 254,04$	295,96	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 847,23 - 394,83$	452,41	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 879,31 - 394,83$	484,48	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 5

F_{t5,Rd,comp} - Formula	F_{t5,Rd,comp}	Component
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	134,05	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(5)} = 140,79$	140,79	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(5)} = 334,68$	334,68	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 513,55$	513,55	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 669,66 - 535,61$	134,05	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 980,49 - 535,61$	444,88	Column web - compression

F_{t5,Rd,comp} - Formula	F_{t5,Rd,comp}	Component
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 871,29 - 535,61$	335,67	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1317,88 - 535,61$	782,27	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 452,16 - 140,79$	311,37	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 426,36 - 140,79$	285,57	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 678,24 - 281,57$	396,67	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 571,62 - 281,57$	290,05	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 394,83$	509,49	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 684,06 - 394,83$	289,23	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 535,61$	594,79	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 707,64 - 535,61$	172,03	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 404,34 - 140,79$	263,55	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 390,50 - 140,79$	249,71	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 598,96 - 281,57$	317,39	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 566,50 - 281,57$	284,93	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 793,58 - 394,83$	398,75	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 742,50 - 394,83$	347,67	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1048,32 - 535,61$	512,71	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1071,81 - 535,61$	536,19	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 6

F_{t6,Rd,comp} - Formula	F_{t6,Rd,comp}	Component
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	0,00	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(6)} = 140,79$	140,79	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(6)} = 334,68$	334,68	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 513,55$	513,55	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^5 F_{ii,Rd} = 669,66 - 669,66$	0,00	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 980,49 - 669,66$	310,83	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 871,29 - 669,66$	201,62	Beam flange - compression

F_{t6,Rd,comp} - Formula	F_{t6,Rd,comp}	Component
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1317,88 - 669,66$	648,22	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 452,16 - 134,05$	318,11	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 265,99 - 134,05$	131,94	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 678,24 - 274,84$	403,40	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 461,12 - 274,84$	186,28	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 904,32 - 415,62$	488,70	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 598,92 - 415,62$	183,29	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 528,88$	601,52	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 704,78 - 528,88$	175,91	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 669,66$	686,82	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 726,93 - 669,66$	57,27	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 427,78 - 134,05$	293,73	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 450,28 - 134,05$	316,23	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 631,03 - 274,84$	356,19	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 648,28 - 274,84$	373,44	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 825,65 - 415,62$	410,03	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 824,28 - 415,62$	408,66	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1020,27 - 528,88$	491,40	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1000,28 - 528,88$	471,40	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1275,01 - 669,66$	605,35	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1329,59 - 669,66$	659,93	Beam web - tension - group

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	450	140,79	226,08	140,79	226,08	334,68	226,08	513,55
2	370	113,25	226,08	140,79	226,08	334,68	226,08	513,55
3	290	140,79	226,08	140,79	226,08	334,68	226,08	513,55
4	210	140,79	226,08	140,79	226,08	334,68	226,08	513,55
5	110	134,05	226,08	140,79	226,08	334,68	226,08	513,55

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
6	35	-	226,08	140,79	226,08	334,68	226,08	513,55

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 190,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,81 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,81)$$

Connection resistance for shear

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{v,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,95 \quad \text{Reduction factor for long connections} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 91,23 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Tensile resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 227,04 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an intermediate bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 219,52 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an outermost bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	226,08	-2,01	140,79	113,85	111,84	117,99
2	226,08	-2,01	113,25	91,59	89,57	130,83
3	226,08	-2,01	140,79	113,85	111,84	117,99
4	226,08	-2,01	140,79	113,85	111,84	117,99
5	226,08	-2,01	134,05	108,40	106,39	121,13
6	226,08	-2,01	0,00	0,00	-2,01	182,46

F_{tj,Rd,N} – Bolt row resistance for simple tension

F_{tj,Ed,N} – Force due to axial force in a bolt row

F_{tj,Rd,M} – Bolt row resistance for simple bending

F_{tj,Ed,M} – Force due to moment in a bolt row

F_{tj,Ed} – Maximum tensile force in a bolt row

F_{vj,Rd} – Reduced bolt row resistance

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 788,40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,07)$$

