



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Διπλωματική Εργασία

**ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ
ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ**



Χαράλαμπος Ι. Κοσμίδης

Επιβλέπων:

Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

**ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2023
ΕΜΚ ΔΕ 2023/25**

Χαράλαμπος Ι. Κοσμίδης (2023)

Στατική και οικονομοτεχνική ανάλυση βιομηχανικού κτιρίου

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2023/25

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Charalampos I. Kosmidis (2023)

Static, economic and technical analysis of industrial building

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2023/25

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

Copyright © Charalampos I. Kosmidis, 2023

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ' ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, 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 τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

No part of these pages, either text or image may be used for any purpose other than personal use. Therefore, reproduction, modification, storage in a retrieval system or retransmission, in any forms or by any mean, electronic, mechanical or otherwise, for reasons other than personal use, is strictly prohibited without prior written permission.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ
ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΤΟΜΕΑΣ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ
ΔΕ 2023/25

ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Χαράλαμπος Ι. Κοσμίδης

Επιβλέπων:

Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσης διπλωματικής εργασίας είναι η μόρφωση και η διαστασιολόγηση ενός βιομηχανικού κτιρίου με μεταλλικό φέροντα σκελετό, διαστάσεων 78m X 23,88m. Στο εσωτερικό του κτιρίου και σε ύψος 4,00m στεγάζονται τα γραφεία διοίκησης συνολικής επιφάνειας 24m X 23,88m. Επιπλέον, πραγματοποιείται οικονομοτεχνική ανάλυση στο κτίριο, αναλύοντας τον τρόπο που επηρεάζει η διαστασιολόγηση (τρόπος κατασκευής, επιλογή διατομών, τρόπος συνδεσμολογίας) τον συνολικό προϋπολογισμό του έργου, καθώς επίσης και το πόσο επηρεάζεται το κόστος του χάλυβα από παγκόσμια γεγονότα, το οποίο διαμορφώνει το τελικό κόστος των μεταλλικών κατασκευών.

Στα κεφάλαια που ακολουθούν γίνεται μία περιγραφή της αρχιτεκτονικής λύσης, αναπτύσσεται η φιλοσοφία της μόρφωσης του στατικού προσομοιώματος και παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση του φέροντα οργανισμού. Η ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής έγινε με βάση τους Ευρωκώδικες, με τη χρήση του υπολογιστικού προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk. Στη μελέτη περιλαμβάνεται και ο λεπτομερής υπολογισμός ορισμένων συνδέσεων του μεταλλικού σκελετού.



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

Diploma Thesis
EMK ΔΕ 2023/25

STATIC, ECONOMIC AND TECHNICAL ANALYSIS OF INDUSTRIAL BUILDING

Charalampos I. Kosmidis

Supervisor:

Pavlos Thanopoulos, Assistant Professor N.T.U.A.

Abstract

The subject of this thesis is the molding and dimensioning of a steel industrial building with dimensions 78m X 23,88m. The administrative offices are placed inside the building and at a height of 4,00m with a total area of 24m X 23,88m. In addition, an economic and technical analysis is carried out on the building, analyzing how the dimensioning (construction method, choice of cross-sections, connection method) affects the overall budget of the project, as well as how much the cost of steel is affected by global events, which defines the final cost of metal structures.

In the following chapters a description of architecture requirements is taking place, the philosophy of a static model's molding is developed, and the dimensioning of the steel structure is presented. The analysis and dimensioning of the building is based on the Eurocodes and its study is accomplished through the use of the commercial program Robot Structural Analysis of Autodesk. Finally, a detailed calculation of some connections regarding the steel members is provided.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Με τη διπλωματική αυτή εργασία ολοκληρώνεται ο κύκλος φοίτησης μου στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Με την αφορμή αυτή θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου σε όλους όσους έπαιξαν σημαντικό ρόλο κατά τη διάρκεια της φοίτησής μου στο Ίδρυμα.

Καταρχάς θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Επίκουρο Καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου κ. Παύλο Θανόπουλο που ήταν και ο επιβλέπων της διπλωματικής μου εργασίας. Η διαρκής και υποδειγματική καθοδήγηση μαζί με την άριστη επιστημονική του κατάρτιση συνέβαλαν καταλυτικά στην ολοκλήρωση της προσπάθειας μου αυτής.

Επίσης θέλω να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Χάρη Γαντέ, Καθηγητή του τομέα Δομοστατικής του Ε.Μ.Π. και τον κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, Καθηγητή του τομέα Δομοστατικής του Ε.Μ.Π. για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για τη συμπαράσταση της σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Χαράλαμπος Κοσμίδης

Οκτώβριος 2023

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	ΣΤΟΧΟΣ	1
2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	3
2.1	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ	3
2.1.1	Κύριοι φορείς – πλαίσια	5
2.1.2	Τεγίδες.....	5
2.1.3	Μηκίδες.....	6
2.1.4	Κεφαλοδοκός.....	6
2.2	ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	6
2.2.1	Δομικός χάλυβας.....	6

2.2.2	Επικαλύψεις.....	7
2.2.3	Σκυρόδεμα δαπέδου.....	8
3	ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	11
3.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	11
3.2	ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....	11
3.3	ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	13
3.3.1	Κινητά φορτία ημιωρόφου και οροφής.....	13
3.3.2	Δράσεις Χιονιού	14
3.3.3	Δράσεις Ανέμου	18
3.3.4	Σεισμικές Δράσεις.....	31
3.4	Συνδυασμοί Δράσεων.....	35
3.4.1	Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας.....	35
3.4.2	Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας.....	36
3.4.3	Συνδυασμοί Δράσεων Βιομηχανικού Κτιρίου.....	36
4	ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΦΟΡΕΑ.....	39
4.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	39
4.2	ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	39
5	ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣ.....	47
5.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	47
5.2	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	47
5.2.1	Υποστυλώματα.....	47
5.2.2	Ζυγώματα.....	50
5.2.3	Κεφαλοδοκός.....	52
5.2.4	Τεγίδες.....	53
5.2.5	Μηκίδες.....	54
5.2.6	Μετωπικά υποστυλώματα.....	56
5.2.7	Υποστυλώματα ημιωρόφου.....	57
5.2.8	Κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	59
5.3	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	61
6	ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	113
6.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	113
6.2	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΟΣΤΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	113

7	ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	119
8	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	121

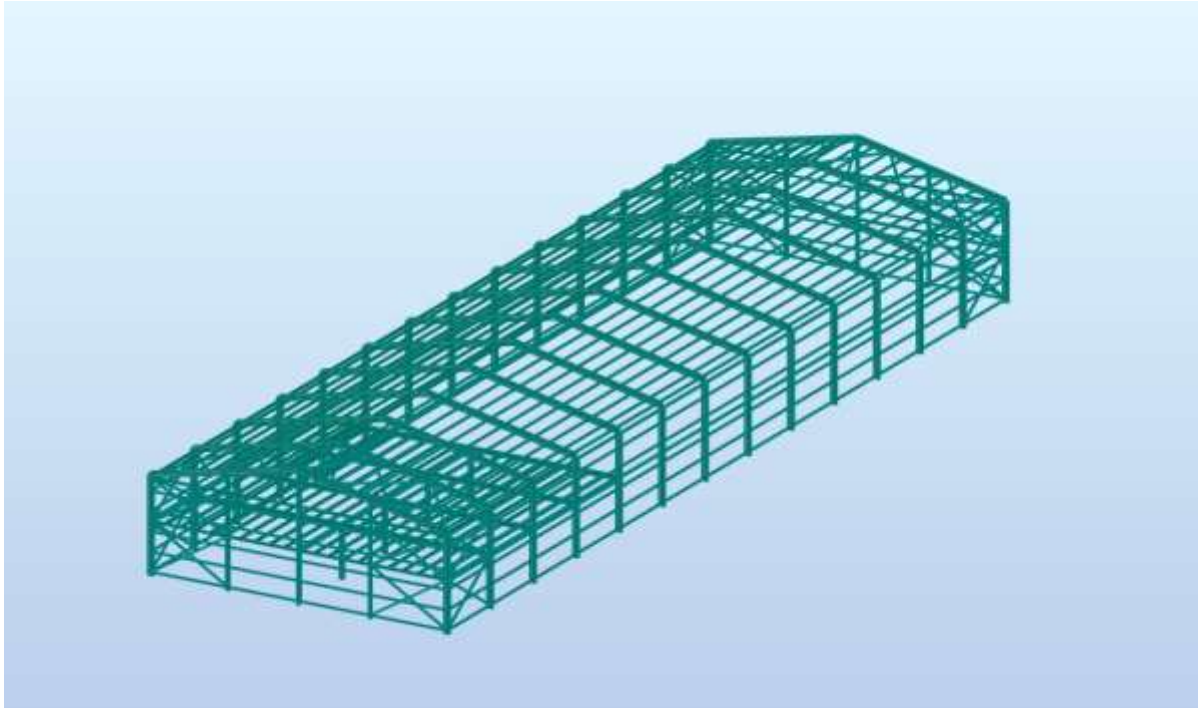
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Στόχος

Αντικείμενο της παρούσης διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός ενός βιομηχανικού κτιρίου από χάλυβα. Η επιλογή του συγκεκριμένου θέματος, αφορά το ιδιαίτερο ενδιαφέρον που παρουσιάζουν οι μεταλλικές κατασκευές, τόσο ως προς την κατασκευαστική λεπτομέρεια που τις χαρακτηρίζει, όσο και ως προς το ευρύ φάσμα έργων Πολιτικού Μηχανικού που μπορούν να καλύψουν. Η χρήση μεταλλικών κτιρίων από χάλυβα έχει καθιερωθεί στον βιομηχανικό τομέα, λόγω των ιδιαίτερων πλεονεκτημάτων τους (εξασφάλιση μεγάλων ανοιγμάτων με σχετικά μικρές διατομές δοκών – υποστυλωμάτων, ταχύτητα κατασκευής, αντισεισμικότητα, ανθεκτικότητα στο χρόνο, μορφολογική ελευθερία). Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν μέσω της στατικής μελέτη ενός βιομηχανικού κτιρίου να χρησιμοποιηθούν και να εφαρμοστούν οι γνώσεις των προηγούμενων ετών, να κατανοηθούν πλήρως οι κανονιστικές διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων και να αναπτυχθούν δεξιότητες ως προς το σχεδιασμό προσομοιωμάτων σε προγραμματιστικό περιβάλλον, αλλά και να εξεταστεί το οικονομικό αντίκτυπο που έχει στην κατασκευή η πολυπλοκότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την διεθνή οικονομική τάση ανά περιόδους ως προς το τελικό οικονομικό αποτέλεσμα της. Η στατική ανάλυση, η διαστασιολόγηση και τελικώς η εκπόνηση της εργασίας, έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk.

Δομή της εργασίας:

- Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται παρουσίαση του φορέα, καθώς επίσης και καταγραφή των δομικών στοιχείων της κατασκευής και των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν.
- Στο κεφάλαιο 3 παρουσιάζονται οι δράσεις που καταπονούν την κατασκευή και οι συνδυασμοί φόρτισής της στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, με βάση τον Ευρωκώδικα.
- Στο Κεφάλαιο 4 παρουσιάζεται το στατικό προσομοίωμα του βιομηχανικού κτιρίου που μελετήθηκε
- Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται οι έλεγχοι και η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων, καθώς και οι μεταξύ τους συνδέσεις.
- Στο Κεφάλαιο 6 παρουσιάζεται η οικονομοτεχνική ανάλυση της κατασκευής μέσω των κατασκευαστικών λεπτομερειών και μέσω εξωτερικών παραγόντων που επηρεάζουν το τελικό κόστος της κατασκευής.
- Στο Κεφάλαιο 7 παρουσιάζεται η βιβλιογραφία που χρησιμοποιήθηκε



Εικόνα 1-1: Προσομοίωμα βιομηχανικού κτιρίου στο λογισμικό Robot Structural Analysis

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ

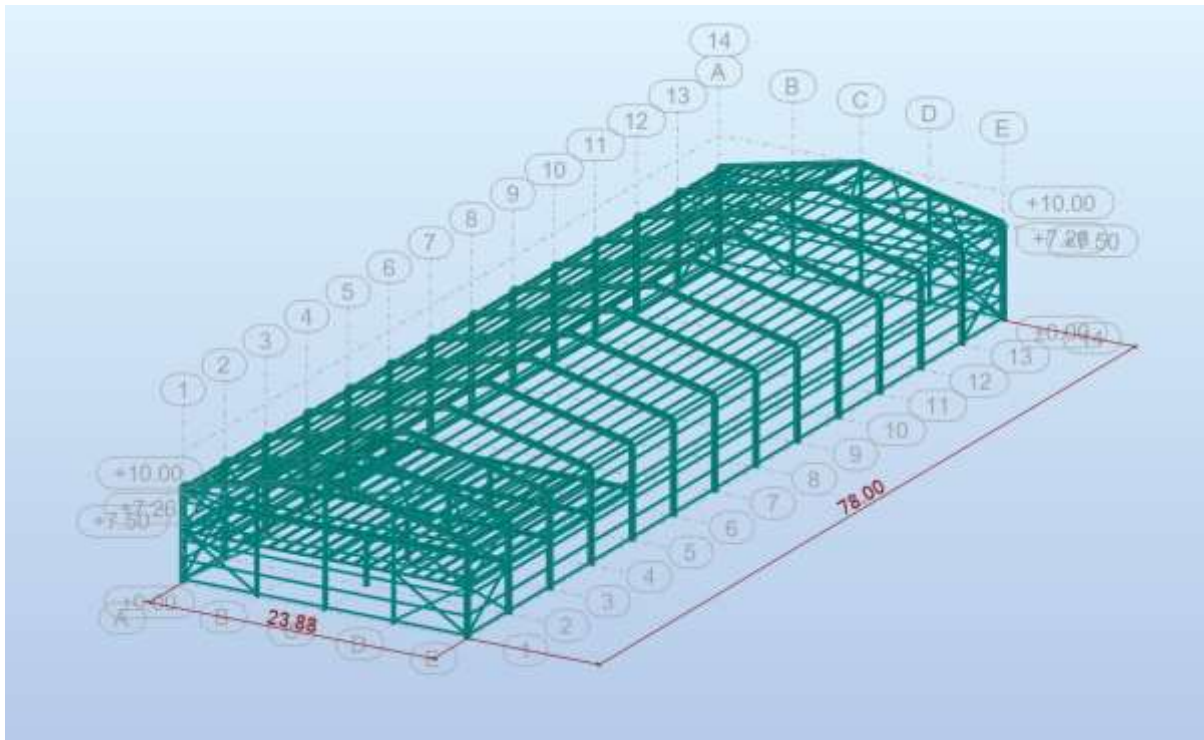
2.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ

Στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας, μελετάται ένα βιομηχανικό κτίριο που πρόκειται να κατασκευαστεί στον νομό Αττικής στην Στερεά Ελλάδα και συγκεκριμένα στον Δήμο Αχαρνών. Η κατασκευή βρίσκεται σε υψόμετρο 200m και η χρήση της προβλέπεται να είναι βιομηχανική.

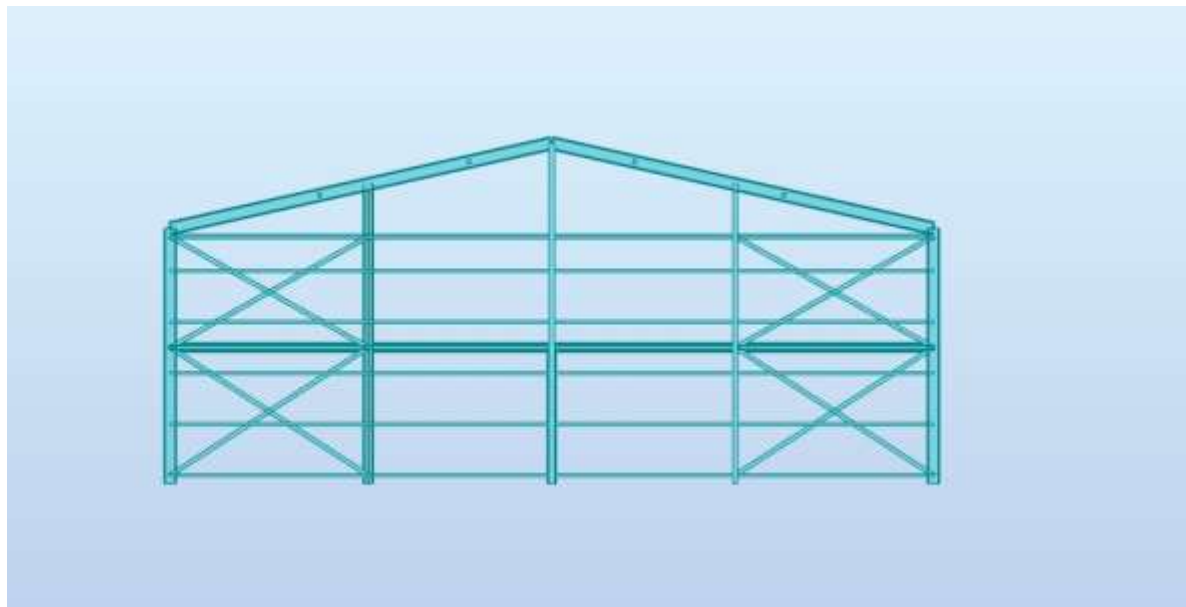
Το κτίριο έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 78m επί 23,88m και αποτελείται από δεκατέσσερις (14) κύριους φορείς-πλαίσια σε παράλληλη διάταξη μεταξύ τους ανά 6,00m. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου (κορφιάς) είναι 10,00m και το ελάχιστο ύψος 7,50m το οποίο επιλέχθηκε για να έχουμε την βέλτιστη απορρόφηση του υλικού με την όσο δυνατόν λιγότερη απώλεια του κατά την διάρκεια της επεξεργασίας, καθώς οι ελατές διατομές παράγονται σε 12m και 15m (οικονομία υλικού). Η κλίση της στέγης είναι ίση με 12,00°.

Οι κύριοι φορείς επιλέχθηκαν να είναι πλαίσια τοποθετημένα κατά την διεύθυνση X της κατασκευής, με όλα τα μέλη τους (υποσύλωμα και ζύγωμα) από ελατές διατομές (HEA 400). Στους άξονες 1 – 4 έχουν χωροθετηθεί τα γραφεία διοίκησης και σε αυτές τις θέσεις υπάρχουν ενδιάμεσα υποστυλώματα λόγω αυξημένων απαιτήσεων. Η επιλογή τοποθέτησης ενδιάμεσων υποστυλωμάτων έγινε με κριτήριο την αποφυγή μεγαλύτερης διατομής δοκού, που αυτομάτως ελαχιστοποιεί τόσο το συνολικό βάρος της κατασκευής όσο και το κόστος. Επίσης, στο πρώτο και στο τελευταίο πλαίσιο υπάρχουν μετωπικά υποστυλώματα για να παραλάβουν την πίεση του ανέμου και να παρέχουν στήριξη στις μηκίδες και τα πάνελ της πλευράς αυτής .

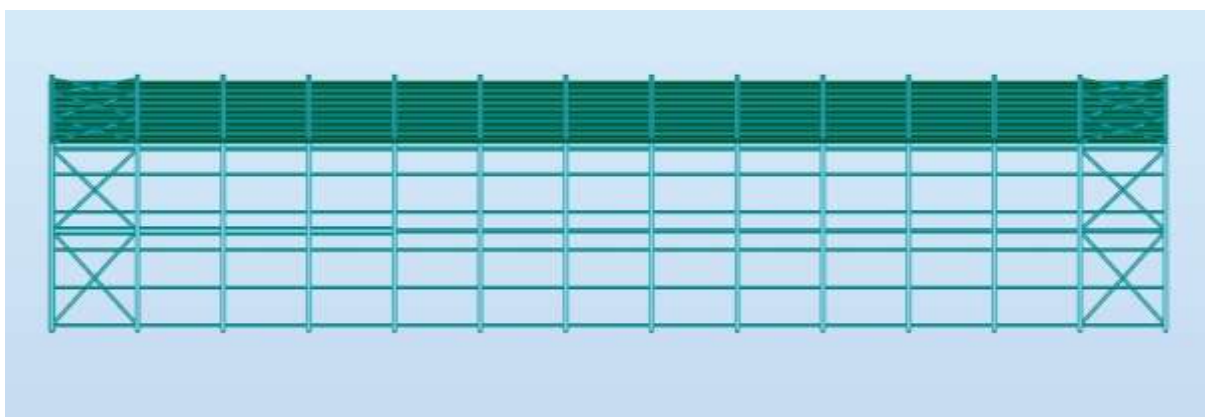
Στην Εικόνα 2-1 παρουσιάζεται το προσομοίωμα του βιομηχανικού κτιρίου που μελετήθηκε, με τους άξονες και τις συνολικές διαστάσεις του, ενώ στην Εικόνα 2-2 και 2-3 παρουσιάζονται οι 2 κύριες όψεις του κτιρίου (πρόσοψη και πλαϊνή).



Εικόνα 2-1: Απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με τις διαστάσεις του



Εικόνα 2-2: Πρόσοψη βιομηχανικού κτιρίου



Εικόνα 2-3: Πλαϊνή όψη βιομηχανικού κτιρίου

2.1.1 Κύριοι φορείς – πλαίσια

Όπως προαναφέρθηκε, οι κύριοι φορείς του βιομηχανικού κτιρίου είναι πλαίσια διατεταγμένα ανά 6,00m μεταξύ τους. Για τα ακραία υποστυλώματα των πλαισίων και για όλα τα ζυγώματα επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν διατομές από την σειρά HEA. Η επιλογή πλατύπελμων διατομών HEA έγινε διότι προσφέρουν μια ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι λυγισμού χωρίς να αυξάνουν σημαντικά το βάρος.

Καθώς στον φορέα μας προβλέπεται πλαίσιακή λειτουργία για την παραλαβή των κατακόρυφων και των οριζόντιων φορτίων, ο προσανατολισμός των κύριων αξόνων των υποστυλωμάτων και του ζυγώματος έγινε έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας τους να λειτουργεί εντός του πλαισίου. Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στην βάση τους, εντός του επιπέδου του πλαισίου (διεύθυνση X) και αρθρωτά εκτός του πλαισίου (διεύθυνση Y). Η επιλογή του αμφίπακτου πλαισίου έγινε διότι σε σύγκριση με το αμφιαρθρωτό παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα φορτία όσο και υπό τα οριζόντια φορτία, γεγονός πολύ σημαντικό για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ειδικά για ένα τέτοιο κτίριο με τόσο μεγάλα ανοίγματα. Μοναδικό μειονέκτημα έναντι του αμφιαρθρωτού είναι ότι απαιτεί καλής ποιότητας έδαφος θεμελίωσης και συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης επί του θεμελίου

2.1.2 Τεγίδες

Οι τεγίδες αποτελούν δευτερεύοντα δομικά στοιχεία που συμπληρώνουν το κέλυφος του φέροντα οργανισμού. Κύρια λειτουργία τους είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων (κινητά, άνεμος, χιόνι) στους κύριους φορείς. Δευτερευόντως λειτουργούν ως στοιχεία που συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας προσφέροντας πλευρική εξασφάλιση στα ζυγώματα.

Στο κτίριο που σχεδιάσαμε οι τεγίδες διατάσσονται ανά 1,20m και έχουν κατασκευαστεί ως αμφιέριστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δύο διαδοχικών ζυγμάτων. Η διατομή τους, επειδή καταπονούνται κυρίως σε κάμψη επιλέγεται να είναι από την σειρά IPE.

Αντί αμφιέριστες, οι τεγίδες θα μπορούσαν να είχαν σχεδιαστεί σαν συνεχείς πολλών ανοιγμάτων. Η μορφή αυτή έχει ευνοϊκή κατανομή των καμπτικών ροπών κατά μήκος της και μικρές παραμορφώσεις. Απαιτεί όμως συνδέσεις αποκατάστασης της συνέχειας σε πολλές ενδιάμεσες θέσεις, η δε παρουσία κοχλιών, για τις συνδέσεις αυτές, στο άνω πέλμα των τεγίδων δυσχεραίνει την τοποθέτηση των φύλλων

επικάλυψης. Αντιθέτως τα αμφιέριστα στοιχεία παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και αρκετά μεγάλη ευκολία στην ανέγερση συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές.

Οι τεγίδες εδράζονται στο άνω πέλμα του ζυγώματος. Με αυτό τον τρόπο προσφέρουν στη διατομή του ζυγώματος, σε συνδυασμό με τους συνδέσμους δυσκαμψίας της οροφής, άμεση πλευρική δέσμευση όταν το άνω πέλμα είναι το θλιβόμενο και δέσμευση έναντι στροφής όταν το άνω πέλμα είναι το εφελκούμενο.

2.1.3 Μηκίδες

Οι μηκίδες ομοίως με τις τεγίδες αποτελούν δευτερεύοντα δομικά στοιχεία που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων, τοποθετούνται σε όλες τις όψεις του κτιρίου και δέχονται τα φύλλα της πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Βασική λειτουργία τους είναι η μεταφορά των ανεμοπιέσεων στους κύριους φορείς..

Στο κτίριο οι μηκίδες διατάσσονται ανά 1,50m στηρίζονται πάνω στα δοκάρια αμφιαρθρωτά και η διατομή του επιλέχθηκε να είναι από την σειρά ΙΡΕ καθώς καταπονούνται μόνο από κάμψη. Είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να ενεργοποιείται για τα φορτία του ανέμου.

Τα φύλλα της πλευρικής επένδυσης, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας στο επίπεδό τους και υπό την προϋπόθεση ότι είναι επαρκώς στερεωμένα επί των μηκίδων, προσφέρουν συνεχή στήριξη στο εξωτερικό πέλμα και παρεμποδίζουν τις πλευρικές παραμορφώσεις του. Άρα από την στιγμή που οι μηκίδες έχουν κατασκευαστεί αμφιαρθρωτές λόγω της ανεμοπίεσης θλίβεται το εξωτερικό πέλμα το οποίο είναι εξασφαλισμένο από την πλευρική επένδυση, και έτσι μειώνεται αισθητά το μήκος λυγισμού της τεγίδας και οδηγούμαστε σε αρκετά μικρότερες διατομές.

2.1.4 Κεφαλοδοκός

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κατά την διεύθυνση Υ του κτιρίου. Μέσω των κεφαλοδοκών οι οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας, μεταφέρονται στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, έτσι ώστε η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας να καταλήγει στην θεμελίωση μέσω των θέσεων στήριξης.

Η διατομή που επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε είναι από την κατηγορία των ΗΕΑ, έτσι ώστε να οδηγούμαστε σε στοιχεία με σχετική μικρή λυγηρότητα και σημαντική αντοχή σε θλίψη.

2.2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στη συγκεκριμένη παράγραφο παρουσιάζονται συνοπτικά τα υλικά κατασκευής που λαμβάνονται υπόψη κατά τον σχεδιασμό.

2.2.1 Δομικός Χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S275 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1.

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
EN 10025-2	f_y [N/mm ²]	[N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 275	275	430	255	410

Πίνακας 2.1 : Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u του χάλυβα S275

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων, οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι εξής:

Μέτρο ελαστικότητας: $E= 210000 \text{ N/mm}^2$

Μέτρο διάτμησης: $G=80770 \text{ N/mm}^2$

Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu= 0.3$

Συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha= 12 \cdot 10^{-6}$ ανά °C

Ειδικό βάρος: $\gamma_a= 78.5 \text{ kN/m}^3$

Τάση σχεδιασμού: $f_{y,d}= f_{y,k} / \gamma_{M0}, \gamma_{M0}=1.0$

2.2.2 Επικαλύψεις

Ως επικάλυψη του μεταλλικού σκελετού, επιλέγονται πάνελ πολυουρεθάνης PIR ώστε να έχουμε και ένα μικρό δείκτη πυροπροστασίας. Το πάχος των πάνελ πλαγιοκάλυψης και οροφής είναι 100mm με ειδικό βάρος 10,95 kg/m² . Παρατίθεται ο πίνακα 2.2 με τα τεχνικά χαρακτηριστικά των πάνελ

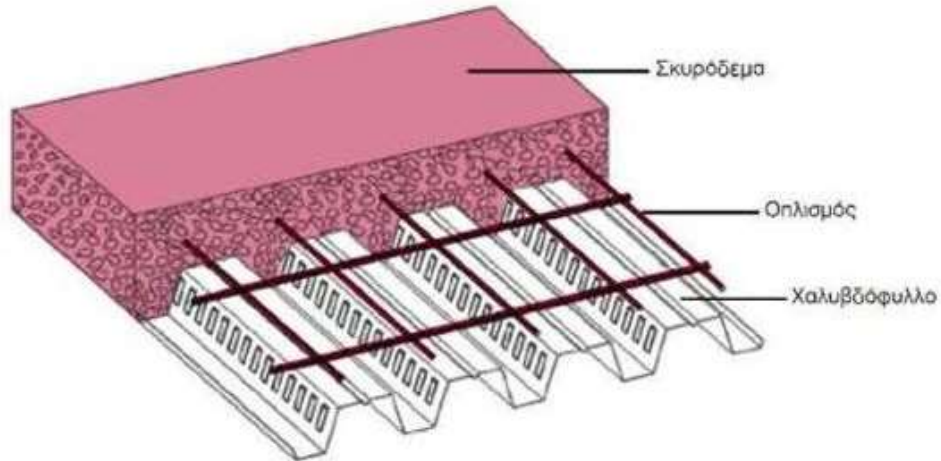
Είδος	Πάχος D (mm)	Βάρος (kg/m ²)	Φορτίο (daN/m ²)
ECOPANEL® WLC	40	8,67	9,10
ECOPANEL® WLC	50	9,05	9,50
ECOPANEL® WLC	60	9,43	9,90
ECOPANEL® WLC	80	10,19	10,70
ECOPANEL® WLC	100	10,95	11,50
ECOPANEL® WLC	120	11,71	12,30
EASYPANEL® WLC	40	7,36	7,70
EASYPANEL® WLC	50	7,72	8,00

Πίνακα 2.2: Τεχνικά χαρακτηριστικά πάνελ πολυουρεθάνης (www.elastron.gr/gr/el/products/en/ecopanel-wlc/)

Εκτίμηση βάρους στον σχεδιασμό μας έχει γίνει με $g=0,15 \text{ kN/m}^2$ για τα πάνελ πλαγιοκάλυψης και οροφής.

2.2.3 Σκυρόδεμα δαπέδου γραφείων

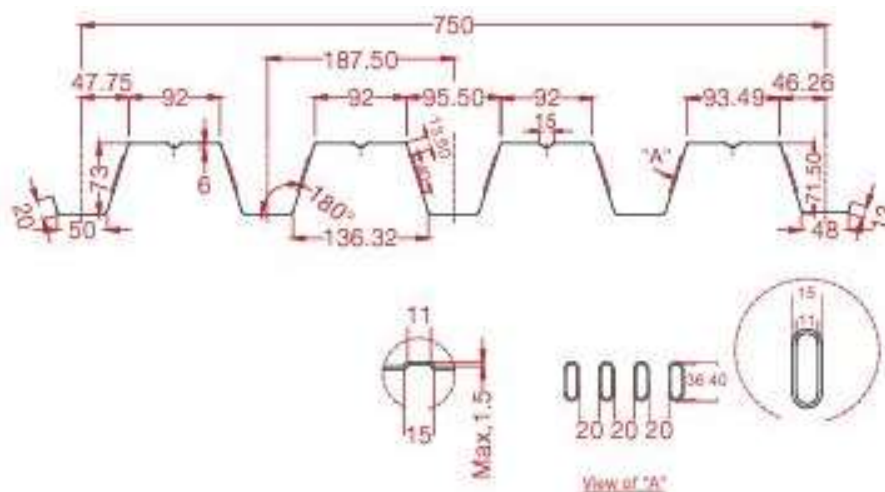
Ως δάπεδο ορόφου που εδράζονται τα γραφεία επιλέχθηκε τραπεζοειδής λαμαρίνα SYMDECK 73 / πάχους 1,00mm με σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 και χάλυβα οπλισμού B500C.



Εικόνα 2-4: Διαμόρφωση Σύμμικτης Πλάκας

Πάχος	t (mm)	0,75	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m ²)	9,81	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	12,76	16,96	21,31
Ροπή αδρανείας	I _y (cm ⁴ /m)	110,01	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	27,57	36,99	42,23

Πίνακας 2.3: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 (www.elastron.gr/gr/el/products/composite-symdeck-decks/symdeck-73/)



Εικόνα 2-5: Γεωμετρία τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 (www.elastron.gr/gr/el/products/composite-symdeck-decks/symdeck-73/)

3. ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι δράσεις καθορίζονται από τη θέση, τη μορφή και τη χρήση του κτιρίου και ορίζονται από κανονιστικές διατάξεις. Χρησιμοποιήθηκαν οι Ευρωπαϊκοί Κανονισμοί σύμφωνα με το πρότυπο EN 1991. Ο κανονισμός δίνει τις χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων με βάση τις οποίες, με τη βοήθεια κατάλληλων προσομοιωμάτων, αναλύεται ο φορέας και προσδιορίζονται τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Στην υπό μελέτη κατασκευή επειδή το βιομηχανικό κτίριο περιβάλλεται από θερμομονωτικά panels δεν εξετάστηκαν θερμοκρασιακά φορτία διότι δεν θεωρήθηκαν κρίσιμα. Επομένως, οι δράσεις που ασκούνται στην κατασκευή είναι οι παρακάτω.

1. Μόνιμες δράσεις

- a) Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού
- b) Πρόσθετο φορτίο επικαλύψεων
- c) Πρόσθετο φορτίο δαπέδου ημιώροφου (γραφεία διοικήσεως)

2. Μεταβλητές δράσεις

- a) Κινητό φορτίο δαπέδου ημιώροφου και οροφής
- b) Χιόνι
- c) Άνεμος
- d) Σεισμός

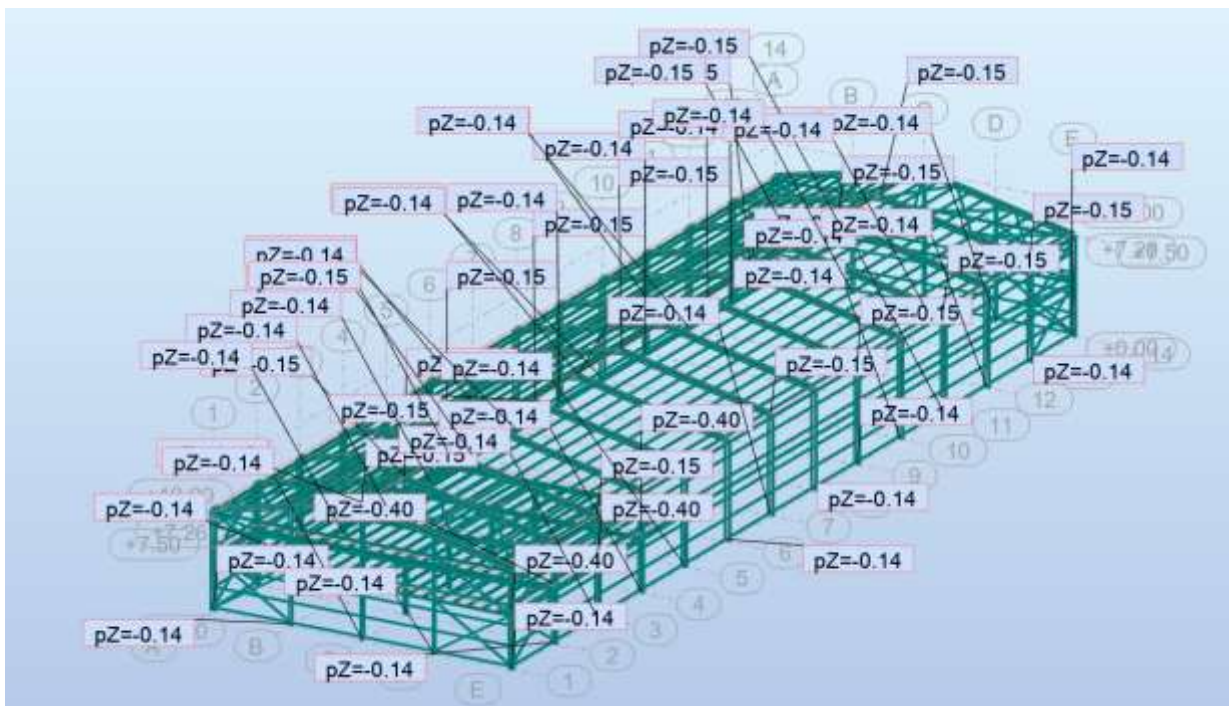
3.2 ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά την διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο θα είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής

της κατασκευής. Ενδεικτικός χρόνος ζωής του έργου θεωρούμε τα 50 χρόνια. Οι μόνιμες δράσεις που ασκούνται είναι :

- Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων (υποστυλώματα, δοκοί, κτλ) τα οποία υπολογίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα ανάλυσης Robot structural analysis με ίδιο βάρος $78,5 \text{ kN/m}^3$.
- Πρόσθετο φορτίο επικαλύψεων το οποίο είναι από το ίδιο βάρος των panels πολυουρεθάνης που χρησιμοποιήθηκαν για την πλαγιοκάλυψη και την οροφή της στέγης. Αναλυτικότερα στην παρακάτω Σχήμα 3-1 παρουσιάζουμε το πρόσθετο φορτίο που κατανέμεται ομοιόμορφα στις τεγίδες και στις μηκίδες.
- Πρόσθετο μόνιμο φορτίου που κατανέμεται ομοιόμορφα στο δάπεδο των γραφείων διοίκησης (ημιώροφου) και είναι ίσο με $0,40 \text{ kN/m}^2$ (Σχήμα 3-1).

Το φορτίο που κατανέμεται ομοιόμορφα στις τεγίδες είναι $0,15 \text{ kN/m}^2$ και στις μηκίδες $0,14 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 3-1: Πρόσθετο φορτίο επικαλύψεων επί των τεγίδων, μηκίδων και ημιωρόφου

3.3 ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

3.3.1. Κινητά φορτία ημιωρόφου και οροφής

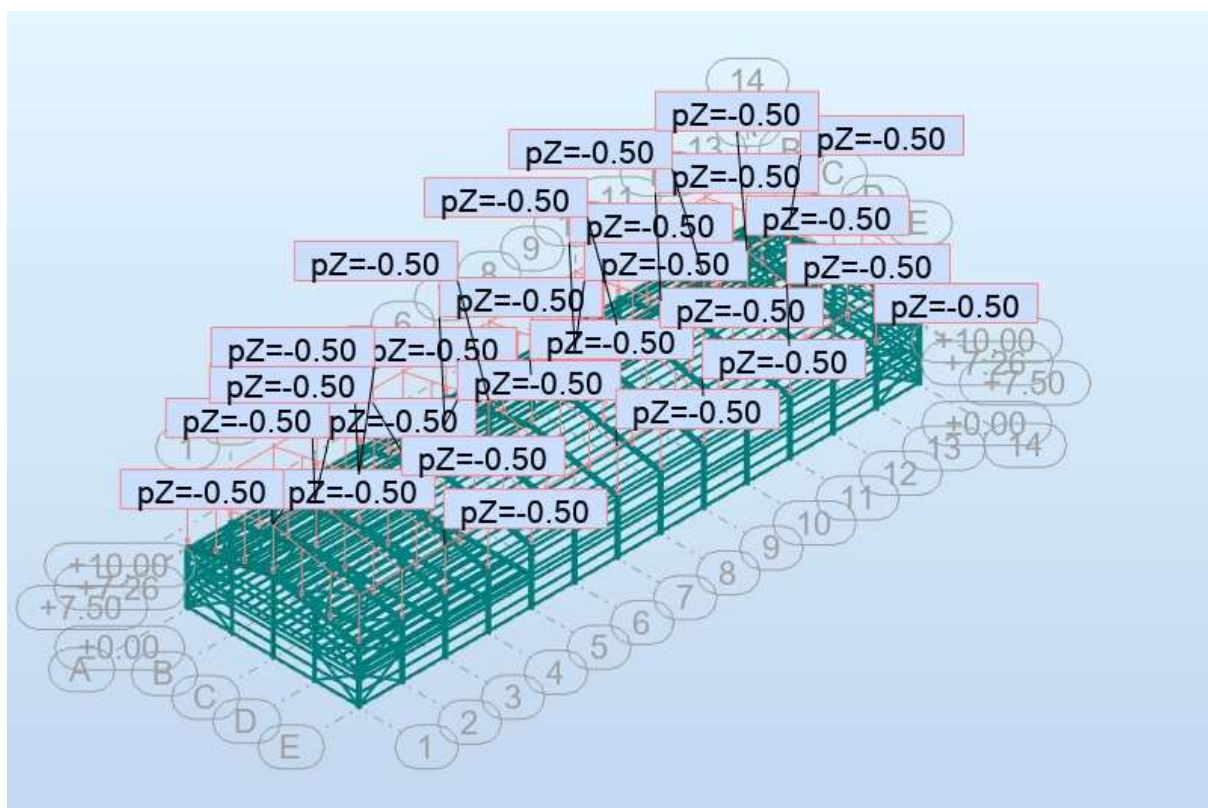
Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο, ώστε να καλύπτονται όλοι οι ενδεχόμενοι συνδυασμοί φορτίσεων και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

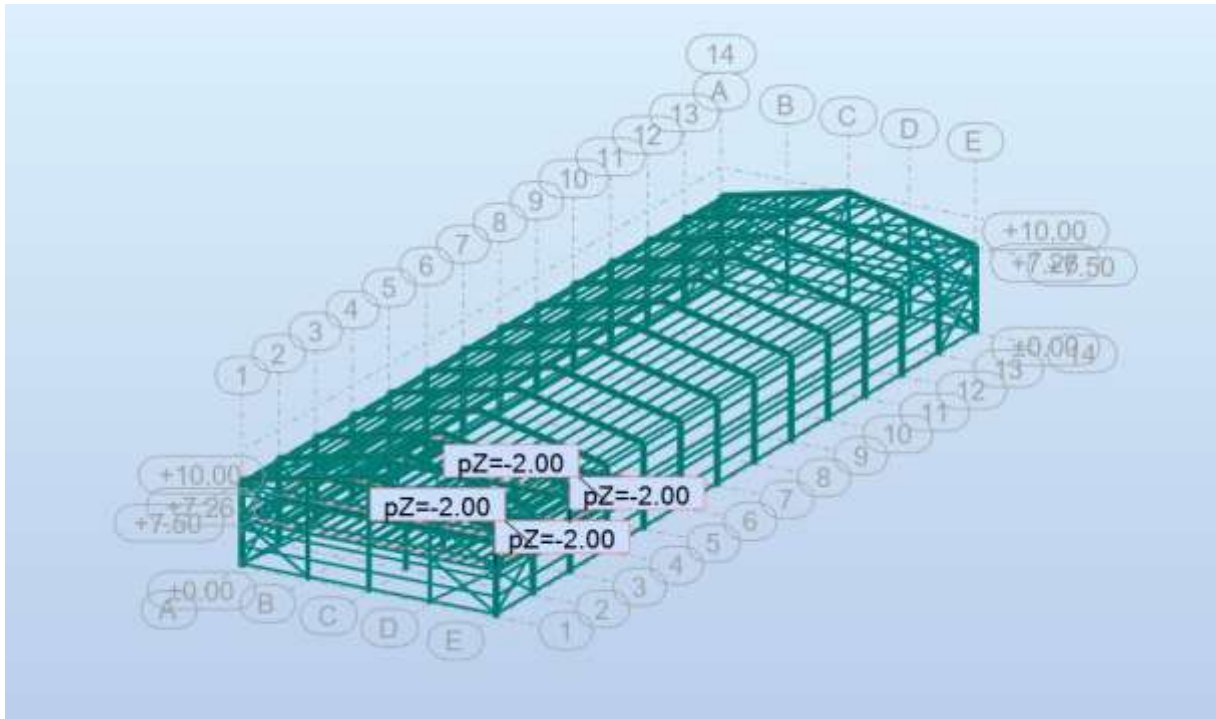
Σε καταστάσεις σχεδιασμού, όπου τα επιβαλλόμενα φορτία δρουν ταυτόχρονα με άλλες μεταβλητές δράσεις (π.χ. άνεμος, χιόνι κλπ), το σύνολο των επιβαλλομένων φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στη συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης, θα θεωρείται ως μια ενιαία δράση. Σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου και δεν εισάγονται στη σεισμική καταπόνηση.

Η οροφή του μεταλλικού κτιρίου που μελετάμε θεωρήθηκε κατηγορίας Η, δηλαδή είναι μια οροφή προσιτή μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές. Η προτεινόμενη τιμή του Εθνικού Προσαρτήματος για οροφή κατηγορίας Η είναι $a_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$, την οποία και λάβαμε υπόψη μας ως κινητό φορτίο οροφής Σχήμα 3-2.

Για τον ημιώροφο (γραφεία διοίκησης) επιλέχθηκε κινητό φορτίο $2,00 \text{ kN/m}^2$ Σχήμα 3-3.



Σχήμα 3-2: Κινητό φορτίο στέγης



Σχήμα 3-3: Κινητό φορτίο ημιωρόφου

3.3.2 Δράσεις χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται, ορίζοντας μια συγκεντρωμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Μια καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο επαναφοράς, ενώ μπορεί να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Τα φορτία χιονιού κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό σε περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις οι μεγάλες χιονοπτώσεις. Ανάλογα με την μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από την στέγη, την απόσταση γειτονικών κτηρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στη στέγη κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει κατά πόση η στέγη είναι εκτεθειμένη στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας της στέγης και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης.