Weld resistance

$$A_w = 131,38 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of all welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 80,28 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of horizontal welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 51,10 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of vertical welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 44591,81 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = 68,02 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 59,35 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Stress in a vertical weld} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 10,84 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tangent stress} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Correlation coefficient} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 136,05 < 360,00 \quad \text{verified} \quad (0,38)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 120,18 < 360,00 \quad \text{verified} \quad (0,33)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 68,02 < 259,20 \quad \text{verified} \quad (0,26)$$

Connection stiffness

$$t_{\text{wash}} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Washer thickness} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{head}} = 12 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bolt head height} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{nut}} = 16 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bolt nut height} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 58 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bolt length} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Stiffness coefficient of bolts} \quad [6.3.2.(1)]$$

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{\text{eff},j}$	$k_{\text{eff},j} h_j$	$k_{\text{eff},j} h_j^2$
					Sum	10,98	337,35
1	450	0	125	76	0	1,81	81,37
2	370	1	340	41	1	3,42	126,23
3	290	1	340	41	1	2,68	77,50
4	210	1	340	46	1	1,94	40,70
5	110	1	340	44	1	1,01	11,12

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
6	35	0	109	59	0	0,12	0,43

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 307 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent force arm} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Transformation parameter} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 307 \text{ [mm]} \quad \text{Lever arm} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Stiffness coefficient of the compressed column web} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 43122,02 \text{ [kN*m]} \quad \text{Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,68 \quad \text{Stiffness coefficient of a connection} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 25601,79 \text{ [kN*m]} \quad \text{Final rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

Connection classification due to stiffness.

$$S_{j,rig} = 54478,36 \text{ [kN*m]} \quad \text{Stiffness of a rigid connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 3404,90 \text{ [kN*m]} \quad \text{Stiffness of a pinned connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGID}$$

Weakest component:

COLUMN WEB PANEL - SHEAR



Remarks

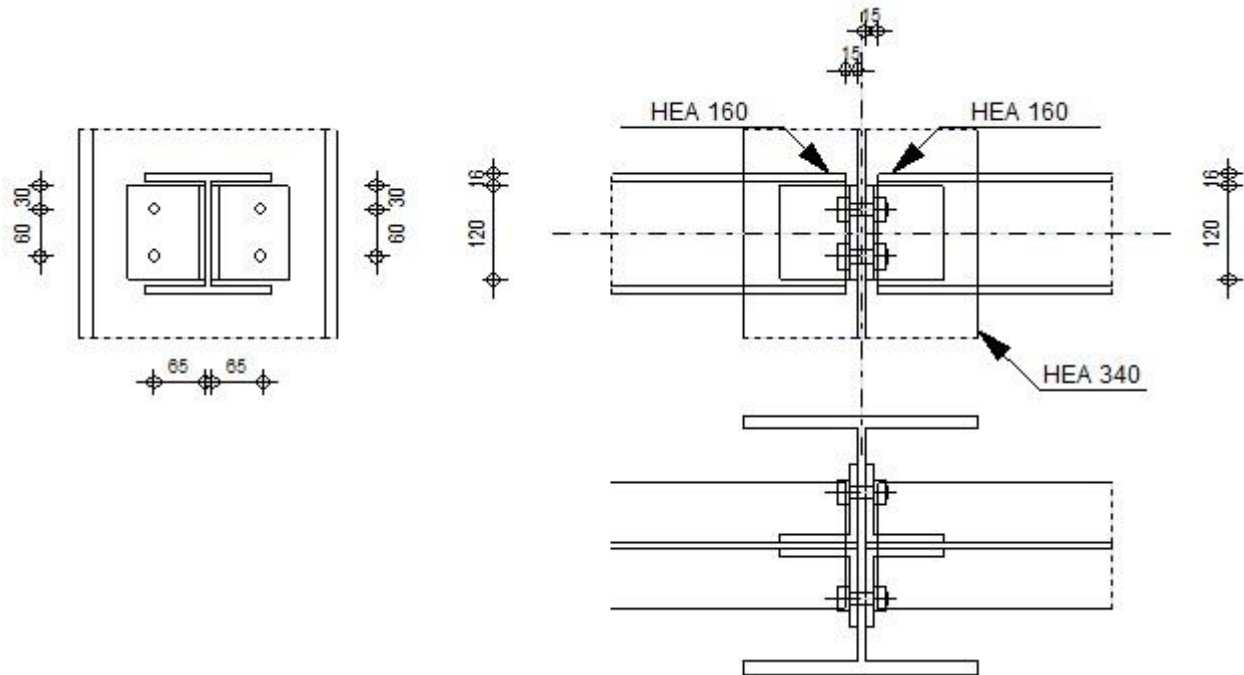
The thickness of bracket flange is less than the thickness of beam flange $12 \text{ [mm]} < 13 \text{ [mm]}$