Για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού της κατασκευής εφαρμόζονται οι διατάξεις του EN-1991-1-3

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_{Ad}$$

Όπου:

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής

S_{Ad} είναι η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

1. Ζώνη I ($s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$) : Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας, και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
2. Ζώνη II ($s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$) : Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.
3. Ζώνη III ($s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$) : Υπόλοιπη χώρα.

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

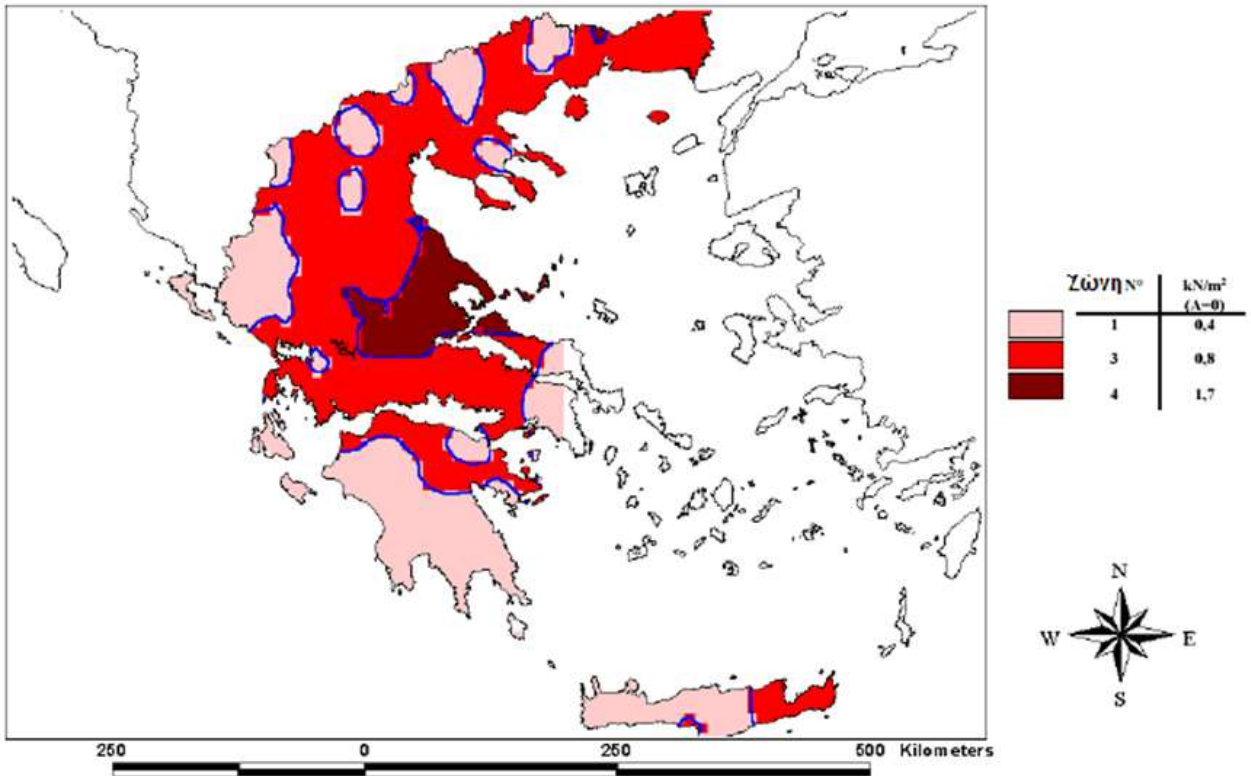
Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψόμετρου (A), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

$s_{k,0}$: είναι το χαρακτηριστικό φορτίου χιονιού σε έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας ($A=0$). Η τιμή του δίνεται στον Πίνακα 1 συναρτήσει της ζώνης (βλ. παρ. 1.1(3) για τον καθορισμό των ζωνών)

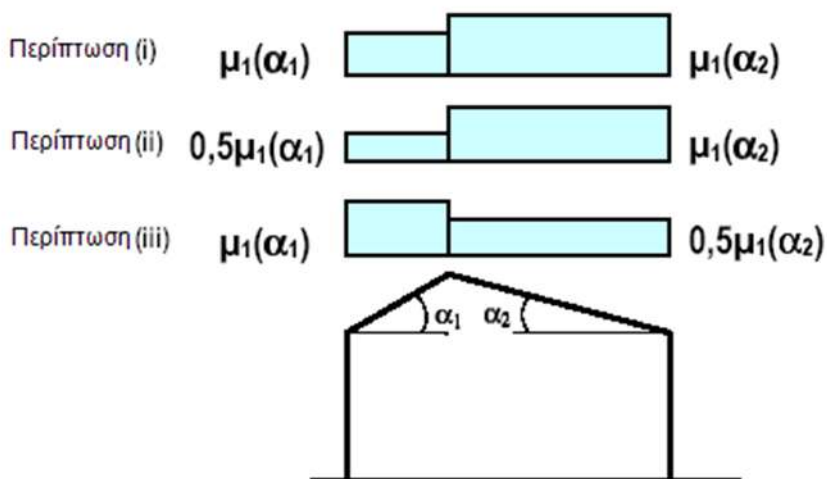
A: είναι το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας (σε m). Το υψόμετρο A μετρείται με ακρίβεια 100m. Το υψόμετρο στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα



Φορτίο Χιονιού για A=0

Σχήμα 3-4: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές (Παράρτημα Γ σελ 42 EN 1991-1-3:2002 EL)

Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού



Σχήμα 3-5: Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες (Σελ 23 EN 1991-1-3:2002 EL)

Οι συντελεστές μ_1 δίνονται στον πίνακα για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

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

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ

Το μεταλλικό κτίριο που μελετάμε βρίσκεται στην περιοχή των Αχαρνών Αττικής και σε υψόμετρο 200m από τη στάθμη της θάλασσας, δηλαδή βρίσκεται στη Ζώνη III ($s_{k,0}=0,8 \text{ kN/m}^2$) και έχω $A=200\text{m}$.

a) Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους προκύπτει:

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

Άρα, $s_k = 0,8 * (1 + (200/917)^2) = 0,838 \text{ kN/m}^2$

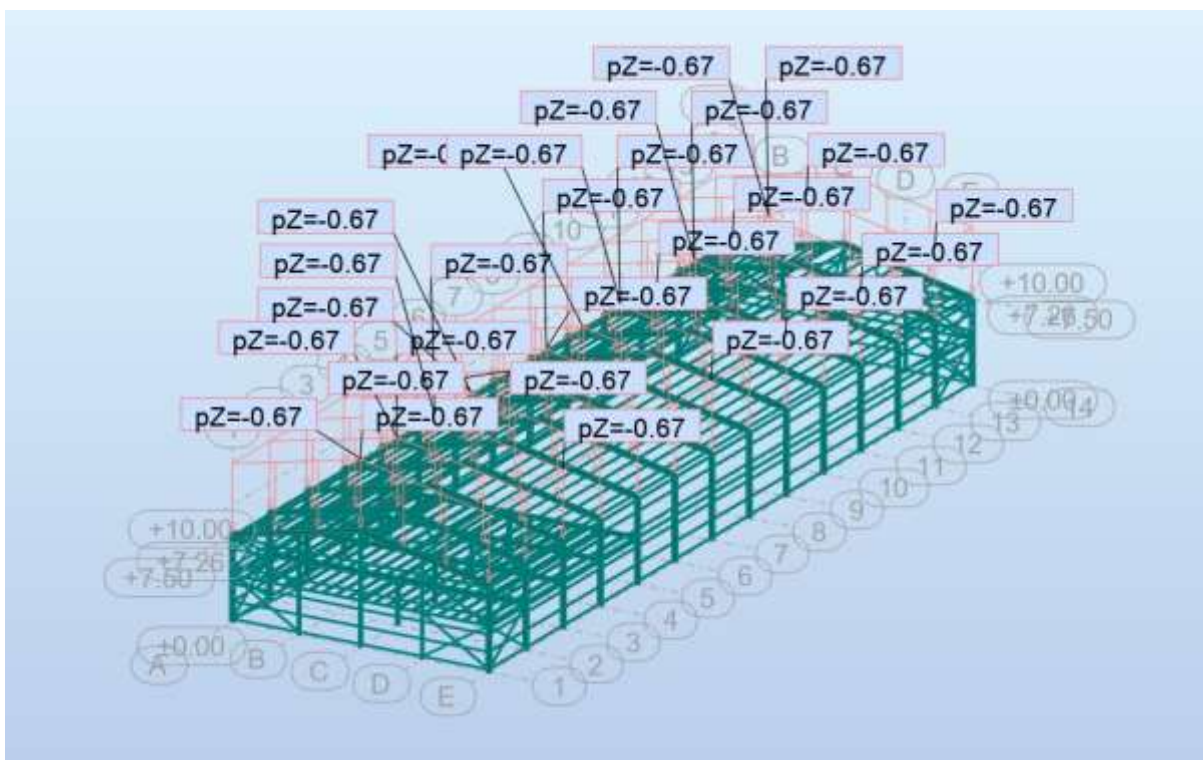
b) Κλίση στέγης 12° άρα συντελεστής μορφής χιονιού μ_1 από πίνακα είναι ίσος με 0,80

c) Συντελεστής έκθεσης C_e είναι ίσος με 1 (κανονικές συνθήκες)

d) Θερμικός συντελεστής έκθεσης C_t είναι ίσος με 1 (κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης)

Το φορτίο χιονιού για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές είναι:

$s = \mu_1 * C_e * C_t * s_k = 0,670 \text{ kN/m}^2$.



Σχήμα 3-6 : Φορτία χιονιού στο μοντέλο προσομοίωσης

3.3.3 Δράσεις Ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντα χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές όμως κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορούν να θεωρούνται στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι:

- I. **Η γεωγραφική θέση.** Οι ταχύτητες του ανέμου είναι στατικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές απ' ό,τι σε άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα σημαντικά στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες του ανέμου δημοσιεύονται συνήθως με τη μορφή ισουψών καμπυλών, οι οποίες είναι γραμμές ίσης βασικής ταχύτητας του ανέμου τοποθετημένες σε ένα χάρτη. Η βασική ταχύτητα του ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας τον μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς τα 50 χρόνια.
- II. **Η φυσική θέση.** Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητες απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων, λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- III. **Η τοπογραφία.** Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με τους λόφους ή και τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με τον συντελεστή τοπογραφίας.
- IV. **Οι διαστάσεις των κτιρίων.** Το ύψος του κτιρίου είναι ιδιαίτερα σημαντικό, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνονται με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- V. **Η μέση ταχύτητα του ανέμου.** Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα, που προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητάς του.
- VI. **Το σχήμα της κατασκευής.** Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη μιας κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο (κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος). Η κατανομή είναι επιπλέον περίπλοκη λόγω των γειτονικών κατασκευών και των φυσικών εμποδίων/μεταβολών, όπως λόφοι, κοιλάδες, δασικές εκτάσεις, που μπορεί να επηρεάζουν τη μορφή της κίνησης του ανέμου και τη σχετική κατανομή της πίεσης. Γενικά ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες και υποπίεσεις στις υπήνεμες όψεις του κτιρίου.
- VII. **Η κλίση της στέγης.** Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές πιέσεις ή υποπίεσεις), ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από 20°) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.

VIII. **Η διεύθυνση του ανέμου.** Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

Το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1991-1-4 (δράσεις ανέμου) παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των δράσεων ανέμου σε κτίρια για ύψη μέχρι και 200m.Βασικές παράμετροι για τον υπολογισμό της πίεσης της βασικής ταχύτητας του ανέμου και η πίεση ταχύτητα αιχμής.

- **ΒΑΣΙΚΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΑΝΕΜΟΥ**

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$$

όπου:

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

$V_{b,0}$: Είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια, ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II). Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ για την Ελλάδα ορίζεται στα 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και στα 27m/s για την υπόλοιπη χώρα. Το υπό μελέτη κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε απόσταση μεγαλύτερη των 10km από την ακτή. Έτσι λαμβάνεται $v_{b,0}=27\text{m/s}$.

C_{dir} : είναι ο συντελεστής διεύθυνσης, προτεινόμενη τιμή είναι 1.

C_{season} : είναι ο εποχικός συντελεστής, προτεινόμενη τιμή είναι 1.

Έτσι **$V_b = 27 * 1 * 1 = 27 \text{ m/s}$**

- **ΜΕΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΤΟΥ ΑΝΕΜΟΥ**

$$\text{ΣΧΕΣΗ : } v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

Από πίνακα σελ 22 EN 1991-1-4

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

Στην περίπτωση μας έδαφος κατηγορίας III $\rightarrow Z_0 (m) = 0,3m$ και $Z_{min} (m) = 5m$
 $h < b \rightarrow h = 10m < b = 24,255m$
 $Z_0(m) < Z_e = 10m < Z_{max} = 200m$

Συντελεστής Τραχύτητας Cr (Ze)

Σχέση : $c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0)$

k_r : Συντελεστής εδάφους

$$k_r = 0,19 \cdot (Z_e/Z_0)^{0,07} = 0,19 \cdot (10/0,3)^{0,07} = 0,243$$

$$\text{Άρα } C_r(z_e) = 0,243 \cdot \ln(10/0,3) = 0,852$$

$C_0(z)$: Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης στην περίπτωση μας ισούται με 1

Επομένως η μέση ταχύτητα είναι:

$$V_m = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b = 0,852 \cdot 1 \cdot 27 = 23,00 \text{ m/s}$$

• ΠΙΕΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΑΙΧΜΗΣ ΣΕ ΥΨΟΣ Z_e

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot V_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

Όπου:

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

P : η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (προτεινόμενη τιμή $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$)

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

$$c_e(z) = q_p(z) / q_b$$

q_b : η βασική πίεση, ίση προς:

$$q_b = (1/2) \cdot \rho \cdot V_b$$

Η ένταση του στροβιλισμού για $z_{min} = 5m < Z_e = 10m < Z_{max} = 200m$

$$I_v(z_e) = (K_1 / (c_0(z_e) \cdot \ln(z/z_0))) = (1 / (1 \cdot \ln(10/0,3))) = 0,285$$

Επομένως :

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot V_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,285] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot (23^2) = 990,22 \text{ N/m}^2 = 0,990 \text{ KN/m}^2$$

ΠΙΕΣΗ ΑΝΕΜΟΥ ΣΕ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ

$$W_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe}$$

Όπου

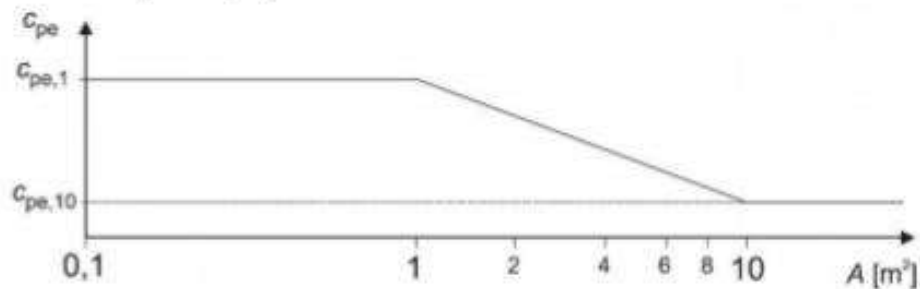
- $q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής.
- z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση.
- C_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης.

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτάται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A . Ως φορτιζόμενη επιφάνεια, θεωρείται η επιφάνεια A , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Για $A \leq 1\text{m}^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe,1}$

Για $1\text{m}^2 \leq A \leq 10\text{m}^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) * \log A$

Για $A \geq 10\text{m}^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe,10}$



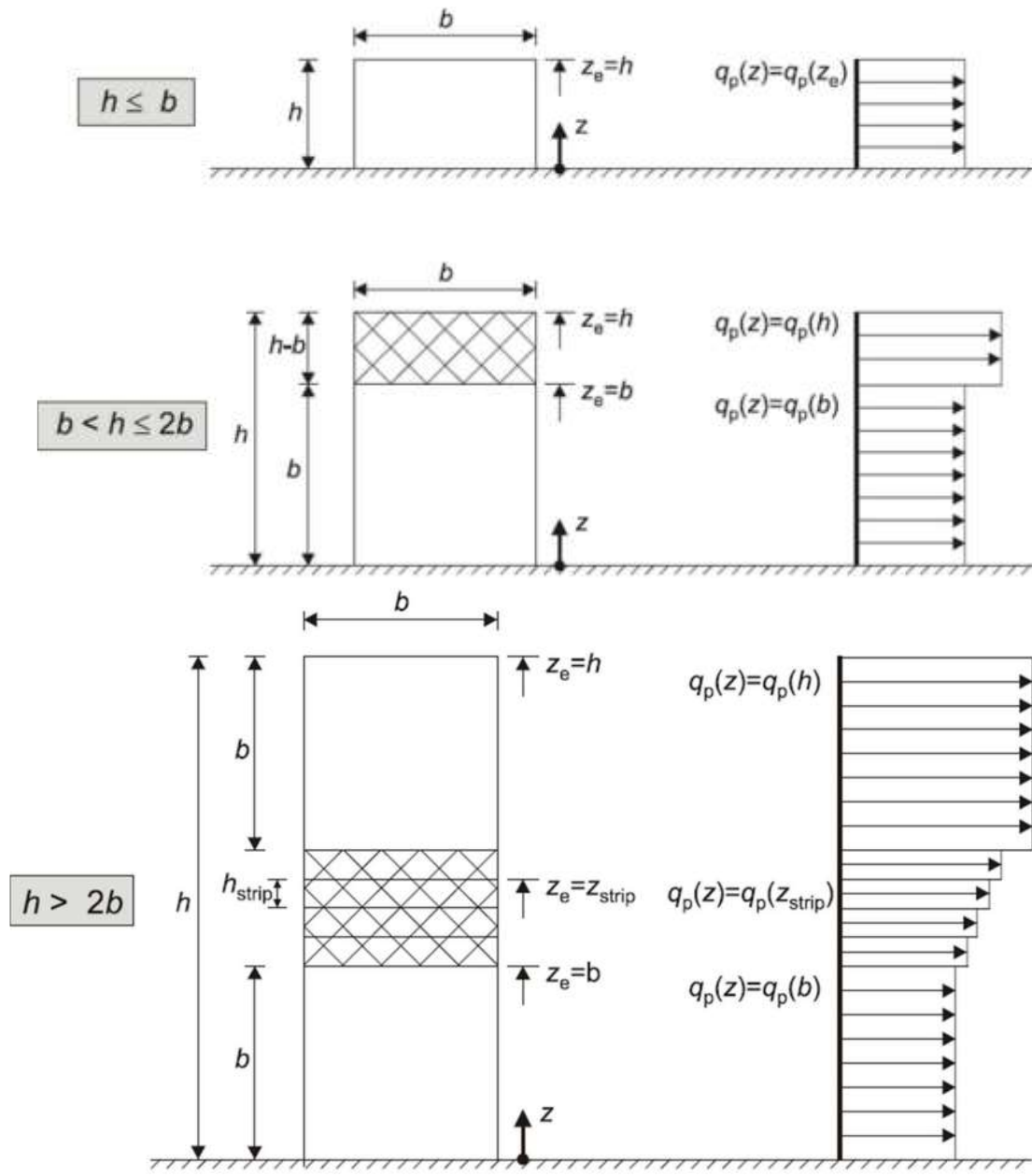
Εικόνα : Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συνάρτησε της φορτιζόμενης επιφάνειας A (Σελ 36 EN 1991-1-4EL)

Φορτιζόμενες επιφάνειες θεωρούνται οι κατακόρυφοι εξωτερικοί τοίχοι και οι στέγες των κτιρίων. Για την εύρεση των δράσεων ανέμου, χρησιμοποιήθηκαν οι πίνακες του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων και για δίκλινεις στέγες, με διεύθυνση του ανέμου (α) $\theta=0^\circ$ και (β) $\theta=\pm 90^\circ$.

ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗΣ ΚΑΤΟΨΗΣ

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς z_e για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης εξαρτάται από τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου. Συμφώνα με το Σχήμα 3.7 διακρίνονται οι παρακάτω περιπτώσεις:

- Για $h \leq b$ λαμβάνεται ως ένα τμήμα με $z_e = h$
- Για $b \leq h \leq 2b$ το και $z_e = h$ για το υπερκείμενο
- Για $h \geq 2b$ το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος $z_e = b$, το υψηλότερο έχει ύψος $z_e = h$, ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με b

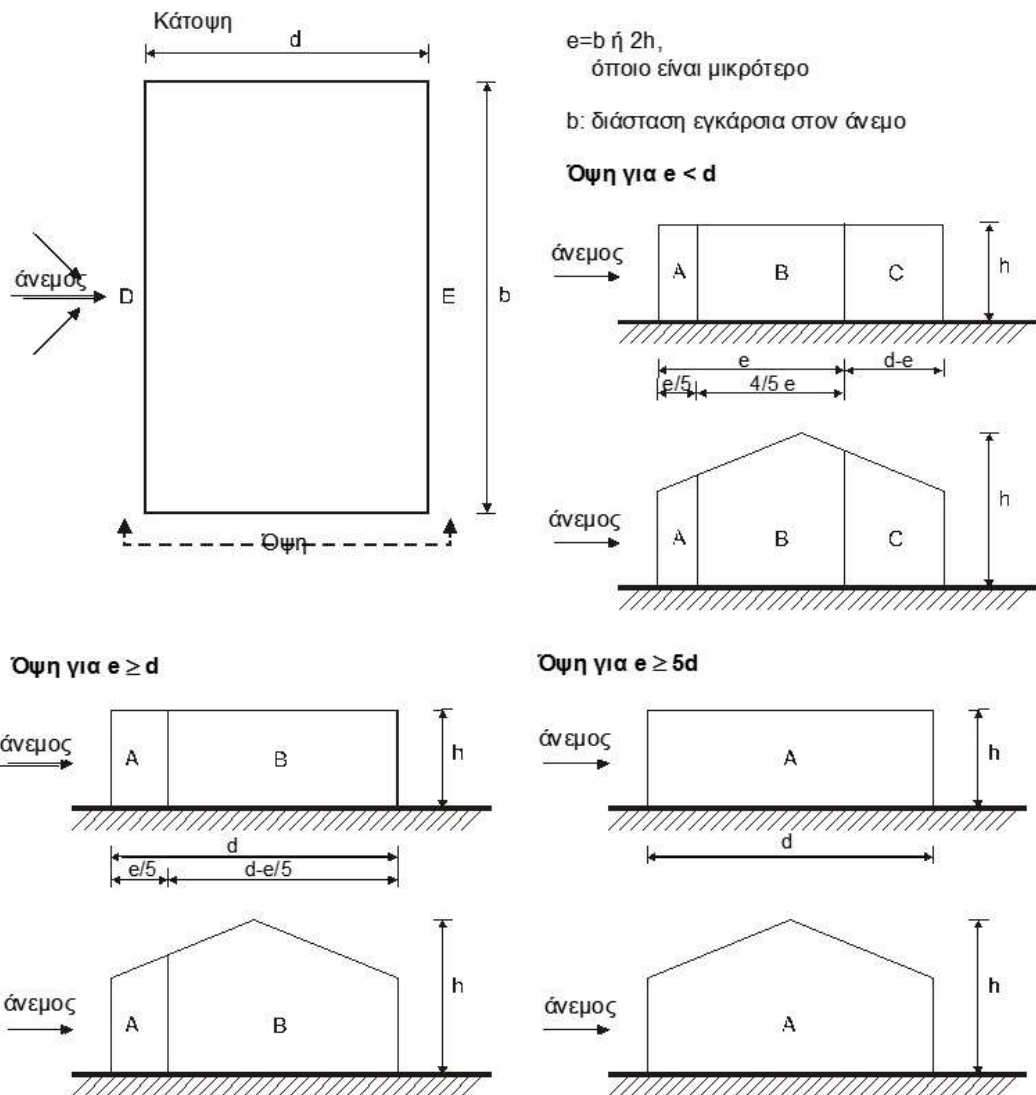


Εικόνα: Ύψος αναφοράς z_e συναρτήσει των h και b , κατανομή πιέσεων.