Connection conforms to the code

Ratio 0,81

B.3 Σύνδεση υποστυλώματος - κεφαλοδοκού

	Robot	Structural	Analysis	Professional	2023	
	Calculation of the beam-column (web) connection EN 1993-1-8:2005/AC:2009					



General

Connection no.: 8
 Connection name: Beam-column (web)
 Structure node: 39
 Structure members: 7, 58, 57

Geometry

Column

Section: HEA 340
 Member no.: 7
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 330$ [mm] Height of column section

Section:	HEA 340		
$b_{fc} =$	300	[mm]	Width of column section
$t_{wc} =$	10	[mm]	Thickness of the web of column section
$t_{fc} =$	16	[mm]	Thickness of the flange of column section
$r_c =$	27	[mm]	Radius of column section fillet
$A_c =$	133,47	[cm ²]	Cross-sectional area of a column
$I_{yc} =$	27693,10	[cm ⁴]	Moment of inertia of the column section
Material:	S 275		
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Design resistance
$f_{uc} =$	430,00	[MPa]	Tensile resistance

Left side

Beam

Section:	HEA 160		
Member no.:	58		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_{bl} =$	152	[mm]	Height of beam section
$b_{bl} =$	160	[mm]	Width of beam section
$t_{wbl} =$	6	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fbl} =$	9	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_{bl} =$	15	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_b =$	38,77	[cm ²]	Cross-sectional area of a beam
$I_{ybl} =$	1672,98	[cm ⁴]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S 275		
$f_{ybl} =$	275,00	[MPa]	Design resistance
$f_{ubl} =$	430,00	[MPa]	Tensile resistance

Angle

Section:	CAE 100x10		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_{kl} =$	100	[mm]	Height of angle section
$b_{kl} =$	100	[mm]	Width of angle section

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$t_{fkl} =$	10	[mm]	Thickness of the flange of angle section
$r_{kl} =$	12	[mm]	Fillet radius of the web of angle section
$l_{kl} =$	120	[mm]	Angle length
Material:	S 275		
$f_{ykl} =$	275,00	[MPa]	Design resistance
$f_{ukl} =$	430,00	[MPa]	Tensile resistance

Bolts

Welds

$a_{ab} =$	5	[mm]	Fillet welds connecting angle with beam
------------	---	------	---

Right side

Beam

Section:	HEA 160		
Member no.:	57		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_{br} =$	152	[mm]	Height of beam section
$b_{br} =$	160	[mm]	Width of beam section
$t_{wbr} =$	6	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fbr} =$	9	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_{br} =$	15	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_{br} =$	38,77	[cm ²]	Cross-sectional area of a beam
$I_{ybr} =$	1672,98	[cm ⁴]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S 275		
$f_{ybr} =$	275,00	[MPa]	Design resistance
$f_{ubr} =$	430,00	[MPa]	Tensile resistance

Angle

Section:	CAE 100x10		
$h_{kr} =$	100	[mm]	Height of angle section

Section: CAE 100x10

$h_{kr} = 100$ [mm] Height of angle section
 $b_{kr} = 100$ [mm] Width of angle section
 $t_{fkr} = 10$ [mm] Thickness of the flange of angle section
 $r_{kr} = 12$ [mm] Fillet radius of the web of angle section
 $l_{kr} = 120$ [mm] Angle length

Material: S 275

$f_{ykr} = 275,00$ [MPa] Design resistance
 $f_{ukr} = 430,00$ [MPa] Tensile resistance

Bolts

Bolts connecting column with angle

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class = 10.9 Bolt class
 $d = 16$ [mm] Bolt diameter
 $d_0 = 18$ [mm] Bolt opening diameter
 $A_s = 1,57$ [cm²] Effective section area of a bolt
 $A_v = 2,01$ [cm²] Area of bolt section
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Tensile resistance
 $k = 1$ Number of bolt columns
 $w = 2$ Number of bolt rows
 $e_1 = 30$ [mm] Level of first bolt
 $p_1 = 60$ [mm] Vertical spacing

Welds

$a_{ab} = 5$ [mm] Fillet welds connecting angle with beam

Material factors

$\gamma_{M0} = 1,00$ Partial safety factor [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [2.2]

Loads

Case: 9: COMB3 (1+2) *1.35+4*1.50+3*1.05

Left side

$N_{b2,Ed} =$	-23,82	[kN]	Axial force
$V_{b2,Ed} =$	1,21	[kN]	Shear force
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Bending moment

Right side

$N_{b1,Ed} =$	-23,59	[kN]	Axial force
$V_{b1,Ed} =$	1,21	[kN]	Shear force
$M_{b1,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Bending moment

Results

Left side

Bolts connecting column with angle

Bolt capacities

$F_{v,Rd} =$	96,51	[kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------	-------	------	---	---

Bolt bearing on the angle

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	---	--

$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	verified
----------------	-------------	----------

$\alpha_{bx} =$	0,65	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	---	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	0,65 > 0,00	verified
---------------------	-------------	----------

$F_{b,Rd2x} =$	89,19	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
----------------	-------	------	-------------------------------------	---

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	---	---

$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	verified
----------------	-------------	----------

$\alpha_{bz} =$	0,56	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	---	--

$\alpha_{bz} > 0.0$	0,56 > 0,00	verified
---------------------	-------------	----------

$F_{b,Rd2z} =$	76,44	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
----------------	-------	------	-------------------------------------	---

Forces acting on bolts in the column - angle connection

Bolt shear

$e =$	68 [mm]	Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web	
$M_0 =$	0,04 [kN*m]	Real bending moment	$M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	0,30 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b1,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	0,69 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x2,Ed} =$	0,69 [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z2,Ed} =$	0,30 [kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	0,75 [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} =$	89,19 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
$F_{Rdz} =$	76,44 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = F_{bRd2z}$

$ F_{x2,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 0,69 < 89,19$	verified	(0,01)
$ F_{z2,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,30 < 76,44$	verified	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$0,75 < 96,51$	verified	(0,01)

Weld resistance

Fillet welds connecting angle with beam

$e =$	81 [mm]	Distance between centroid of a weld group and center of the column web	
$M_0 =$	0,05 [kN*m]	Real bending moment	$M_0 = 0.5 * (M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} * e)$
$A_w =$	14,50 [cm ²]	Area of welds	
$I_0 =$	526,73 [cm ⁴]	Polar moment of inertia of welds	
$\tau_{Fx} =$	-8,21 [MPa]	Component stress due to influence of the longitudinal force	$\tau_{Fx} = 0.5 * N_{b2,Ed} / A_w$
$\tau_{Fz} =$	0,42 [MPa]	Component stress due to influence of the transverse force	$\tau_{Fz} = 0.5 * V_{b2,Ed} / A_w$
$\tau_{Mx} =$	0,57 [MPa]	Component stress due to influence of the moment on the x direction	$\tau_{Mx} = M_0 * z_i / I_0$
$\tau_{Mz} =$	0,56 [MPa]	Component stress due to influence of the moment on the z direction	$\tau_{Mz} = M_0 * x_i / I_0$
$\tau =$	8,83 [MPa]	Resultant stress	$\tau = \sqrt{[(\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$f_{vw,d} =$	233,6 [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2})$

$e = 81$ [mm] Distance between centroid of a weld group and center of the column web

$= 6$

$\tau \leq f_{vw,d}$	$8,83 < 233,66$	verified	(0,04)
----------------------	-----------------	----------	--------

Right side

Bolts connecting column with angle

Bolt capacities

$F_{v,Rd} = 96,51$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the angle

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ verified

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ verified

$F_{b,Rd2x} = 89,19$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ verified

$\alpha_{bz} = 0,56$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,56 > 0,00$ verified

$F_{b,Rd2z} = 76,44$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Forces acting on bolts in the column - angle connection