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	+0,8	+1,0	-0,7		
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	+0,8	+1,0	-0,5		
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	+0,7	+1,0	-0,3		

Πίνακας : Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (πίνακα 7.1 σελ 40 EN1991-1-4 EL)

Οι ζώνες και οι συμβολισμοί A, B, C, D και E φαίνονται στην παρακάτω εικόνα (σχήμα 7.5 σελ 39 EN 1991-1-4 EL)

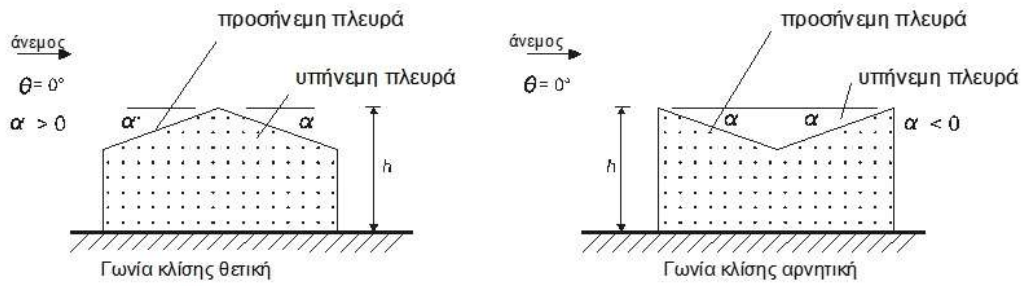


Εικόνα : Σχήμα 7.5 σελ 39 EN 1991-1-4 EL

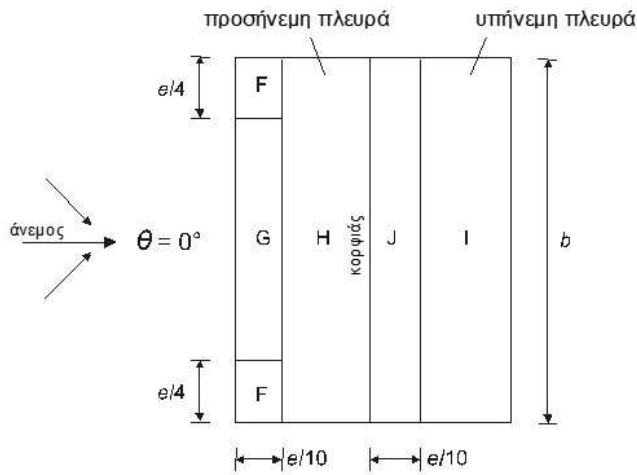
ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΕ ΔΙΚΛΙΝΕΙΣ ΣΤΕΓΕΣ

Η στέγη, συμπεριλαμβανομένων και των προεξοχόντων τμημάτων, θα διαιρείται σε

ζώνες όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (σελ 47 EN 1991-1-4 EL) . Το ύψος αναφοράς z_e λαμβάνεται ίσο με h . Οισυντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη, που πρέπει να χρησιμοποιηθούν, δίνονται στον παρακάτω πίνακα για $\theta=0^\circ$ και $\delta=90^\circ$



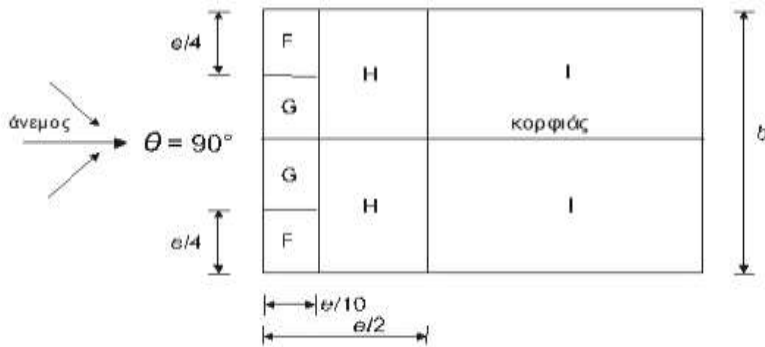
(α) γενικά



$e = b \text{ ή } 2h$
 όποιο είναι μικρότερο

(β) διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

b : διάσταση εγκάρσια στον άνεμο



(γ) διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Για $\theta = 0^\circ$ η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα από θετικές σε αρνητικές τιμές στην προσηνεια πλευρά γύρω από γωνία κλίσης $\alpha = -5^\circ$ έως $+45^\circ$, έτσι δίνονται τόσο οι θετικές όσο και οι αρνητικές τιμές. Για τις στέγες αυτές, τέσσερις περιπτώσεις θα πρέπει να θεωρούνται όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F, G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης του ίδιου πρόσημου μπορεί να χρησιμοποιείται μεταξύ τιμών του ίδιου πρόσημου. (Όχι παρεμβολή μεταξύ $\alpha = +5^\circ$ και $\alpha = -5^\circ$, αλλά χρήση των δεδομένων για επίπεδες στέγες στην 7.2.3). Οι τιμές ίσες με 0,0 δίνονται για σκοπούς παρεμβολής

Πίνακας : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης $\theta=0^\circ$ (7.4α σελ 48 EN1991-1-4 EL)

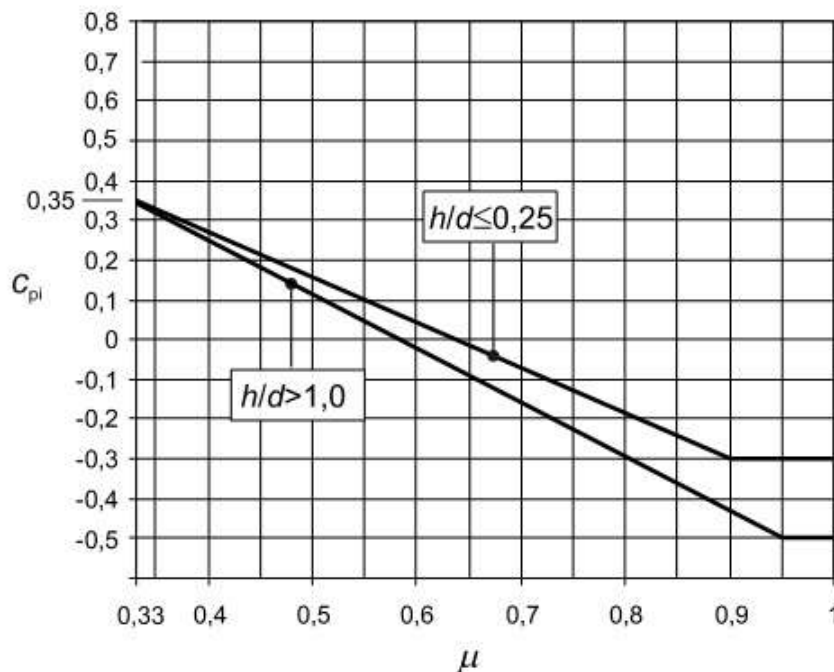
Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Πίνακας : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης $\theta=90^\circ$ (7.4β σελ 49 EN1991-1-4 EL)

ΠΙΕΣΗ ΑΝΕΜΟΥ ΣΕ ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ

Οι εσωτερικές και οι εξωτερικές πιέσεις θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων θα λαμβάνεται υπόψη για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων και άλλων δρόμων διαρροής. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης, c_{pi} , εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όταν, σε τουλάχιστον δύο πλευρές του κτιρίου (πλευρικές ή οροφή), η συνολική επιφάνεια των ανοιγμάτων σε κάθε πλευρά είναι μεγαλύτερη από το 30% της επιφάνειας αυτής της πλευράς.

Για κτίρια χωρίς καθοριστική πλευρά, όπως το υπόστεγο που μελετάμε, ο c_{pi} προσδιορίζεται από διάγραμμα του Ευρωκώδικα συναρτήσεως του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου h/d και του λόγου ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου θ .



$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνεια ανοιγμάτων στα οποία ο } c_{pe} \text{ είναι αρνητικός}}{\sum \text{επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}}$$

Στην περίπτωση μας δεν υπολογίστηκαν συντελεστές εσωτερικής πίεσης στην οριακή κατάσταση αστοχίας διότι θεωρήθηκε όταν υπάρχουν δυνατοί άνεμοι οι πόρτες της κατασκευής παραμένουν κλειστές.

Τελικές πιέσεις

Η εξωτερική πίεση δίνεται από την σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,990 * c_{pe}$$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ $\theta=0^\circ$ • **ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΤΟΙΧΟΙ**

$$h = 10,00\text{m} \leq b = 78,00\text{m} \rightarrow Z_e = h = 10,00\text{m}$$

$$e = \min (b ; 2h) = 20,00\text{m}$$

$$d \text{ (πλάτος όψης)} = 23,86 \text{ m}$$

$$h/d = 10/23,86 = 0,2386$$

Από γραμμική παρεμβολή (πίνακα 7.1 EN1991-1-4) έχουμε

$$\text{Περιοχή A : } C_{pe,10} = - 1,20$$

$$\text{Περιοχή B : } C_{pe,10} = - 0,80$$

$$\text{Περιοχή C : } C_{pe,10} = - 0,50$$

$$\text{Περιοχή D : } C_{pe,10} = 0,70$$

$$\text{Περιοχή E : } C_{pe,10} = - 0,30$$

Εξωτερικές πιέσεις :

$$W_{e,A} = 0,99 * (-1,20) = -1,188\text{KN/m}^2$$

$$W_{e,B} = 0,99 * (-0,80) = -0,792\text{KN/m}^2$$

$$W_{e,C} = 0,99 * (-0,50) = -0,495\text{KN/m}^2$$

$$W_{e,D} = 0,99 * (0,70) = 0,693\text{KN/m}^2$$

$$W_{e,E} = 0,99 * (-0,30) = -0,297 \text{ KN/m}^2$$

• **ΣΤΕΓΗ (12°)**

Από πίνακα 7.4, Σελ.48 από Ευρωκώδικα 1991-1-4 με γραμμικές παρεμβολές υπολογίζω τα

$C_{pe,10}$.

Αρνητικές τιμές C_{pe} :

$$\text{Περιοχή F: } C_{pe,10} = -1,14$$

$$\text{Περιοχή G: } C_{pe,10} = -0,92$$

$$\text{Περιοχή H: } C_{pe,10} = -0,39$$

$$\text{Περιοχή I: } C_{pe,10} = -0,46$$

$$\text{Περιοχή J: } C_{pe,10} = -0,88$$

Και οι εξωτερικές πιέσεις θα είναι (ευμενής):

$$W_{e,F} = 0,990 * (-1,14) = -1,130\text{kN/m}^2$$

$$W_{e,G} = 0,990 * (-0,92) = -0,910\text{kN/m}^2$$

$$W_{e,H} = 0,990 * (-0,39) = -0,390\text{kN/m}^2$$

$$W_{e,I} = 0,990 * (-0,46) = -0,460\text{kN/m}^2$$

$$W_{e,J} = 0,990 * (-0,88) = -0,870\text{kN/m}^2$$

Θετικές τιμές C_{pe} :

$$w_{eF} = w_{eG} = w_{eH} = 0,990 * 0,14 = 0,14 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{eJ} = 0,990 * 0,06 = 0,06 \text{ kN/m}^2$$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ $\theta=90^\circ$ • **ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΤΟΙΧΟΙ**

$$e = \min (d ; 2h) = 20,00\text{m}$$

$$e < d \rightarrow e=20 < d = 78,00\text{m}$$

$$h/d = 20/78 = 0,25$$

Από γραμμική παρεμβολή (πίνακα 7.1 EN1991-1-4) έχουμε

$$\text{Περιοχή A : } C_{pe,10} = - 1,20$$

$$\text{Περιοχή B : } C_{pe,10} = - 0,80$$

$$\text{Περιοχή C : } C_{pe,10} = - 0,50$$

$$\text{Περιοχή D : } C_{pe,10} = 0,70$$

$$\text{Περιοχή E : } C_{pe,10} = - 0,30$$

Εξωτερικές πιέσεις :

$$W_{e,A} = 0,99 * (-1,20) = -1,188\text{KN/m}^2$$

$$W_{e,B} = 0,99 * (-0,80) = -0,792\text{KN/m}^2$$

$$W_{e,C} = 0,99 * (-0,50) = -0,495\text{KN/m}^2$$

$$W_{e,D} = 0,99 * (0,70) = 0,693\text{KN/m}^2$$

$$W_{e,E} = 0,99 * (-0,30) = -0,297\text{KN/m}^2$$

• **ΣΤΕΓΗ (12°)**

Από πίνακα 7.4, Σελ.49 από Ευρωκώδικα 1991-1-4 με γραμμικές παρεμβολές υπολογίζω τα $C_{pe,10}$.

Αρνητικές τιμές C_{pe} :

$$\text{Περιοχή F: } C_{pe,10} = -1,39$$

$$\text{Περιοχή G: } C_{pe,10} = -1,30$$

$$\text{Περιοχή H: } C_{pe,10} = -0,63$$

$$\text{Περιοχή I: } C_{pe,10} = -0,53$$

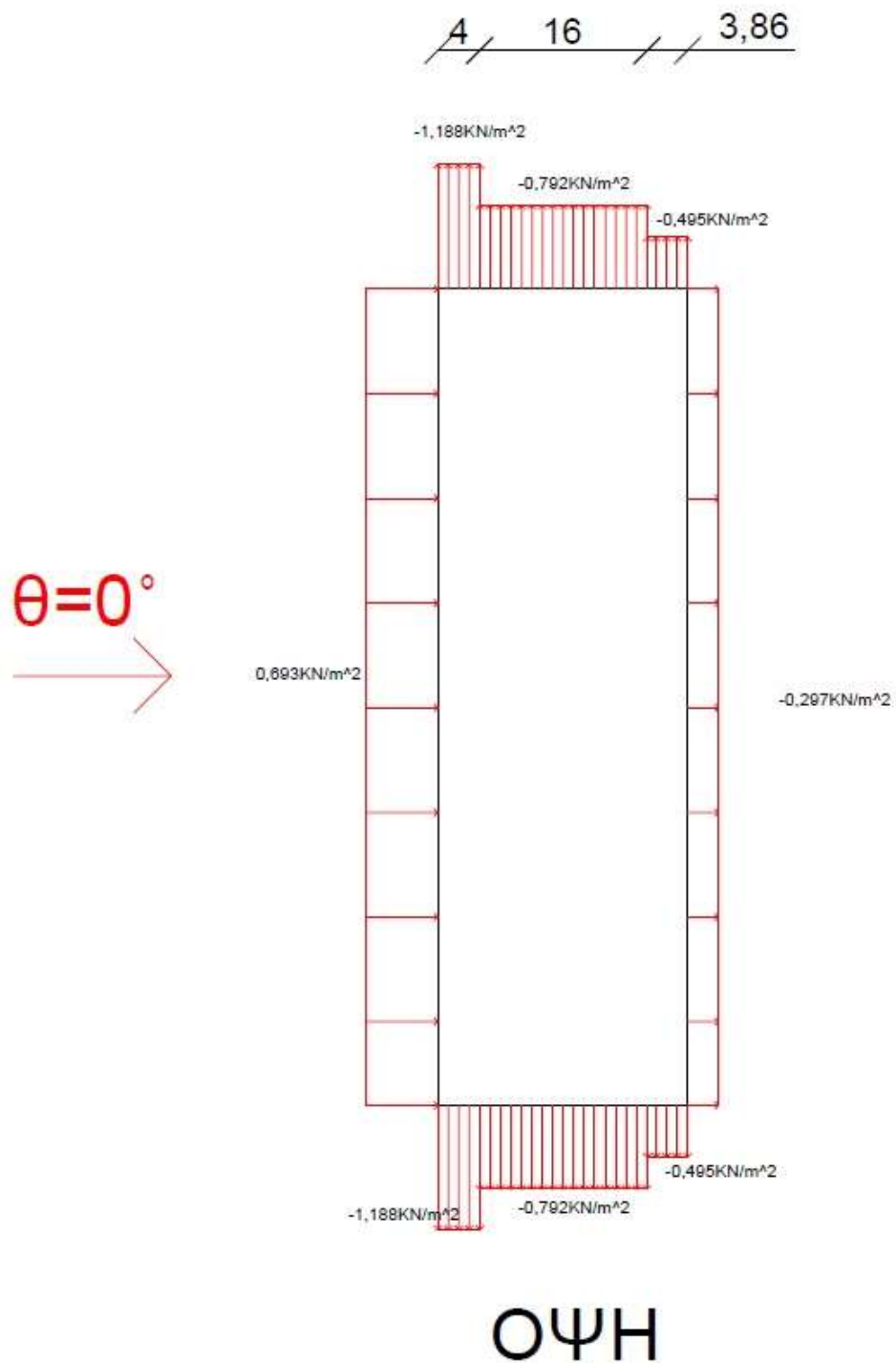
Και οι εξωτερικές πιέσεις θα είναι (ευμενής):

$$W_{e,F} = 0,990 * (-1,39) = -1,376\text{kN/m}^2$$

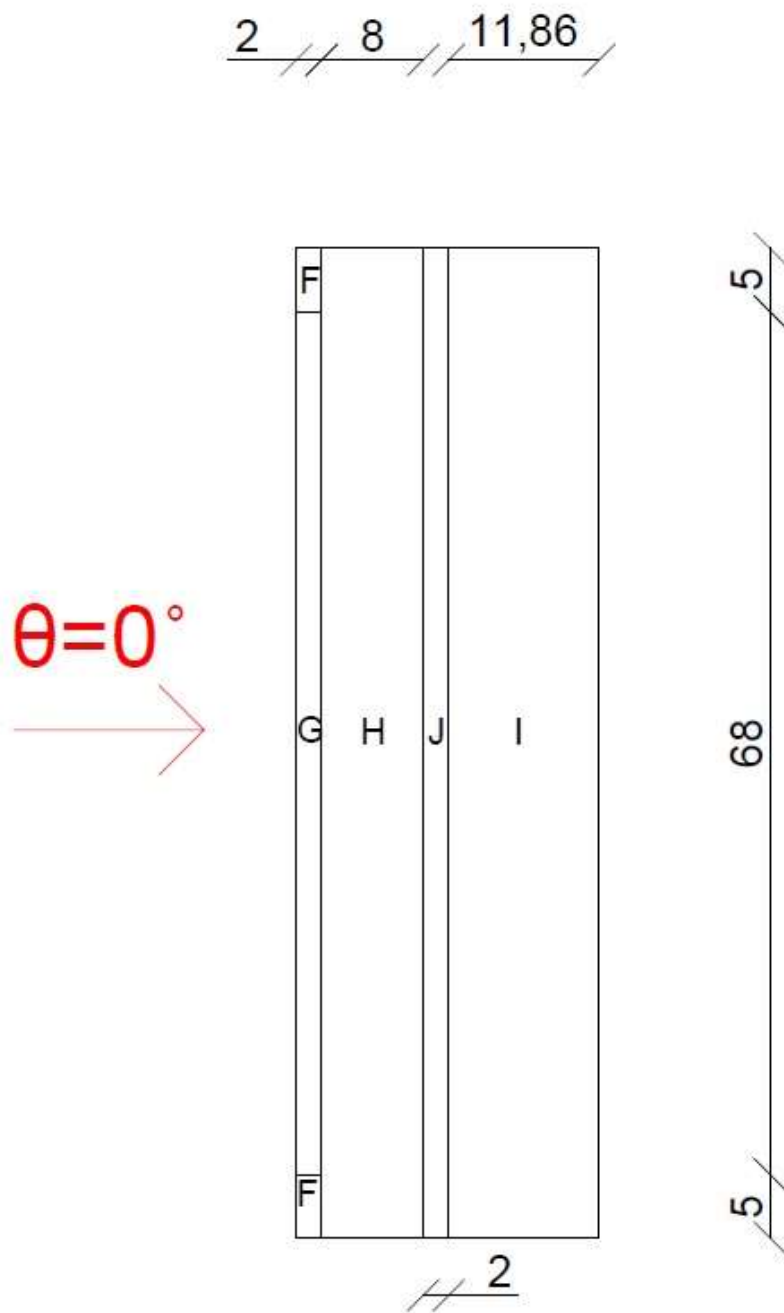
$$W_{e,G} = 0,990 * (-1,30) = -1,287\text{kN/m}^2$$

$$W_{e,H} = 0,990 * (-0,63) = -0,624\text{kN/m}^2$$

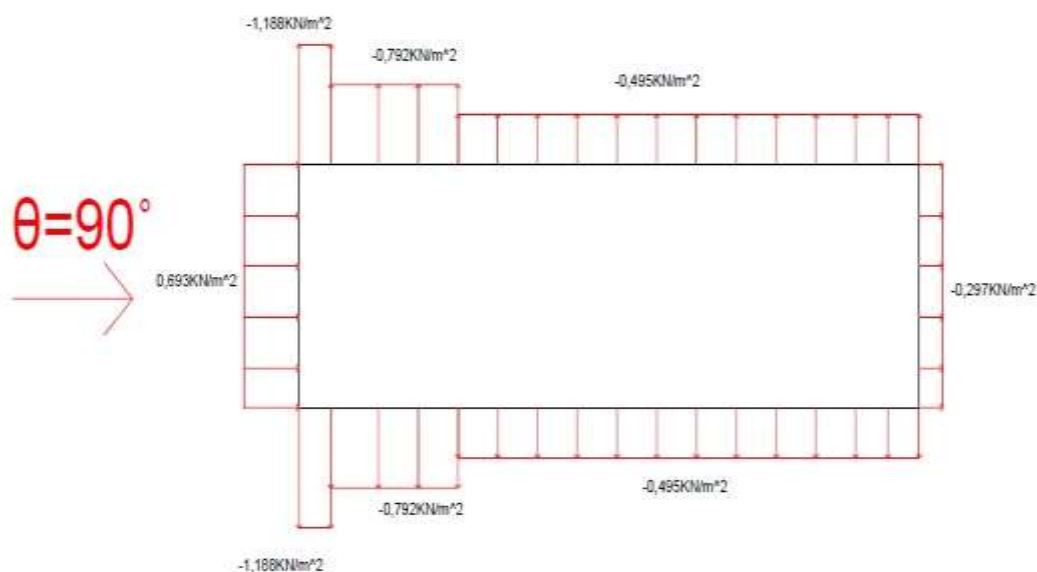
$$W_{e,I} = 0,990 * (-0,53) = -0,525\text{kN/m}^2$$



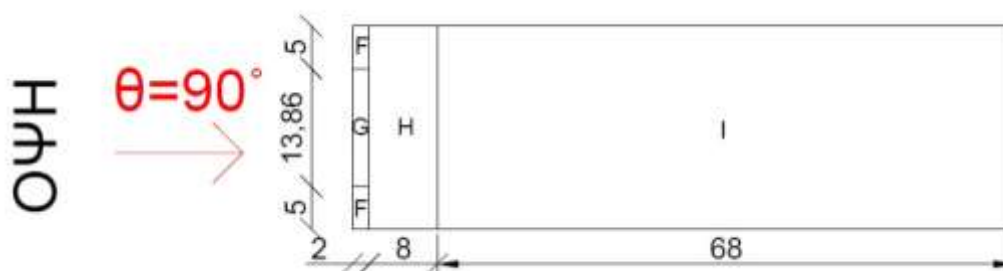
Σχήμα 3-7: Πιέσεις ανέμων στους κατακόρυφους τοίχους $\theta=0^\circ$



Σχήμα 3-8 : Πιέσεις ανέμων στέγης $\theta=0^\circ$



Σχήμα 3-9: Πιέσεις ανέμων στους κατακόρυφους τοίχους $\theta=90^\circ$



Σχήμα 3-10 : Πιέσεις ανέμων στέγης $\theta=90^\circ$

3.3.4 Σεισμικές δράσεις

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Στην παρούσα εργασία οι σεισμικές δράσεις υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις:

1. Ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με:
 - a. την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης, PNCR, σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς TNCR, και

b. τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 .