Bolt shear

$e = 68$ [mm] Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web

$M_0 = 0,04$ [kN*m] Real bending moment

$$M_0 = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$$

$F_{Vz} = 0,30$ [kN] Component force in a bolt due to influence of the shear force

$$F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b2,Ed}| / n$$

$F_{Mx} = 0,69$ [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment

$$F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$F_{x1,Ed} = 0,69$ [kN] Design total force in a bolt on the direction x

$$F_{x1,Ed} = F_{Mx}$$

Bolt shear

$e = 68$ [mm] Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web

$F_{z1,Ed} = 0,30$ [kN] Design total force in a bolt on the direction z

$$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$F_{Ed} = 0,75$ [kN] Resultant shear force in a bolt

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 89,19$ [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction x

$$F_{Rdx} = F_{bRd2x}$$

$F_{Rdz} = 76,44$ [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction z

$$F_{Rdz} = F_{bRd2z}$$

$ F_{x1,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 0,69 < 89,19$	verified	(0,01)
$ F_{z1,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,30 < 76,44$	verified	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$0,75 < 96,51$	verified	(0,01)

Weld resistance**Fillet welds connecting angle with beam**

$e = 81$ [mm] Distance between centroid of a weld group and center of the column web

$M_0 = 0,05$ [kN*m] Real bending moment

$$M_0 = 0.5 * (M_{b1,Ed} + V_{b1,Ed} * e)$$

$A_w = 14,50$ [cm²] Area of welds

$I_0 = 526,73$ [cm⁴] Polar moment of inertia of welds

$\tau_{Fx} = -8,14$ [MPa] Component stress due to influence of the longitudinal force

$$\tau_{Fx} = 0.5 * N_{b1,Ed} / A_w$$

$\tau_{Fz} = 0,42$ [MPa] Component stress due to influence of the transverse force

$$\tau_{Fz} = 0.5 * V_{b1,Ed} / A_w$$

$\tau_{Mx} = 0,57$ [MPa] Component stress due to influence of the moment on the x direction

$$\tau_{Mx} = M_0 * z_i / I_0$$

$\tau_{Mz} = 0,56$ [MPa] Component stress due to influence of the moment on the z direction

$$\tau_{Mz} = M_0 * x_i / I_0$$

$\tau = 8,75$ [MPa] Resultant stress

$$\tau = \sqrt{[(\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]}$$

$\beta_w = 0,85$ Correlation coefficient

[Table 4.1]

$f_{vw,d} = 233,66$ [MPa]

$$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2})$$

$\tau \leq f_{vw,d}$	$8,75 < 233,66$	verified	(0,04)
----------------------	-----------------	----------	--------

Column verification

Bolt bearing on the column web

Direction x

$$k_x = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_x = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_x > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rdx} = 130,72 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rdx} = k_x * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_z = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_z = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_z > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0,86 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,86 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rdz} = 112,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rdz} = k_z * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Resultant force acting on the outermost bolt

$$F_{x,Ed} = 1,37 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design total force in a bolt on the direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$$

$$F_{z,Ed} = 0,60 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design total force in a bolt on the direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{b,Rdx} \quad |1,37| < 130,72 \quad \text{verified} \quad (0,01)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{b,Rdz} \quad |0,60| < 112,56 \quad \text{verified} \quad (0,01)$$

Remarks

Distance between horizontal edge of left angle and beam top flange is too small 6 [mm] < 20 [mm]

Distance between horizontal edge of left angle and beam bottom flange is too small 8 [mm] < 20 [mm]

Distance between horizontal edge of right angle and beam top flange is too small 6 [mm] < 20 [mm]

Distance between horizontal edge of right angle and beam bottom flange is too small 8 [mm] < 20 [mm]

Connection conforms to the code Ratio 0,04

B.4 Σύνδεση κατακόρυφων χιαστί μέσω κομβοελάσματος



Robot

Structural

Analysis

Professional

2023



Calculations of the connection with the gusset plate

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

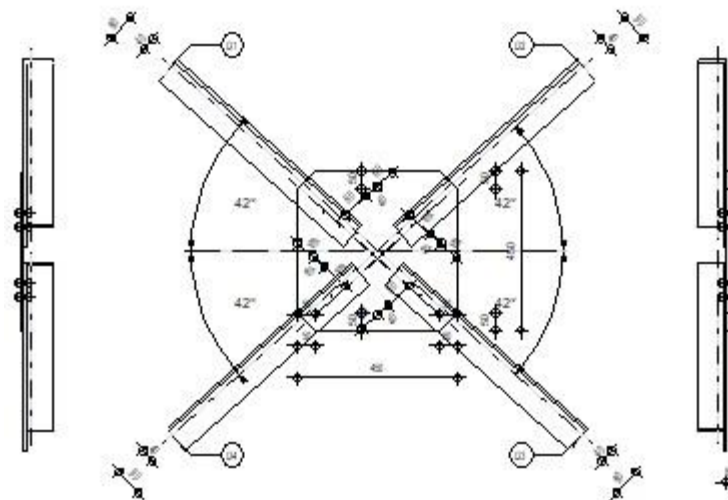
Ratio
0,23

01-CAE 80x8

02-CAE 80x8

03-CAE 80x8

04-CAE 80x8



General

Connection no.: 5

Connection name: Gusset plate: bracing

Geometry

Members

	Member 1	Member 2	Member 3	Member 4		
Section:	CAE 80x8	CAE 80x8	CAE 80x8	CAE 80x8		
h	80	80	80	80		mm
b_f	80	80	80	80		mm
t_w	8	8	8	8		mm
t_f	8	8	8	8		mm
r	10	10	10	10		mm

		Member 1	Member 2	Member 3	Member 4		
	A	12,27	12,27	12,27	12,27		cm ²
Material:		S 275	S 275	S 275	S 275		
	f_y	275,00	275,00	275,00	275,00		MPa
	f_u	430,00	430,00	430,00	430,00		MPa
Angle	α	42,0	42,0	42,0	42,0		Deg

Bolts

Member 1

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	10.9	Bolt class
d =	12 [mm]	Bolt diameter
d ₀ =	13 [mm]	Bolt opening diameter
A _s =	0,84 [cm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	1,13 [cm ²]	Area of bolt section
f _{yb} =	900,00 [MPa]	Yield point
f _{ub} =	1000,00 [MPa]	Bolt tensile resistance
n =	2	Number of bolt columns
Bolt spacing	60 [mm]	
e ₁ =	40 [mm]	Distance of the center of gravity of first bolt from the member end
e ₂ =	40 [mm]	Distance of the axis of bolts from the member edge
e _c =	80 [mm]	Distance of the member end from the point of intersection of member axes

Member 2

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	10.9	Bolt class
d =	12 [mm]	Bolt diameter
d ₀ =	13 [mm]	Bolt opening diameter
A _s =	0,84 [cm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	1,13 [cm ²]	Area of bolt section
f _{yb} =	900,00 [MPa]	Yield point

Class =	10.9	Bolt class
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Bolt tensile resistance
$n =$	2	Number of bolt columns
Bolt spacing	60 [mm]	
$e_1 =$	40 [mm]	Distance of the center of gravity of first bolt from the member end
$e_2 =$	40 [mm]	Distance of the axis of bolts from the member edge
$e_c =$	80 [mm]	Distance of the member end from the point of intersection of member axes

Member 3

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	10.9	Bolt class
$d =$	12 [mm]	Bolt diameter
$d_o =$	13 [mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	0,84 [cm ²]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	1,13 [cm ²]	Area of bolt section
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Yield point
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Bolt tensile resistance
$n =$	2	Number of bolt columns
Bolt spacing	60 [mm]	
$e_1 =$	40 [mm]	Distance of the center of gravity of first bolt from the member end
$e_2 =$	40 [mm]	Distance of the axis of bolts from the member edge
$e_c =$	80 [mm]	Distance of the member end from the point of intersection of member axes

Member 4

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	10.9	Bolt class
$d =$	12 [mm]	Bolt diameter
$d_o =$	13 [mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	0,84 [cm ²]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	1,13 [cm ²]	Area of bolt section
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Yield point
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Bolt tensile resistance
$n =$	2	Number of bolt columns

Bolt spacing 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance of the center of gravity of first bolt from the member end

$e_2 = 40$ [mm] Distance of the axis of bolts from the member edge

$e_c = 80$ [mm] Distance of the member end from the point of intersection of member axes

Gusset plate

$l_p = 450$ [mm] Plate length

$h_p = 450$ [mm] Plate height

$t_p = 8$ [mm] Plate thickness

Parameters

$h_1 = 50$ [mm] Cut

$v_1 = 50$ [mm] Cut

$h_2 = 50$ [mm] Cut

$v_2 = 50$ [mm] Cut

$h_3 = 50$ [mm] Cut

$v_3 = 50$ [mm] Cut

$h_4 = 50$ [mm] Cut

$v_4 = 50$ [mm] Cut

Center of gravity of the plate with respect to the center of gravity of members (0; -0)

$e_v = 225$ [mm] Vertical distance of the plate edge from the point of intersection of member axes

$e_H = 225$ [mm] Horizontal distance of the plate edge from the point of intersection of member axes

Material: S 275

$f_y = 275,00$ [MPa] Resistance

Material factors

$\gamma_{M0} = 1,00$ Partial safety factor [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [2.2]

Loads

Case: Manual calculations.