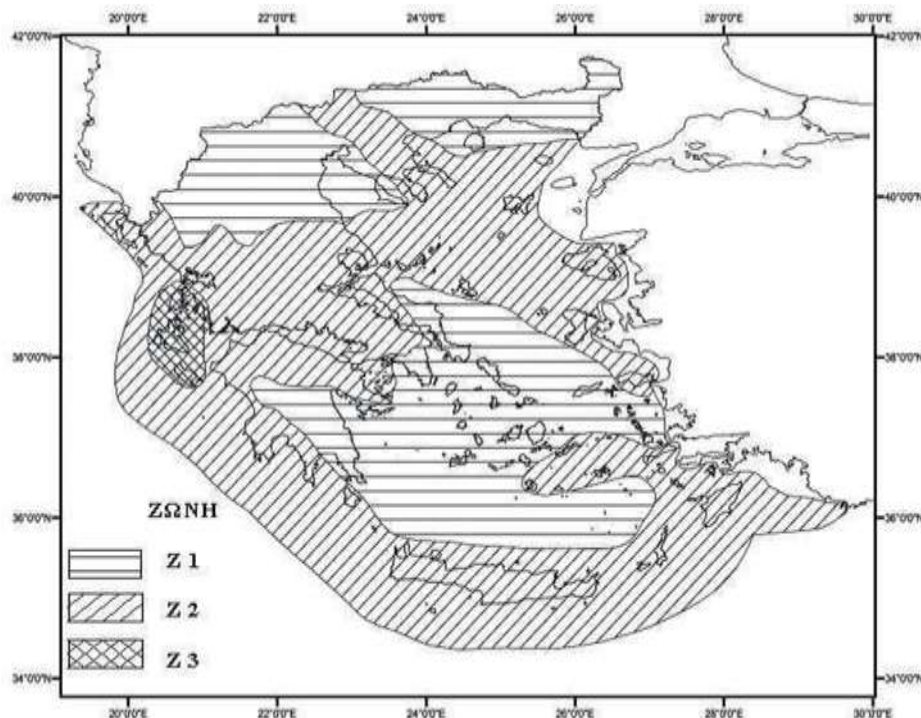
Κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε $P_{NCR}=10\%$ και η περίοδος επαναφοράς $T_{NCR}=475$ χρόνια

2. Ανάλυση της σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, δηλαδή σεισμικής δράσης με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την «απαίτηση περιορισμού βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς.

Κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε $P_{NCR}=10\%$ και η περίοδος επαναφοράς $T_{NCR}=95$ χρόνια.

1. Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται από τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση a_{gr} , ανάλογα με τη Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η χώρα μας χωρίζεται σε τρεις Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (Z1, Z2, Z3) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη). Για την τοποθεσία του έργου επιλέγουμε Z2 (Σχήμα 3.11) και επομένως, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.1, προκύπτει $a_{gr}=0.24g$.



Σχήμα 3.11: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z1	Z2	Z3
a_{gr}/g	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 3.1: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους.

2. Προσδιορισμός της Κατηγορίας Εδάφους

Στον Ευρωκώδικα 8, η σεισμική δράση εξαρτάται όχι μόνον από τη σεισμικότητα στη θέση του έργου, αλλά και από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Για το σκοπό του καθορισμού της σεισμικής δράσης, ο ΕΚ8 κατηγοριοποιεί το έδαφος σε 5 τυποποιημένες κατηγορίες, τις Α, Β, C, D, Ε και σε δύο ειδικές, τις S₁, S₂.

Η βασική παράμετρος για την κατάταξη σε κατηγορία είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στα ανώτατα 30m από την επιφάνεια, $v_{s,30}$:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

όπου h_i και v_i είναι το πάχος (σε m) και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε διατμητική παραμόρφωση 10–5 ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος i από N συνολικά. Αν δεν είναι διαθέσιμη η τιμή της $v_{s,30}$, μπορεί να χρησιμοποιείται για την κατάταξη σε κατηγορία ο αριθμός κρούσεων/0,3m στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης, NSPT. Αν ούτε αυτός είναι διαθέσιμος, μπορεί να χρησιμοποιείται η αστράγγιστη αντοχή, c_u .

Κατηγορία εδάφους		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	-	-
B	Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C	Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50	70-250
D	Χαλαρή έως μετρίως χαλαρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5-20m και υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s			
S ₁	≥10m μαλακή άργιλος/ίλος με δείκτη πλαστιμότητας $PI > 40$ και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	-	10-20
S ₂	Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός Α-Ε ή S ₁		-	

Πίνακας 3.2 : Κατηγορία εδάφους

Στην εργασία μας επιλέχθηκε κατηγορία εδάφους Β

3. Συντελεστής σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I
I	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0,80
II	Σύνηθες	1,00
III	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (π.χ. σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού)	1,20
IV	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας)	1,40

Πίνακα 3.3 : Συντελεστής σπουδαιότητας

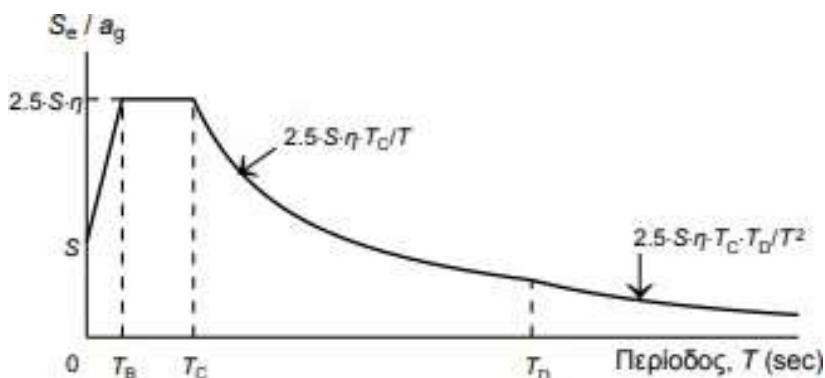
Το μεταλλικό κτίριο που μελετάμε ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας εδάφους II με συντελεστή $\gamma_I=1,00$.

4. Συντελεστής σπουδαιότητας

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απόλυτα ελαστικό σύστημα. Στην παρούσα μελέτη θεωρήθηκε σημαντικό να περιοριστούν οι σεισμικές βλάβες λόγω της χρήσης της κατασκευής και χρησιμοποιήθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=1.5$. Ως αποτέλεσμα δε χρειάζεται να εφαρμοσθούν οι πρόσθετες διατάξεις για τον ικανοτικό σχεδιασμό του κτιρίου.

5. Φάσμα σχεδιασμού

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$, με βάση τον Ευρωκώδικα EN 1998-1 , ορίζεται ως εξής:



$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η τιμή β ορίζεται σε $\beta=0.2$.

6. Φάσματα απόκρισης

Για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού ισχύει $avg=0,9 \cdot a_g=0,9 \cdot 0,24g=0,216g < 0,25g$. Άρα δεν θα ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού στη μελέτη της υπόψη κατασκευής θεωρώντας ότι η επιρροή της καλύπτεται από τους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_g=1,35$ και $\gamma_q=1,50$ στον συνδυασμό βασικών δράσεων χωρίς σεισμό, και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων

3.4 Συνδυασμοί δράσεων

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του.

Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ)
2. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ).

3.4.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κτλ). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

1. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

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

2. Για τυχηματικές καταστάσεις :

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

3. Για καταστάσεις σεισμού:

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

3.4.2 Οριακές Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κτλ). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

2. Συχνός συνδυασμός

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

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός

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

3.4.3 Συνδυασμοί δράσεων βιομηχανικού κτιρίου

Συμβολίζονται με G τα μόνιμα φορτία του φορέα, με Q τα κινητά φορτία, με W τα φορτία ανέμου και S τα φορτία χιονιού. Η σεισμική δύναμη A_{ED} υπολογίζεται από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis, ως συνδυασμός δύο σεισμικών συνιστωσών, για τους άξονες του χώρου x,y για το 90% των ιδιομορφικών μαζών κατά x και y ταυτόχρονα.

Χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω loadcases :

1. DL1 Μόνιμα φορτία ιδίου βάρους των μελών της κατασκευής
2. DL2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία λόγω ιδίου βάρους των επικαλύψεων στέγης και κατακόρυφων τοίχων, καθώς και του δαπέδου του ημιώροφου.
3. LL1 Κινητά φορτία ημιώροφου
4. LL2 Κινητά φορτία στέγης
5. SN1 φορτία χιονιού
6. Wind-0-toiχοi Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta = 0^\circ$ κατακόρυφων τοίχων.
7. Wind-0-stegi Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta = 0^\circ$ στέγης.
8. Wind-90-toiχοi Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta = 90^\circ$ κατακόρυφων τοίχων.
9. Wind-90-stegi Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta = 90^\circ$ στέγης.

Με βάση τα παραπάνω loadcases προκύπτει ο παρακάτω Πίνακας 3.4 με τους συνδυασμούς φορτίσεων:

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
10 (C)	oka-basikoQ-0	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+5*0.75+(6+7)*0.90+(3+4)*1.05$
11 (C)	oka-basikoW-0	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+(3+4)*1.05+5*0.75+(6+7)*1.50$
12 (C)	oka-basikoW-90	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+(3+4)*1.05+5*0.75+(8+9)*1.50$
13 (C)	oka-basikoS-0	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+(3+4)*1.05+5*1.50+(6+7)*0.90$
14 (C)	oka-basikoS-90	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+(3+4)*1.05+5*1.50+(8+9)*0.90$
15 (C)	oka-basikoQ-90	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+(3+4)*1.50+5*0.75+(8+9)*0.90$
16 (C)	oka-eumenis	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+3+4)*1.00$
17 (C)	okl-basikoQ-0	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3+4)*1.00+5*0.50+(6+7)*0.60$
18 (C)	okl-basikoQ-90	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3+4)*1.00+5*0.50+(8+9)*0.60$
19 (C)	okl-basikoW-0	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+6+7)*1.00+(3+4)*0.70+5*0.50$
20 (C)	okl-basikoW-90	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+8+9)*1.00+(3+4)*0.70+5*0.50$
21 (C)	okl-basikoS-0	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+5)*1.00+(3+4)*0.70+(6+7)*0.60$
22 (C)	okl-basikoS-90	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+5)*1.00+(3+4)*0.70+(8+9)*0.60$
26 (C) (CQC)	1 * X 0.3 * Y	Linear Combinati	ULS	seismic	$24*1.00+25*0.30$
27 (C) (CQC)	1 * X -0.3 * Y	Linear Combinati	ULS	seismic	$24*1.00+25*-0.30$
28 (C) (CQC)	0.3 * X 1 * Y	Linear Combinati	ULS	seismic	$24*0.30+25*1.00$
29 (C) (CQC)	0.3 * X -1 * Y	Linear Combinati	ULS	seismic	$24*0.30+25*-1.00$
30 (C) (CQC)	0.3 * X 0.3 * Y	Linear Combinati	ULS	seismic	$(24+25)*0.30$
31 (C) (CQC)	0.3 * X -0.3 * Y	Linear Combinati	ULS	seismic	$24*0.30+25*-0.30$
32 (C) (CQC)	seismikos1	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+26)*1.00+(3+4)*0.30$
33 (C) (CQC)	seismikos2	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+27)*1.00+(3+4)*0.30$
34 (C) (CQC)	seismikos3	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+28)*1.00+(3+4)*0.30$
35 (C) (CQC)	seismikos4	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+29)*1.00+(3+4)*0.30$
36 (C) (CQC)	seismikos5	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+30)*1.00+(3+4)*0.30$
37 (C) (CQC)	seismikos6	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2+31)*1.00+(3+4)*0.30$

Πίνακας 3.4: Συνδυασμοί φορτίσεων κατά την ανάλυση του φορέα

4. Στατικό προσομοίωμα φορέα

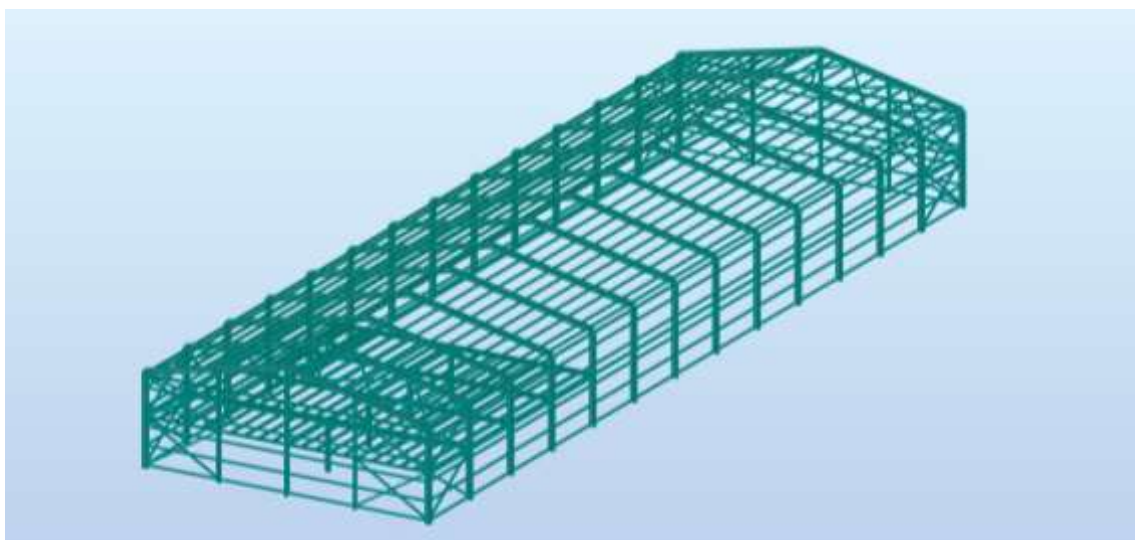
4.1 Εισαγωγή

Με βάση και τα προηγούμενα κεφάλαια η κατασκευή μας έχει έναν ενιαίο σκελετό από μεταλλικά στοιχεία. Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε του οποίου υλοποιήθηκε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των μελών του φορέα είναι το Robot Structural Analysis της Autodesk. Το προσομοίωμα που δημιουργήθηκε αποτελείται από γραμμικά στοιχεία, ενώ τα φορτία εισήχθησαν σε αυτό, στην πλειοψηφία τους, ως επιφανειακά ομοιόμορφα κατανεμημένα στις αντίστοιχες θέσεις του φορέα όπου ασκούνται. Εξαιρέση αποτελεί μόνο μία κατηγορία των μόνιμων φορτίων και συγκεκριμένα τα ίδια βάρη του μεταλλικού σκελετού, που εισήχθησαν στο προσομοίωμα αυτόματα από το πρόγραμμα.

Ακολουθεί η αναλυτική παρουσίαση των στατικών προσομοιωμάτων του φορέα.

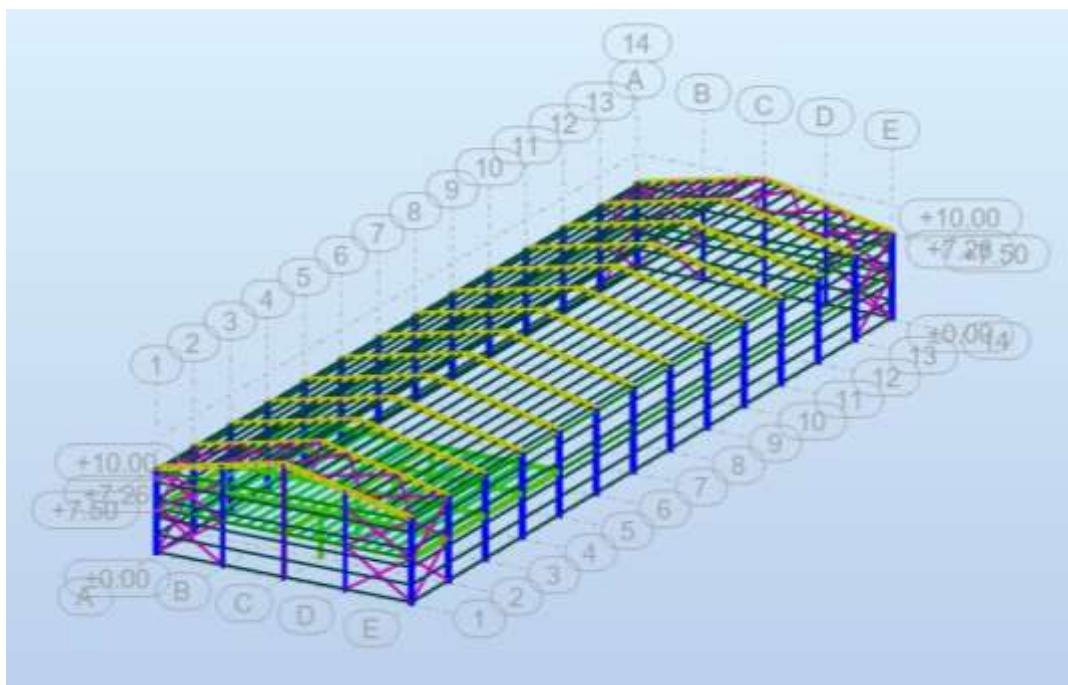
4.2 Στατικό προσομοίωμα κατασκευής

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, κατά τη διεύθυνση X η διάσταση του κτιρίου είναι 23.88 m, ενώ κατά τη διεύθυνση Y η διάσταση είναι 78.00 m. Κατά τη διεύθυνση Y, τοποθετούνται πλαίσια των οποίων οι μεταξύ αποστάσεις είναι ανά 6,00μ. Από τους άξονες 1÷4 υπάρχουν εσωτερικά οι δοκοί και τα υποστυλώματα του ημιωρόφου, που αποτελούν τα γραφεία διοίκησης (Εικόνα 4.1).



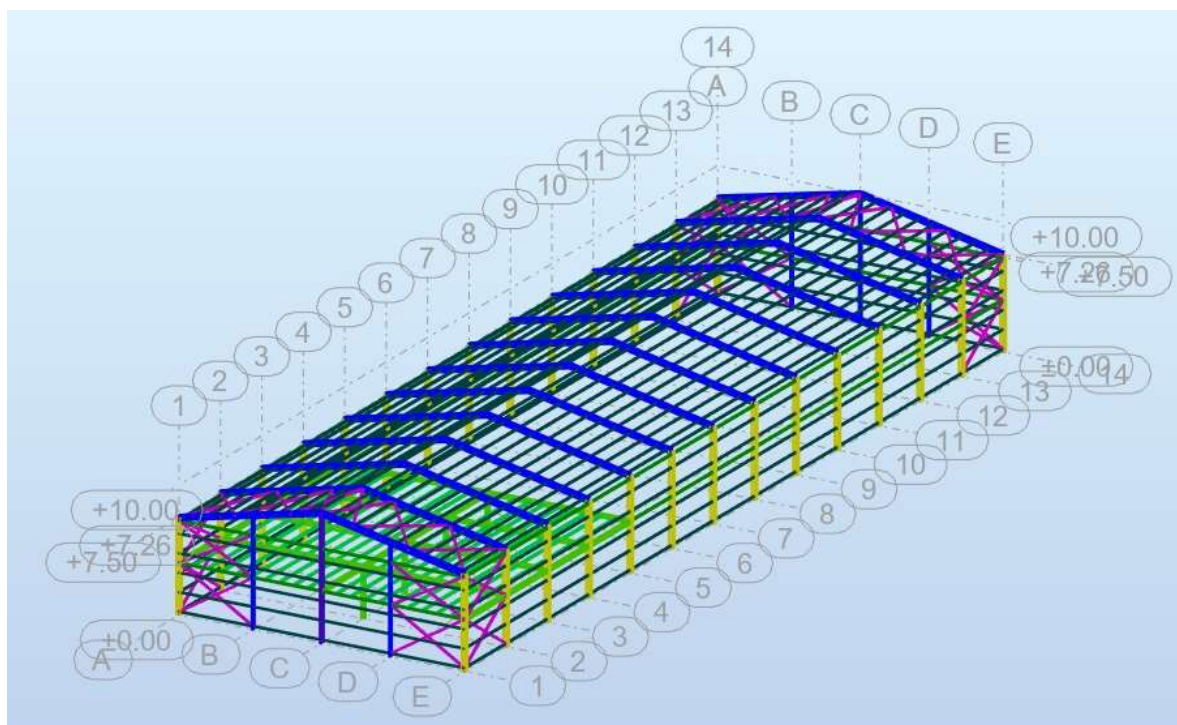
Εικόνα 4.1 : Στατικό προσομοίωμα βιομηχανικού κτιρίου

Τα υποστυλώματα των πλαισίων είναι διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών HEA. Η επιλογή πλατύπελων διατομών HEA 400 για τα υποστυλώματα έγινε διότι τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τους προσφέρουν μια πιο ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι λυγισμού, έναντι αξονικών, τεμνουσών δυνάμεων και ροπών χωρίς να αυξάνουν σημαντικά το βάρος της κατασκευής. Στον φορέα προβλέπεται πλαισιακή λειτουργία για την παραλαβή των κατακόρυφων και των οριζόντιων φορτίων, ο προσανατολισμός των κύριων αξόνων των υποστυλωμάτων έγινε έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να λειτουργεί εντός του πλαισίου. Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στην βάση τους εντός του επιπέδου του πλαισίου (διεύθυνση Χ) και αρθρωτά εκτός του πλαισίου (διεύθυνση Ψ). Η επιλογή του αμφίπακτου πλαισίου έγινε διότι σε σύγκριση με το αμφιαρθρωτό παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα φορτία όσο και υπό τα οριζόντια φορτία γεγονός πολύ σημαντικό για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ειδικά για ένα τέτοιο κτίριο με τόσο μεγάλα ανοίγματα. Μοναδικό μειονέκτημα έναντι το αμφιαρθρωτού είναι ότι απαιτεί καλής ποιότητας έδαφος θεμελίωσης και συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης επί του θεμελίου (Εικόνα 4.2).