$N_{b1,Ed} = -22,00$ [kN] Axial force

$N_{b1,Ed} = -22,00$	[kN]	Axial force
$N_{b2,Ed} = -22,00$	[kN]	Axial force
$N_{b3,Ed} = -22,00$	[kN]	Axial force
$N_{b4,Ed} = -22,00$	[kN]	Axial force

Results

Member 1

Bolt capacities

$F_{v,Rd} = 54,29$ [kN] Shear resistance of the shank of a single bolt $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Bolt bearing on the member

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verified**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient determined by bolt spacing $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **verified**

$F_{b,Rd1x} = 82,56$ [kN] Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verified**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **verified**

$F_{b,Rd1z} = 82,56$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Bolt bearing on the plate

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verified**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient determined by bolt spacing $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **verified**

$F_{b,Rd2x} = 82,56$ [kN] Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	verified
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		1,00 > 0,00	verified
$F_{b,Rd2z} =$	82,56 [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Verification of a connection due to forces acting on bolts

Bolt shear

$e =$	17 [mm]	Axial force eccentricity relative to the bolt axis	
$M_0 =$	-0,38 [kN*m]	Real bending moment	$M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} =$	-11,00 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	-6,40 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	-11,00 [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	-6,40 [kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	12,73 [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	82,56 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	82,56 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ -11,00 < 82,56$	verified (0,13)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ -6,40 < 82,56$	verified (0,08)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$		$12,73 < 54,29$	verified (0,23)

Verification of a section weakened by openings

$\beta_2 =$	0,65	Reduction coefficient	[Table 3.8]
$A_{net} =$	11,23 [cm ²]	Net cross-sectional area	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{r1}$
$N_{u,Rd} =$	252,53 [kN]	Design plastic resistance of the net section	$N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	303,62 [kN]	Design plastic resistance of the gross section	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$ -22,00 < 252,53$	verified (0,09)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ -22,00 < 303,62$	verified (0,07)

Member verification - block tearing

$A_{nt} =$	2,68 [cm ²]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} =$	6,44 [cm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} =$	148,34 [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|N_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad | -22,00 | < 148,34 \quad \text{verified} \quad (0,15)$$

Member 2

Bolt capacities

$$F_{v,Rd} = 54,29 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear resistance of the shank of a single bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the member

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient determined by bolt spacing} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 82,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 82,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the plate

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient determined by bolt spacing} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 82,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 82,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Verification of a connection due to forces acting on bolts

Bolt shear

$e = 17$ [mm] Axial force eccentricity relative to the bolt axis

$M_0 = -0,38$ [kN*m] Real bending moment

$$M_0 = N_{b2,Ed} * e$$

$F_{NSd} = 11,00$ [kN] Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force

$$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$$

$F_{MSd} = -6,40$ [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment

$$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$$

$F_{x,Ed} = 11,00$ [kN] Design total force in a bolt on the direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$F_{z,Ed} = -6,40$ [kN] Design total force in a bolt on the direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$F_{Ed} = 12,73$ [kN] Resultant shear force in a bolt

$$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$$

$F_{Rdx} = 82,56$ [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 82,56$ [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -11,00 < 82,56$	verified	(0,13)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -6,40 < 82,56$	verified	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$12,73 < 54,29$	verified	(0,23)

Verification of a section weakened by openings

$\beta_2 = 0,65$ Reduction coefficient

[Table 3.8]

$A_{net} = 11,23$ [cm²] Net cross-sectional area

$$A_{net} = A - d_0 * t_{f2}$$

$N_{u,Rd} = 252,53$ [kN] Design plastic resistance of the net section

$$N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$$

$N_{pl,Rd} = 303,62$ [kN] Design plastic resistance of the gross section

$$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y2}) / \gamma_{M2}$$

$ N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -22,00 < 252,53$	verified	(0,09)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -22,00 < 303,62$	verified	(0,07)

Member verification - block tearing

$A_{nt} = 2,68$ [cm²] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 6,44$ [cm²] Area of the section in shear

$V_{effRd} = 148,34$ [kN] Design capacity of a section weakened by openings

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad | -22,00 | < 148,34 \quad \text{verified} \quad (0,15)$$

Member 3

Bolt capacities

$$F_{v,Rd} = 54,29 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear resistance of the shank of a single bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the member

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient determined by bolt spacing} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 82,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 82,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the plate

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient determined by bolt spacing} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 82,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 82,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Verification of a connection due to forces acting on bolts

Bolt shear

$e =$	17 [mm]	Axial force eccentricity relative to the bolt axis	
$M_0 =$	-0,38 [kN*m]	Real bending moment	$M_0 = N_{b3,Ed} * e$
$F_{NSd} =$	-11,00 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force	$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	-6,40 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	-11,00 [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	-6,40 [kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	12,73 [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	82,56 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	82,56 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ -11,00 < 82,56$	verified (0,13)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ -6,40 < 82,56$	verified (0,08)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$		$12,73 < 54,29$	verified (0,23)

Verification of a section weakened by openings

$\beta_2 =$	0,65	Reduction coefficient	[Table 3.8]
$A_{net} =$	11,23 [cm ²]	Net cross-sectional area	$A_{net} = A - d_0 * t_{f3}$
$N_{u,Rd} =$	252,53 [kN]	Design plastic resistance of the net section	$N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	303,62 [kN]	Design plastic resistance of the gross section	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$ -22,00 < 252,53$	verified (0,09)
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ -22,00 < 303,62$	verified (0,07)

Member verification - block tearing

$A_{nt} =$	2,68 [cm ²]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} =$	6,44 [cm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} =$	148,34 [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$		$ -22,00 < 148,34$	verified (0,15)

Member 4

Bolt capacities

$F_{v,Rd} =$	54,29 [kN]	Shear resistance of the shank of a single bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------	------------	--	---

Bolt bearing on the member

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient determined by bolt spacing} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 82,56 \text{ [kN]} \quad \text{Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 82,56 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the plate

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient determined by bolt spacing} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 82,56 \text{ [kN]} \quad \text{Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 82,56 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Verification of a connection due to forces acting on bolts**Bolt shear**

$$e = 17 \text{ [mm]} \quad \text{Axial force eccentricity relative to the bolt axis}$$

$$M_0 = -0,38 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Real bending moment} \quad M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$$

$$F_{NSd} = _ \text{ [kN]} \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force} \quad F_{NSd} = N_{b4,Ed} / \eta$$

$e = 17$ [mm] Axial force eccentricity relative to the bolt axis

11,00

$F_{MSd} = -6,40$ [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment

$$F_{MSd} = M_{l0} * x_{max} / \sum x_i^2$$

$F_{x,Ed} = 11,00$ [kN] Design total force in a bolt on the direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$F_{z,Ed} = -6,40$ [kN] Design total force in a bolt on the direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$F_{Ed} = 12,73$ [kN] Resultant shear force in a bolt

$$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$$

$F_{Rdx} = 82,56$ [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 82,56$ [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -11,00 < 82,56$	verified	(0,13)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -6,40 < 82,56$	verified	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$12,73 < 54,29$	verified	(0,23)

Verification of a section weakened by openings

$\beta_2 = 0,65$ Reduction coefficient [Table 3.8]

$A_{net} = 11,23$ [cm²] Net cross-sectional area $A_{net} = A - d_0 * t_f$

$N_{u,Rd} = 252,53$ [kN] Design plastic resistance of the net section $N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 303,62$ [kN] Design plastic resistance of the gross section $N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M2}$

$|N_{b4,Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|-22,00| < 252,53$ verified (0,09)

$|N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-22,00| < 303,62$ verified (0,07)

Member verification - block tearing

$A_{nt} = 2,68$ [cm²] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 6,44$ [cm²] Area of the section in shear

$V_{effRd} = 148,34$ [kN] Design capacity of a section weakened by openings $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|-22,00| < 148,34$ verified (0,15)

Connection conforms to the code Ratio 0,23