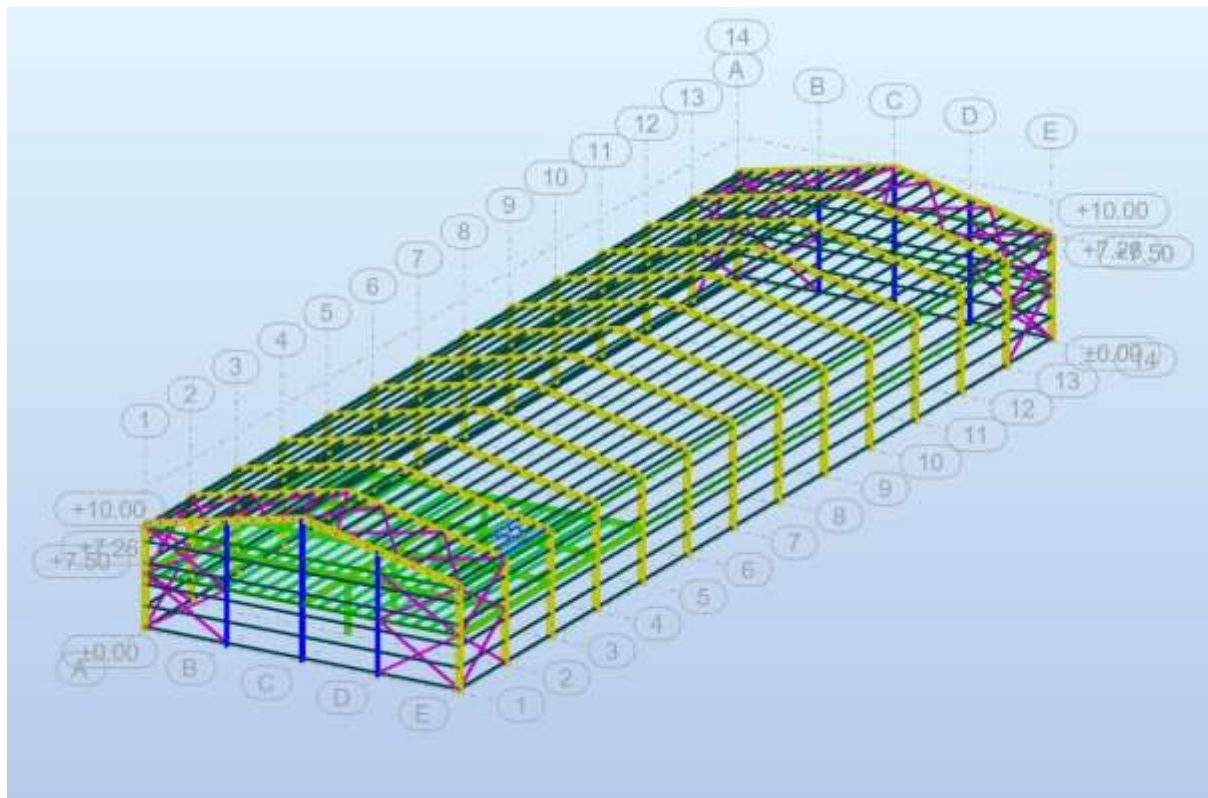
Εικόνα 4.2 : Στατικό προσομοίωμα – κύρια υποστυλώματα

Για τα ζυγώματα των πλαισίων επιλέχθηκε διατομή διπλού ταυ από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών HEA. Ο συγκεκριμένος τύπος διατομής HEA400 επιλέχθηκε έπειτα από διερεύνηση διότι παρουσιάζει αυξημένη αντοχή έναντι λυγισμού σε σχέση με αυτή των υψικορμων IPE και στους δύο άξονες. Παράλληλα, είναι πιο ελαφριά από τις αντίστοιχες διατομές HEB που θα μπορούσαν να επιλεγθούν, γεγονός που σημαίνει πως είναι οικονομικότερες για τη συγκεκριμένη χρήση και μειώνονται τα ίδια βάρη των δοκών. Τα ζυγώματα παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία τα οποία και μεταβιβάζουν στα υποστυλώματα ως αξονικές δυνάμεις. Ο προσανατολισμός των αξόνων έγινε έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να λειτουργεί εντός του πλαισίου. Η σύνδεση των ζυγμάτων με τα υποστυλώματα των πλαισίων πραγματοποιούνται με συνδέσεις ροπής έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η πλαισιακή λειτουργία (Εικόνα 4.3).



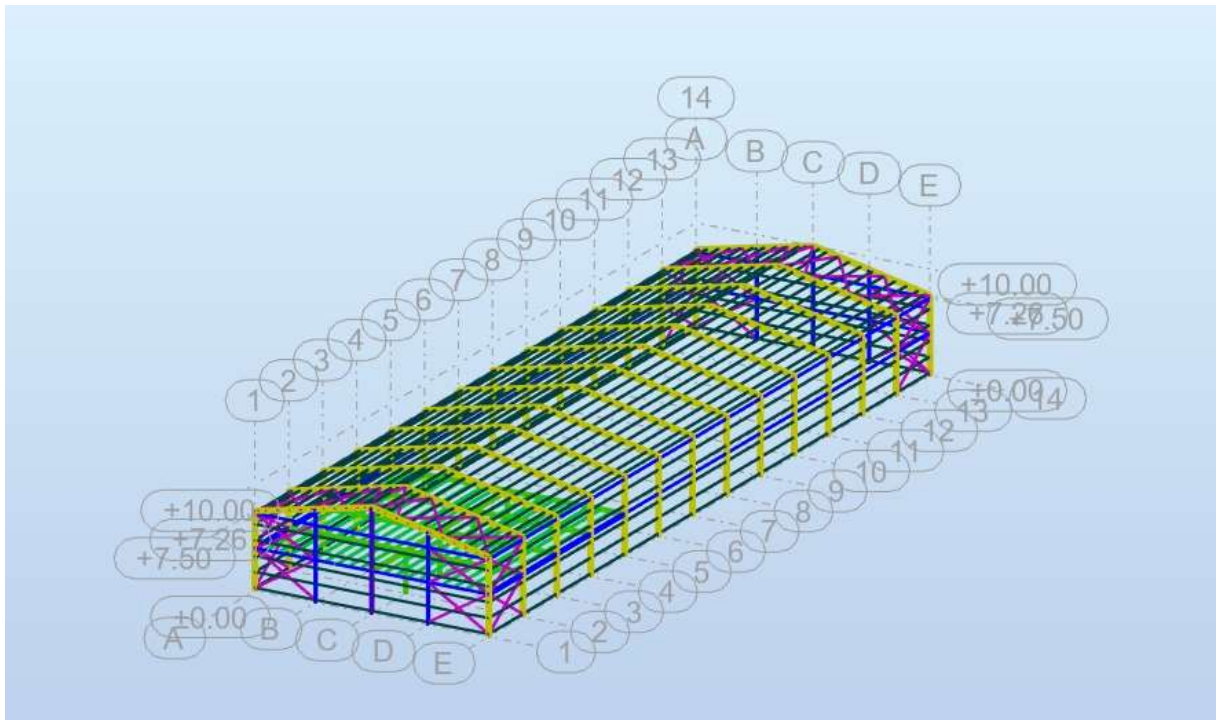
Εικόνα 4.3 : Στατικό προσομοίωμα- Ζυγώματα πλαισίων

Για να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Οι μετωπικοί στύλοι είναι διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών IPE. Η επιλογή του συγκεκριμένου τύπου διατομής έγινε με τα ίδια κριτήρια όπως και με τα κύρια υποστυλώματα, παρότι είναι δυνατή και επιλογή διατομής από τη σειρά HEA χωρίς μεγάλες διαφορές, ωστόσο προτιμήθηκε η παραπάνω για καλύτερη συμπεριφορά έναντι λυγισμού και βάρους της διατομής. Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν. Η θέση των μετωπικών στύλων καθορίζεται επίσης σε συνδυασμό με τη διάταξη των τεγίδων και των οριζόντιων συστημάτων δυσκαμψίας. Η θέση καθορίζεται από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Κύρια φόρτιση για τους μετωπικούς στύλους είναι η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιούμενη διατομή είναι διπλό ταυ με πέλματα παράλληλα προς την όψη. Στο κτίριο μας επιλέξαμε μετωπικά υποστυλώματα διατομής IPE300 και IPE400 (Εικόνα 4.4).



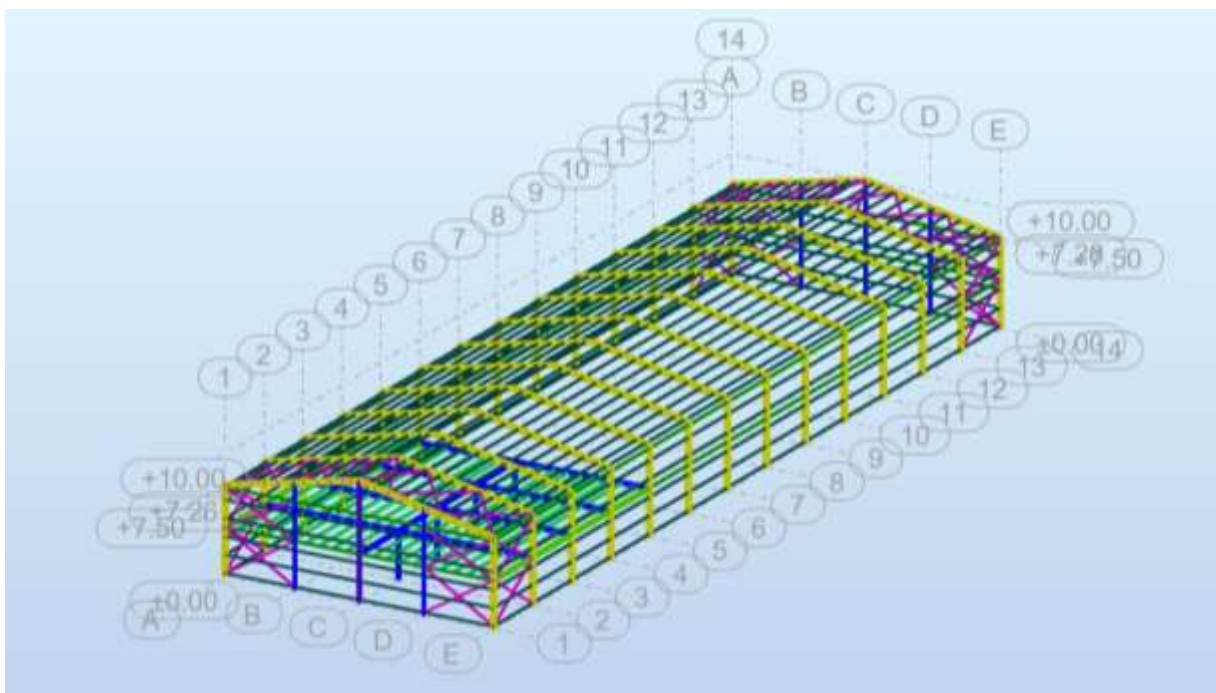
Εικόνα 4.4 : Στατικό προσομοίωμα – Μετωπικά υποστυλώματα

Η κεφαλοδοκός είναι το οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε υποστυλώματος και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων (άξονα Y στην περίπτωση μας). Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επιπλέον σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά την φάση ανέγερσης επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Οι κεφαλοδοκοί και οι πλευρικές δοκοί που επιλέχθηκαν είναι διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά πρότυπων ελατών διατομών HEA. Με τη συγκεκριμένη επιλογή διατομής είναι δυνατό να παραληφθούν και οι θλιπτικές δυνάμεις (οι συγκεκριμένες δοκοί μεταφέρουν τις δυνάμεις από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας στα κατακόρυφα και συνδέουν τα πλαίσια του φορέα μεταξύ τους), αλλά και οι διατομές να επαρκούν έναντι λυγισμού. Εναλλακτικά, θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν κοίλες τετραγωνικές διατομές SHS, καθώς οι ροπές είναι αμελητέες. Έχουν τοποθετηθεί με προσανατολισμό τέτοιο ώστε ο κορμός να είναι στο κατακόρυφο επίπεδο. Συνδέονται με τα υποστυλώματα με απλές κοχλιωτές συνδέσεις. Στο προσομοίωμα μας επιλέχθηκαν HEA140 και HEA300 στο κομμάτι των γραφείων του ημιώροφου (Εικόνα 4.5).



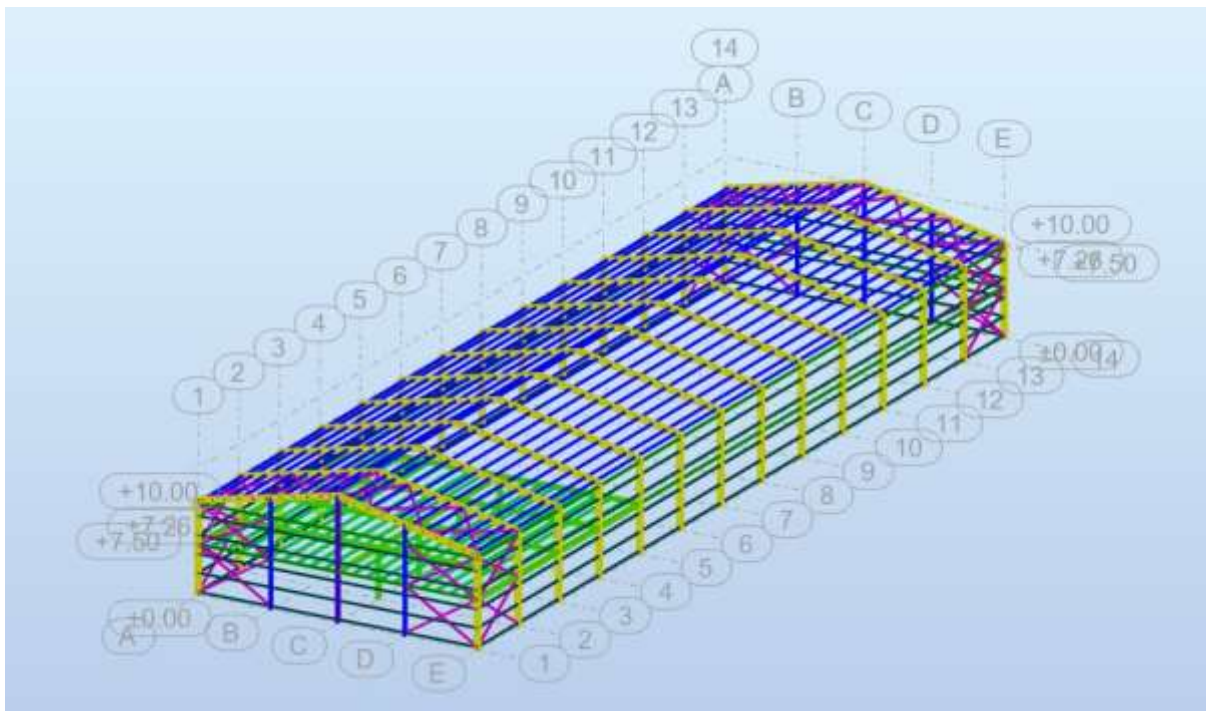
Εικόνα 4.5 : Στατικό προσομοίωμα – Κεφαλοδοκοί

Για τα υποστυλώματα και τις δοκούς του φορέα των γραφείων διοίκησης του ημιώροφου επιλεχθηκε διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγιναν από τις σειρές πρότυπων ελατών διατομών HEA. Έχουν σαν βασική τους λειτουργία τη στήριξη του δαπέδου του ημιώροφου και ο προσανατολισμός τους καθορίστηκε με βάση αυτό. Το χαρακτηριστικό, των μελών αυτών ήταν οι σχετικά μεγάλες ροπές, τέμνουσες και αξονικές και για τις οποίες επιλέχθηκαν οι συγκεκριμένες διατομές. Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στη βάση τους. Επιλέχθηκε HEA300 και για τις δοκούς και για τα υποστυλώματα του ημιώροφου (Εικόνα 4.6).



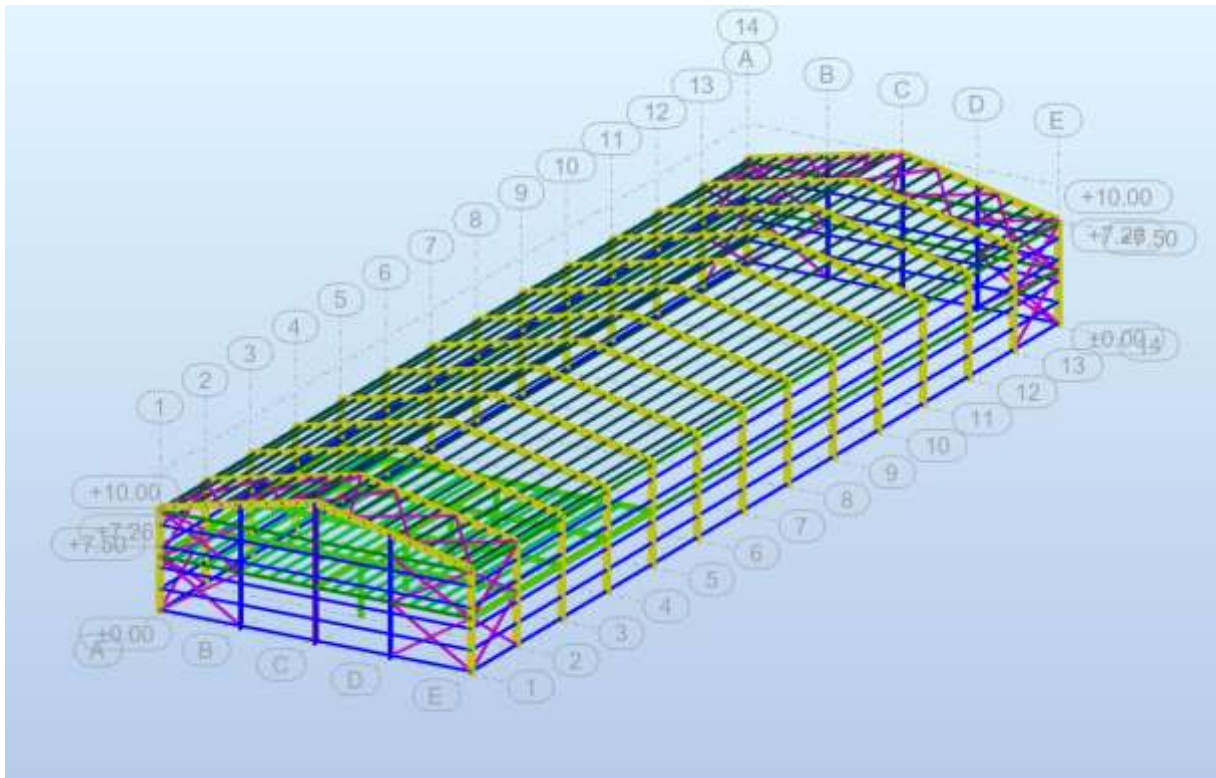
Εικόνα 4.6 : Στατικό προσομοίωμα – Υποστυλώματα δοκοί ημιωρόφου

Οι τεγίδες είναι διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών IPE αντί για HEA για λόγους βάρους της διατομής. Τοποθετούνται στη στέγη του βιομηχανικού κτιρίου και αποτελούν δευτερεύοντα δομικά στοιχεία. Κύρια λειτουργία τους είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων (πρόσθετα, ανεμοπιέσεις, κινητά) στους κύριους φορείς. Λειτουργούν επίσης ως στοιχεία που συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας προσφέροντας πλευρική εξασφάλιση στα ζυγώματα. Είναι συνδεδεμένα αμφιέρεστα. Επιλέχθηκε η διατομή IPE160 (Εικόνα 4.7).



Εικόνα 4.7 Στατικό προσομοίωμα – τεγίδες

Όπως έχουμε στην στέγη τα δευτερεύοντα στοιχεία (τεγίδες) έχουμε και για την πλαγιοκάλυψη του φορέα μας που ονομάζονται μηκίδες. Οι μηκίδες είναι διατομής διπλού ταυ και επιλέχθηκε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών IPE αντί για HEA για το μικρότερο βάρος τους. Αποτελούν δευτερεύοντα δομικά στοιχεία που τοποθετούνται σε όλες τις όψεις του κτιρίου και δέχονται τα φύλλα της πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Η κύρια λειτουργία τους είναι η μεταφορά των ανεμοπιέσεων στους κύριους φορείς και λειτουργούν ως στοιχεία που συμμετέχουν στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας προσφέροντας πλευρική εξασφάλιση στα κύρια υποστυλώματα και στους μετωπικούς στύλους. Ο προσανατολισμός τους είναι τέτοιος ώστε ο κορμός της διατομής να είναι παράλληλος με το οριζόντιο επίπεδο. Το στατικό σύστημα που επιλέξαμε στη συγκεκριμένη κατασκευή είναι της αμφιέρειστης δοκού και η διατομή που επιλεχθηκε είναι IPE160 όπως της στέγης (Εικόνα 4.8).



Εικόνα 4.8: Στατικό προσομοίωμα – Μηκίδες

5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3, που αφορά τις μεταλλικές κατασκευές, σε συνδυασμό με τον Ευρωκώδικα 8 και πραγματοποιήθηκε με την βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis 2021 της Autodesk. Οι διατομές επιλέχθηκαν μετά από αρκετές δοκιμές ανάλυσης και διαστασιολόγησης, ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων και η κατασκευή να έχει συνολικά καλύτερη απόκριση έναντι των επιβαλλόμενων φορτίων. Ακολουθεί η περιγραφή της διαστασιολόγησης των δομικών στοιχείων της κατασκευής, καθώς επίσης και ορισμένες ενδεικτικές συνδέσεις μελών της.

5.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

5.2.1 Υποστυλώματα

Για τα κύρια υποστυλώματα η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση και την διαστασιολόγηση είναι η HEA400. Το συνολικό μήκος των υποστυλωμάτων είναι 7,50m και υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη και τέμνουσα. Η διατομή είναι προσανατολισμένη έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να λειτουργεί εντός του πλαισίου. Ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού β και το ισοδύναμο μήκος λυγισμού προκύπτουν από το διάγραμμα για μεταθετά πλαίσια θεωρώντας ζυγώματα διατομής HEA400 και υποστυλώματα διατομής HEA400 με βάση τις Εξισώσεις (5.1) και (5.2):

$$n_1 = (k_c + k_1) / (k_c + k_1 + k_{11} + k_{12}) \quad (5.1)$$

$$n_2 = (k_c + k_2) / (k_c + k_2 + k_{21} + k_{22}) \quad (5.2)$$

γενικά για κάθε υποστυλώμα ισχύει $K=I/L$

Με βάση το διάγραμμα για μεταθετά πλαίσια προκύπτουν:

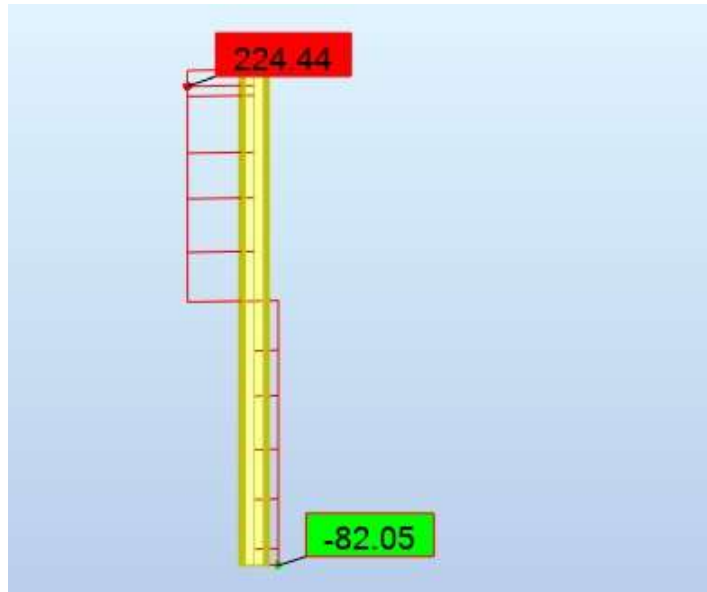
($X=0,00m$ έως $78,00m$) το $\kappa = 1,53$ και το $l_{cr} = 11,47m$

Στον ασθενή άξονα, όπου δεν υπάρχει πλαισιακή λειτουργία, το μήκος λυγισμού μειώθηκε

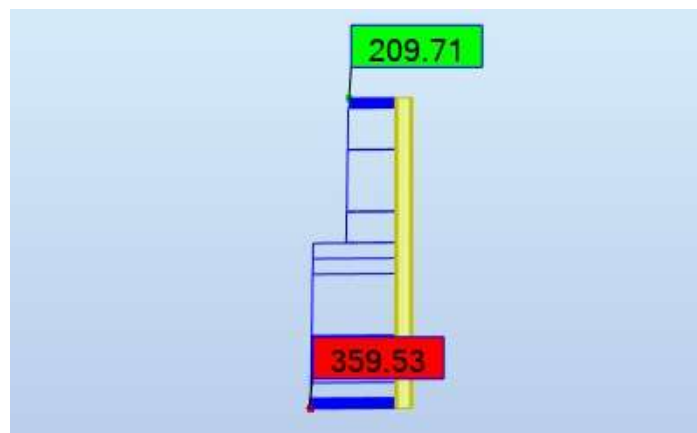
($X=0,00m$) $\kappa = 0,5$ $l_{cr} = 3,75m$

($X= 6,00m$ εως $72,00m$) $\kappa = 0,7$ το $l_{cr} = 5,25m$

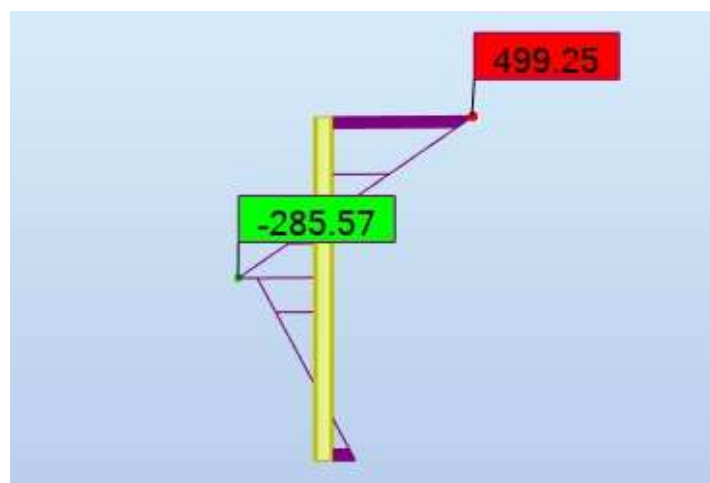
($X=78,00\text{m}$) $\kappa=0,5$ το $l_{cr}=3,75\text{m}$



Εικόνα 5.1: Διαγραμμα δυσμενέστερου υποστυλώματος N



Εικόνα 5.2: Διάγραμμα V δυσμενέστερου υποστυλώματος



Εικόνα 5.3: Διάγραμμα M_y δυσμενέστερου υποστυλώματος

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1-2:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures
ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 2 main column
MEMBER: 17 Column_16 POINT: 1 COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:
Governing Load Case: 14 oka-basikoS-90 (1+2)*1.35+(3+4)*1.05+5*1.50+(8+9)*0.90

MATERIAL:
S275 (S275) fy = 275.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=191.00 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.97 cm ³	Wplz=872.88 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 359.53 kN	My _{Ed} = 106.15 kN*m	Vy _{Ed} = 1.17 kN	
Nc,Rd = 4371.90 kN	My _{Ed,max} = 499.25 kN*m	Mz _{Ed,max} = 3.75 kN*m	Vy,T,Rd = 2002.74 kN
Nb,Rd = 3102.13 kN	My,c,Rd = 704.54 kN*m	Mz,c,Rd = 240.04 kN*m	Vz _{Ed} = -82.05 kN
	MN _{y,Rd} = 704.54 kN*m		Vz,T,Rd = 909.96 kN
	Mb,Rd = 704.54 kN*m		Tt _{Ed} = 0.02 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 2498.35 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 0.95
Lcr,upp = 5.25 m	Lam _{LT} = 0.53	fi _{LT} = 0.63	XLT,mod = 1.00

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 11.48 m	Lam _y = 0.79
Lcr,y = 11.48 m	Xy = 0.80
Lamy = 68.15	kyy = 0.86



About z axis:

Lz = 5.25 m	Lam _z = 0.82
Lcr,z = 5.25 m	Xz = 0.71
Lamz = 71.53	kzy = 0.45

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.08 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My_{Ed}/My_{c,Rd} = 0.15 < 1.00 (6.2.5.(1))
 Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.09 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau_{ty,Ed}/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau_{tz,Ed}/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Global stability check of member:

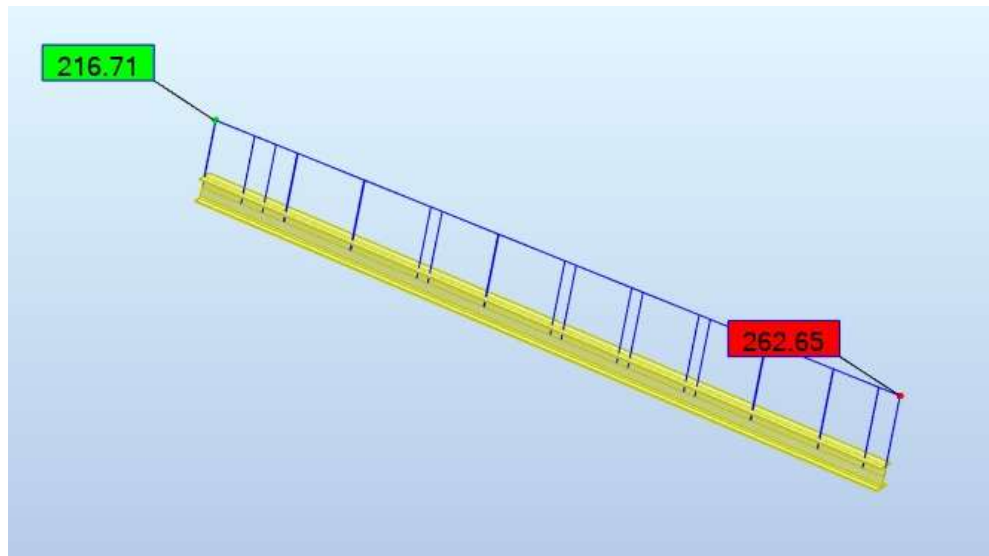
Lambda_y = 68.15 < Lambda_{max} = 210.00 Lambda_z = 71.53 < Lambda_{max} = 210.00 STABLE
 My_{Ed,max}/Mb,Rd = 0.71 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kyz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.72 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kzz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.45 < 1.00 (6.3.3.(4))

Section OK !!!

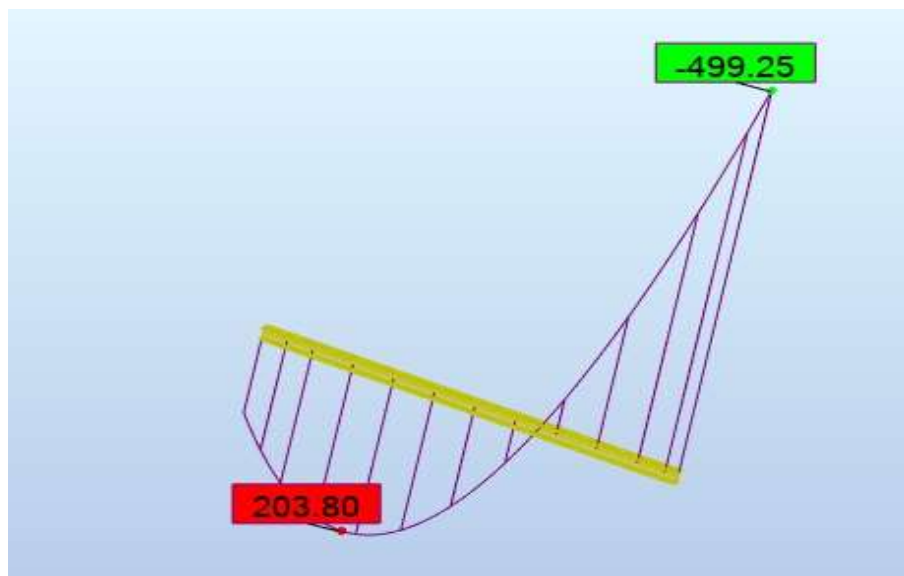
Εικόνα 5.4: Αποτελέσματα δυσμενέστερου υποστυλώματος διατομής HEA 400

5.2.2 Ζυγώματα

Μέσω της ανάλυσης τα ζυγώματα διαστασιολογήθηκαν επιλέγοντας διατομή HEA 400. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός για το ζύγωμα είναι ο συνδυασμός 13 βασικός χιόνι για άνεμο 0 (κατά διεύθυνση Y) . Τα ζυγώματα υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη και έχουν μήκος 23.88 m. Παρακάτω φαίνεται από τους πίνακες η διαστασιολόγηση του δυσμενέστερου ζυγώματος



Εικόνα 5.5: Διάγραμμα N δυσμενέστερου ζυγώματος



Εικόνα 5.6: Διάγραμμα My δυσμενέστερου ζυγώματος

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1.2005/A1 2014, Eurocode 3. Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 6 main rafter

MEMBER: 783 Beam_783

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 12.20 m

LOADS:

Governing Load Case: 13 oka-basikoS-0 (1+2)*1.35+(3+4)*1.05+5*1.50+(6+7)*0.90

MATERIAL:

S275 (S275) fy = 275.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=191.00 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.97 cm ³	Wplz=872.88 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 265.35 kN	My _{Ed} = -506.35 kN*m	Mz _{Ed} = 0.43 kN*m	Vy _{Ed} = -1.59 kN	
Nc _{Rd} = 4371.90 kN	My _{Ed,max} = -506.35 kN*m		Mz _{Ed,max} = -4.19 kN*m	Vy _{T,Rd} = 2003.00 kN
Nb _{Rd} = 2729.50 kN	My _{c,Rd} = 704.54 kN*m	Mz _{c,Rd} = 240.04 kN*m	Vz _{Ed} = -159.57 kN	
	MN _{y,Rd} = 704.54 kN*m	MN _{z,Rd} = 240.04 kN*m	Vz _{T,Rd} = 910.03 kN	
	Mb _{Rd} = 627.47 kN*m		Tt _{Ed} = -0.01 kN*m	
			Class of section = 1	



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 1395.28 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 0.86
Lcr,low = 6.10 m	Lam _{LT} = 0.71	fi _{LT} = 0.74	XLT,mod = 0.89



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 1395.28 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 0.86
Lcr,low = 6.10 m	Lam _{LT} = 0.71	fi _{LT} = 0.74	XLT,mod = 0.89

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 12.20 m	Lam _y = 0.83
Lcr,y = 12.20 m	Xy = 0.78
Lamy = 72.45	kyy = 1.08



About z axis:

Lz = 6.10 m	Lam _z = 0.96
Lcr,z = 6.10 m	Xz = 0.62
Lamz = 83.10	kyz = 1.19

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$My_{Ed}/MN_{y,Rd} - 0.72 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd}) = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 72.45 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 83.10 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(Xy * N_{Rk}/gM1) + kyy * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/gM1) + kyz * Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(Xz * N_{Rk}/gM1) + kzy * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/gM1) + kzz * Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Εικόνα 5.7: Αποτελέσματα δυσμενέστερου ζυγώματος διατομής HEA 400

5.2.3 Κεφαλοδοκός

Οι κεφαλοδοκοί παραλαμβάνουν κυρίως αξονικά φορτία από την κατασκευή και συνδέονται με αρθρώσεις στην κεφαλή των υποστυλωμάτων. Το μήκος λυγισμού τους είναι ίσο με το πραγματικό τους μήκος και κατά τους δύο άξονες. Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση είναι η HEA 140.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ανάλυσης της δυσμενέστερης κεφαλοδοκού


STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures
ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 9 beam
MEMBER: 97 Beam_97 **POINT:** 2 **COORDINATE:** x = 0.50 L = 2.87 m

LOADS:
 Governing Load Case: 11 oka-basikoW-o (1+2)*1.35+(3+4)*1.05+5*0.75+(6+7)*1.50


MATERIAL:
 S275 (S275) fy = 275.00 MPa

 **SECTION PARAMETERS: HEA 140**

b=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm ²	Az=10.12 cm ²	Ax=31.42 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm ⁴	Iz=389.32 cm ⁴	Ix=7.97 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm ³	Wplz=84.85 cm ³	



INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = -8.15 kN	My,Ed = 1.99 kN*m	Mz,Ed = -16.94 kN*m	Vy,Ed = 0.09 kN
Nt,Rd = 863.94 kN	My,pl,Rd = 47.71 kN*m	Mz,pl,Rd = 23.33 kN*m	Vy,T,Rd = 418.35 kN
	My,c,Rd = 47.71 kN*m	Mz,c,Rd = 23.33 kN*m	Vz,Ed = -0.02 kN
	MN,y,Rd = 47.71 kN*m	MN,z,Rd = 23.33 kN*m	Vz,T,Rd = 160.71 kN
	Mb,Rd = 31.65 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Class of section = 1

 **LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

z = 1.00	Mcr = 40.42 kN*m	Curve_LT - b	XLT = 0.65
Lcr,upp=5.74 m	Lam_LT = 1.09	fl,LT = 1.06	XLT,mod = 0.66

BUCKLING PARAMETERS:

 About y axis:  About z axis:

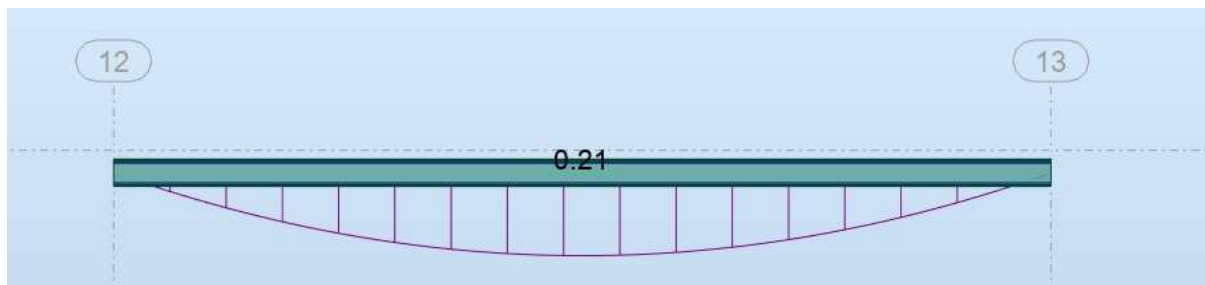
VERIFICATION FORMULAS:
Section strength check:
 N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
 My,Ed/MN,y,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.73 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 (My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.73 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Global stability check of member:
 My,Ed/Mb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Section OK !!!

Εικόνα 5.8: Αποτελέσματα δυσμενέστερης κεφαλοδοκού διατομής HEA 140

5.2.4 Τεγίδες

Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση είναι η IPE 160. Οι τεγίδες θεωρούνται ότι συμμετέχουν στην λειτουργία των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, οπότε παραλαμβάνουν αξονικά φορτία. Ακόμα, λόγω της κλίσης της στέγης υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με μικρή τιμή της ροπής κάμψης περί τον ασθενή άξονα. Το στατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται είναι αυτό της αμφιέριστης δοκού και το μήκος λυγισμού των τεγιδών λαμβάνεται ίσο με το πραγματικό τους μήκος. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για την δυσμενέστερη τεγίδα του προσομοιώματος.



Εικόνα 5.9: Διαγραμμα M_{γ} δυσμενέστερης τεγίδας

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1.2005/A1.2014, Eurocode 3: Design of steel structures.			
ANALYSIS TYPE: Code Group Verification			
CODE GROUP: 7 roof purlin			
MEMBER: 315 Beam_315	POINT: 2	COORDINATE: $x = 0.50 L = 3.00 \text{ m}$	
LOADS:			
Governing Load Case: 14 oka-basikoS-90 (1+2)*1.35+(3+4)*1.05+5*1.50+(8+9)*0.90			
MATERIAL:			
S275 (S275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$			
SECTION PARAMETERS: IPE 160			
$h = 16.0 \text{ cm}$	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 8.2 \text{ cm}$	$A_y = 13.73 \text{ cm}^2$	$A_z = 9.66 \text{ cm}^2$	$A_x = 20.09 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.5 \text{ cm}$	$I_y = 869.29 \text{ cm}^4$	$I_z = 68.31 \text{ cm}^4$	$I_x = 3.53 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.7 \text{ cm}$	$W_{ply} = 123.87 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 26.10 \text{ cm}^3$	
INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:			
$N_{,Ed} = 51.87 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 0.92 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -0.20 \text{ kN*m}$	
$N_{c,Rd} = 552.51 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 0.92 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = -0.20 \text{ kN*m}$	
$N_{b,Rd} = 552.51 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 34.06 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 7.18 \text{ kN*m}$	
	$MN_{y,Rd} = 34.06 \text{ kN*m}$	$MN_{z,Rd} = 7.18 \text{ kN*m}$	
	$Mb_{,Rd} = 10.93 \text{ kN*m}$		
			Class of section = 1
LATERAL BUCKLING PARAMETERS:			
$z = 1.00$	$M_{cr} = 10.93 \text{ kN*m}$	Curve,LT - b	$XLT = 0.32$
$L_{cr,upb} = 6.00 \text{ m}$	$\Lambda_{m,LT} = 1.77$	$\beta_{1,LT} = 1.90$	$XLT_{mod} = 0.32$

Εικόνα 5.10a: Αποτελέσματα δυσμενέστερης τεγίδας διατομής IPE 160

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis: $k_{yy} = 1.00$
 About z axis: $k_{zz} = 1.00$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

Global stability check of member:

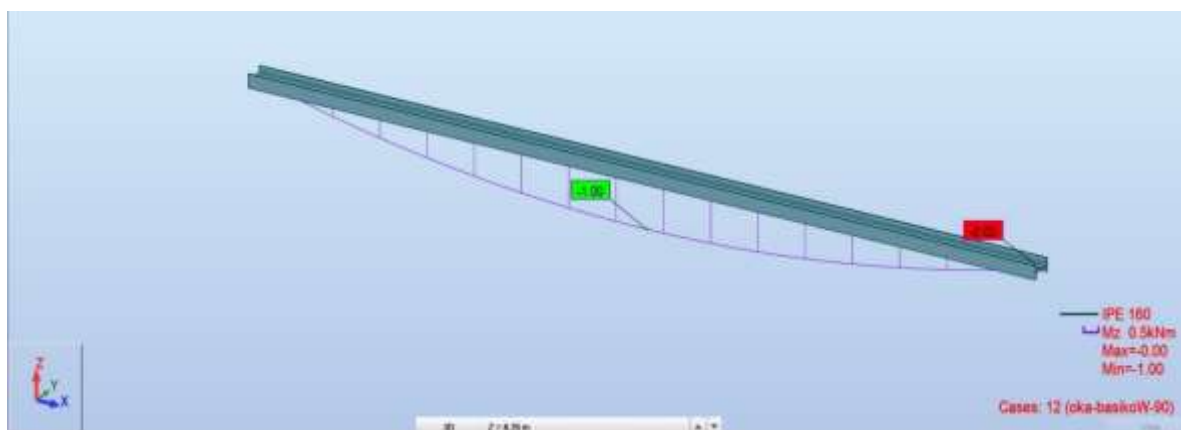
$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.21 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.21 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Εικόνα 5.10b: Αποτελέσματα δυσμενέστερης τεγίδας διατομής IPE 160

5.2.5 Μηκίδες

Οι μηκίδες υπόκεινται σε διαξονική κάμψη, αφενός λόγω των δράσεων του ανέμου οι οποίες καταπονούν την κατασκευή και αφετέρου λόγω του ίδιου βάρους των επικαλύψεων. Επίσης, οι μηκίδες παραλαμβάνουν και ένα πολύ μικρό αξονικό φορτίο, εξαιτίας των διαφόρων συνδυασμών φορτίσεων, το οποίο ελήφθη υπόψη κατά την ανάλυση του φορέα. Το στατικό σύστημα των μηκίδων είναι αυτό της αμφιέριστης δοκού. Το μήκος λυγισμού των αμφιέριστων μηκίδων είναι ίσο με το συνολικό τους μήκος. Το μήκος είναι 6.00m Η διατομή που προέκυψε για τις μηκίδες αυτές είναι η IPE 160. Ενδεικτικά στα Σχήματα 5.8 και 5.9 παρουσιάζονται οι κρίσιμοι έλεγχοι για τις μηκίδες με τη μέγιστη καταπόνηση.



Εικόνα 5.11: Διάγραμμα M δυσμενέστερης μηκίδας

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 594 Beam_594

POINT: 2

COORDINATE: x = 0.50 L = 3.10 m

LOADS:

Governing Load Case: 14 oka-basikoS-90 (1+2)*1.35+(3+4)*1.05+5*1.50+(8+9)*0.90

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 160

b=16.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

Ax=20.09 cm²

b=8.2 cm

Ay=13.73 cm²

Az=9.66 cm²

Ix=3.53 cm⁴

tw=0.5 cm

Iy=869.29 cm⁴

Iz=68.31 cm⁴

tf=0.7 cm

Wply=123.87 cm³

Wplz=26.10 cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N_{Ed} = -13.08 kN

Mz,Ed = -1.00 kN*m

Nt,Rd = 552.51 kN

Mz,pl,Rd = 7.18 kN*m

Mz,c,Rd = 7.18 kN*m

MN_z,Rd = 7.18 kN*m

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.14 < 1.00$ (6.2.5.(1))

Section OK !!!

Εικόνα 5.12: Αποτελέσματα δυσμενέστερης μηκίδας διατομής IPE 160

5.2.6 Μετωπικά υποστυλώματα

Το ύψος των μετωπικών στύλων εξαρτάται από τη θέση τους στο φορέα και την κλίση της οροφής. Οι διατομές που προέκυψαν από την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση είναι IPE 300 και IPE 400. Παρουσιάζεται ενδεικτικά ο κρίσιμος έλεγχος για το υποστυλώμα με τη μέγιστη καταπόνηση IPE 400.


STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1 2014, Eurocode 3: Design of steel structures
ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 3 int column
MEMBER: 29 Column_29 **POINT:** 3 **COORDINATE:** x=0.40 L=4.00 m

LOADS:
 Governing Load Case: 34 seismic3 (1+2+28)*1.00+(3+4)*0.30


MATERIAL:
 S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa

 **SECTION PARAMETERS: IPE 400**



h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	Ax=84.46 cm ²
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ix=46.80 cm ⁴
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm ³	Wplz=229.01 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 155.54 kN	My _{Ed} = -247.15 kN*m	Mz _{Ed} = 0.26 kN*m	Vy _{Ed} = 0.43 kN	
Nc,Rd = 2322.75 kN	My _{Ed,max} = -247.15 kN*m	Mz _{c,Rd} = 62.98 kN*m	Mz _{Ed,max} = 0.52 kN*m	Vy,T,Rd = 889.04 kN
Nb,Rd = 469.10 kN	My _{c,Rd} = 359.50 kN*m	MN _{z,Rd} = 62.98 kN*m	Vz _{Ed} = 52.06 kN	
	MN _{y,Rd} = 359.50 kN*m		Vz,T,Rd = 677.85 kN	
			Tt _{Ed} = 0.00 kN*m	
			Class of section = 1	

 **LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

BUCKLING PARAMETERS:

 About y axis:	 About z axis:
L _y = 10.00 m	L _z = 7.00 m
L _{cr,y} = 10.00 m	L _{cr,z} = 7.00 m
L _{amy} = 60.43	L _{amz} = 177.22
Lam _y = 0.70	Lam _z = 2.04
X _y = 0.85	X _z = 0.20
k _{yy} = 1.09	k _{yz} = 1.19

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.69 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.48 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{t,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{t,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 60.43 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 177.22 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.84 < 1.00$ (6.3.3.(4))

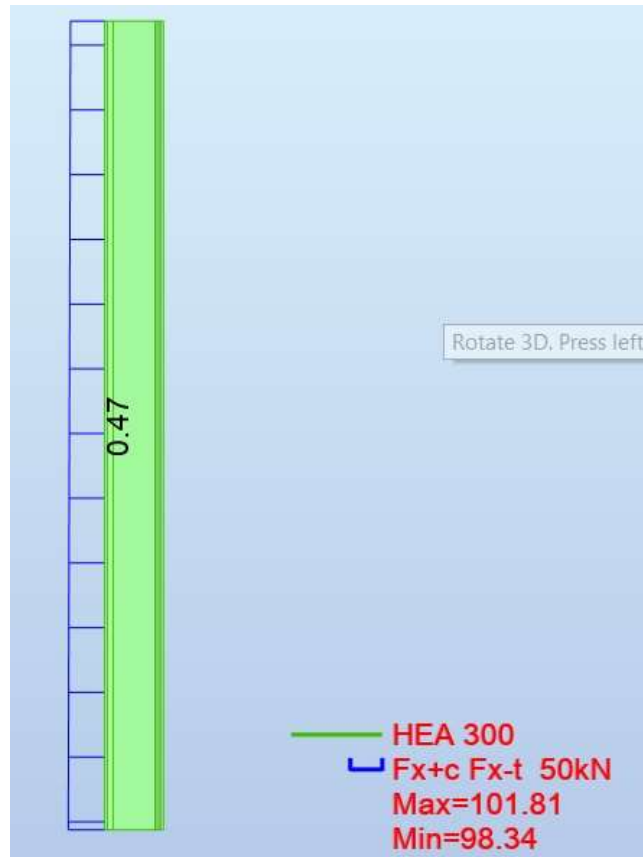
$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.72 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

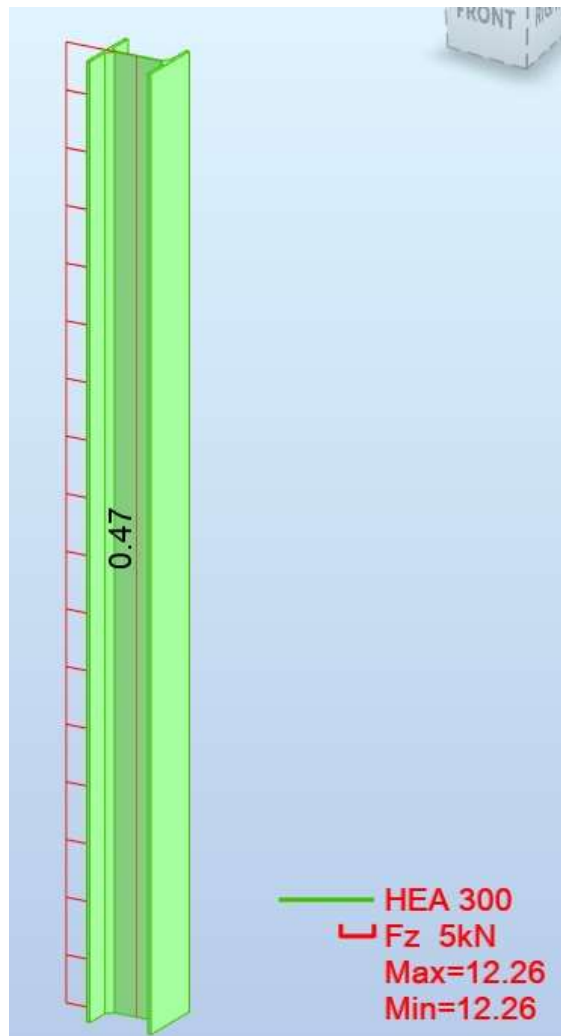
Εικόνα 5.13: Αποτελέσματα δυσμενέστερου μετωπικού στύλου διατομής IPE 400

5.2.7 Υποστυλώματα ημιωρόφου

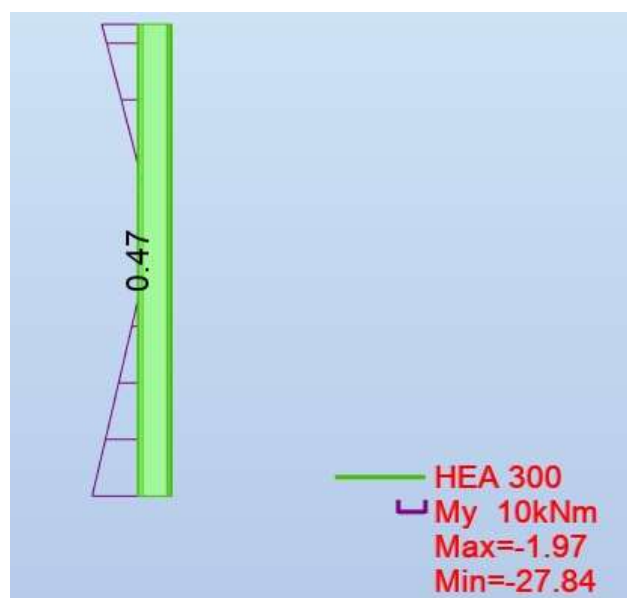
Η διατομή που προέκυψε από την διαστασιολόγηση και την ανάλυση είναι η HEA 300. Παρακάτω δίνονται τα δυσμενέστερα μεγέθη που προέκυψαν από τον σεισμικό συνδυασμό 5.



Εικόνα 5.14: Διάγραμμα V δυσμενέστερου υποστυλώματος ημιωρόφου διατομής HEA 300



Εικόνα 5.15: Διάγραμμα N δυσμενέστερου υποστυλώματος ημιωρόφου διατομής HEA 300



Εικόνα 5.16: Διάγραμμα M_y δυσμενέστερου υποστυλώματος ημιωρόφου διατομής HEA 300

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1-2:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 32 Column_32

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 35 seismicos4 (1+2+29)*1.00+(3+4)*0.30

MATERIAL:

S275 (S275) fy = 275.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 300

h=29.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=94.85 cm ²	Az=37.28 cm ²	Ax=112.53 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=18263.50 cm ⁴	Iz=6309.56 cm ⁴	Ix=75.30 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1383.40 cm ³	Wplz=641.18 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 101.81 kN	My _{Ed} = -27.84 kN*m	Mz _{Ed} = -0.00 kN*m	Vy _{Ed} = -19.01 kN
N _{c,Rd} = 3094.52 kN	My _{Ed,max} = -27.84 kN*m		Mz _{Ed,max} = -81.91 kN*m
N _{b,Rd} = 2726.11 kN	My _{c,Rd} = 380.44 kN*m	Mz _{c,Rd} = 176.32 kN*m	Vz _{Ed} = 12.26 kN
	MN _{y,Rd} = 380.44 kN*m	MN _{z,Rd} = 176.32 kN*m	Vz _{T,Rd} = 591.87 kN
	Mb _{Rd} = 380.44 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 2



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 2844.25 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 1.00
L _{cr,low} = 2.80 m	Lam _{LT} = 0.37	η _{LT} = 0.54	XLT _{mod} = 1.00

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 4.00 m	Lam _y = 0.36
L _{cr,y} = 4.00 m	Xy = 0.94
Lamy = 31.40	kzy = 0.47



About z axis:

Lz = 2.80 m	Lam _z = 0.43
L _{cr,z} = 2.80 m	Xz = 0.88
Lamz = 37.39	kzz = 0.79

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.47 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.47 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{bda,y} = 31.40 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \lambda_{bda,z} = 37.39 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y N_{Rk}/gM1) + k_{yy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z N_{Rk}/gM1) + k_{zy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

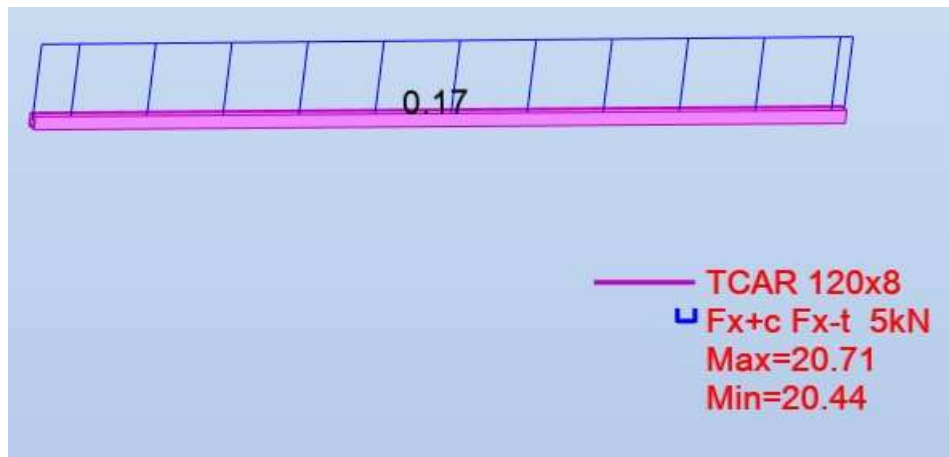
Εικόνα 5.17: Αποτελέσματα δυσμενέστερου υποστυλώματος ημιωρόφου διατομής HEA 300

5.2.8 Κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σχήματος Χ δέχονται μόνο αξονικά φορτία και διαστασιολογήθηκαν θεωρώντας ότι λειτουργούν μόνο οι εφελκόμενες ράβδοι στην εκάστοτε οριζόντια φόρτιση. Στις θλιβόμενες, παρότι αγνοούνται, ελέγχεται η λυγηρότητά τους. Με τον τρόπο αυτό υπερδιαστασιολογούμε ελαφρώς τις ράβδους των συνδέσμων δυσκαμψίας υπέρ της ασφαλείας, προλαμβάνοντας το ενδεχόμενο αστοχίας κάποιων ράβδου. Οι οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

δέχονται μόνο αξονικά φορτία. Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση και στις δύο περιπτώσεις είναι SHS120x8.

Ενδεικτικά στο Σχήμα 5.13 και την Εικόνα 5.8 παρουσιάζονται τα μεγέθη από το δυσμενέστερο αντιανέμιο.



Εικόνα 5.18: Διάγραμμα αντιανέμιου συνδέσμου N

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1-2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.			
ANALYSIS TYPE: Member Verification			
CODE GROUP:			
MEMBER: 46 Simple bar_46	POINT: 1	COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m	
LOADS:			
Governing Load Case: 14 oka-basikoS-90 (1+2)*1.35+(3+4)*1.05+5*1.50+(8+9)*0.90			
MATERIAL:			
S275 (S275) fy = 275.00 MPa			
SECTION PARAMETERS: TCAR 120x8			
h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=17.77 cm ²	Az=17.77 cm ²	Ax=35.53 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=758.30 cm ⁴	Iz=758.30 cm ⁴	Ix=1159.00 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=150.78 cm ³	Wplz=150.78 cm ³	
INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:			
N _{Ed} = 114.76 kN			
N _{c,Rd} = 977.08 kN			
N _{b,Rd} = 679.96 kN			
Class of section = 1			
LATERAL BUCKLING PARAMETERS:			
BUCKLING PARAMETERS:			
About y axis:		About z axis:	
L _y = 7.67 m	Lam _y = 0.96	L _z = 7.67 m	Lam _z = 0.96
L _{cr,y} = 3.84 m	X _y = 0.70	L _{cr,z} = 3.84 m	X _z = 0.70
Lam _y = 83.03		Lam _z = 83.03	
VERIFICATION FORMULAS:			
<i>Section strength check:</i>			
N _{Ed} /N _{c,Rd} = 0.12 < 1.00 (6.2.4.(1))			
<i>Global stability check of member:</i>			
Lambda _y = 83.03 < Lambda _{max} = 210.00 Lambda _z = 83.03 < Lambda _{max} = 210.00 STABLE			
N _{Ed} /N _{b,Rd} = 0.17 < 1.00 (6.3.1.1.(1))			
Section OK !!!			

Εικόνα 5.19: Αποτελέσματα δυσμενέστερου συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής SHS120x8

5.3 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

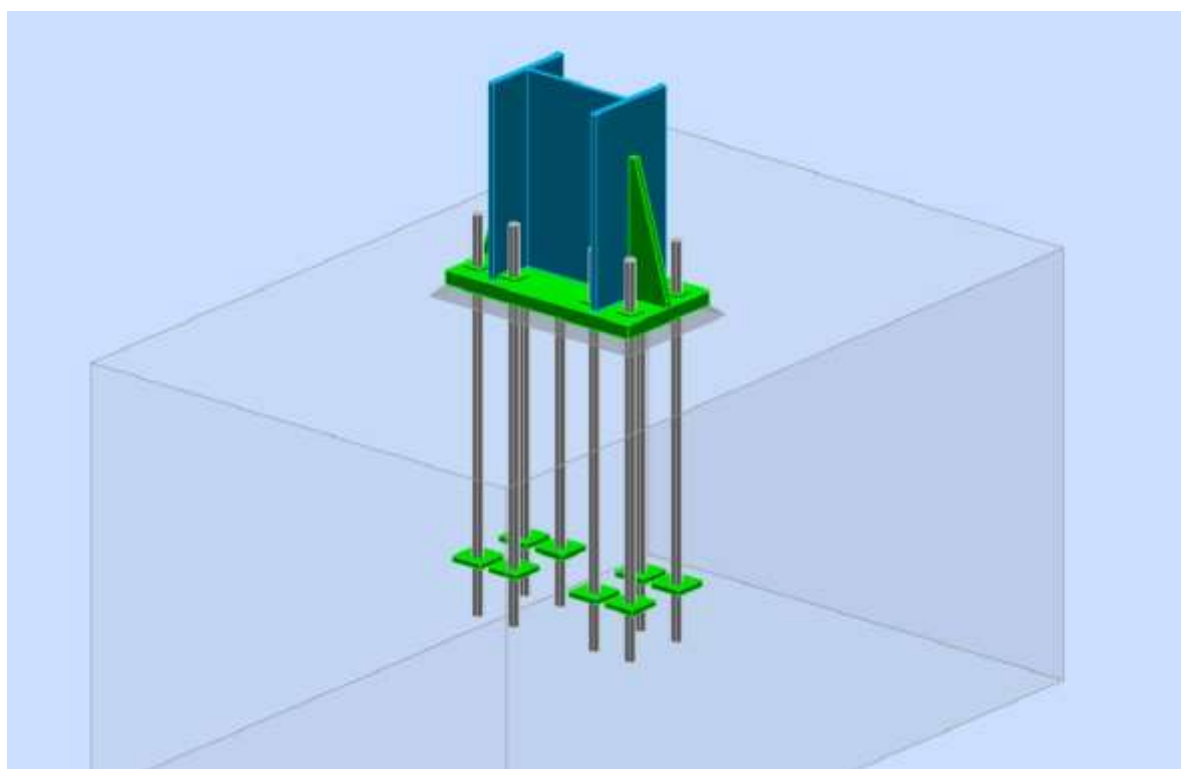
Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών τις. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να εκμεταλλευόμαστε στο έπακρο την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη και δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου. Με αυτό τον τρόπο δεν αυξάνεται το κόστος είτε της κατασκευής των συνδέσεων ούτε χάνεται χρόνος κατά την εργασία ανέγερσης του μεταλλικού φορέα.

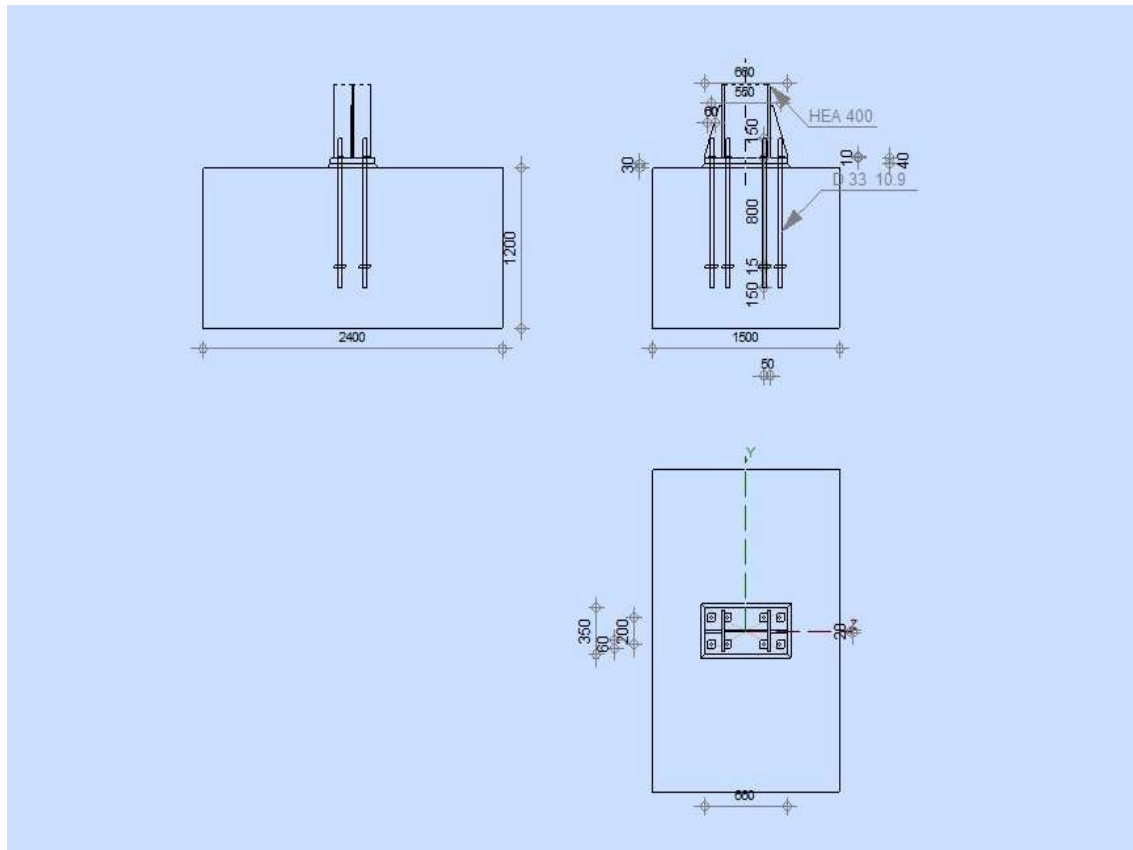
Στην παρούσα διπλωματική, οι συνδέσεις που υπολογίσθηκαν με την βοήθεια του προγράμματος Autodesk Robot Structural Analysis 2021 έτσι ώστε να ικανοποιούν την δυσμενέστερη φόρτιση εξοικονομώντας υλικό ταυτόχρονα.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι συνδέσεις των παρακάτω μελών μαζί με τα αποτελέσματά τους σύμφωνα με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2021 της Autodesk .

➤ **Σύνδεση Θεμελίωσης κύριου υποστυλώματος**



Εικόνα 5.20: Τρισδιάσταση απεικόνιση θεμελίωσης κυρίου υποστυλώματος



Εικόνα 5.21 : Σύνδεση θεμελίωσης κυρίου υποστυλώματος

GENERAL

Connection no.: 1
 Connection name: Fixed column base
 Structure node: 49
 Structure bars: 25

GEOMETRY

COLUMN

Section:		HEA 400	
Bar no.:		25	
$L_c =$	7.50	[m]	Column length
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Inclination angle
$h_c =$	390	[mm]	Height of column section
$b_{fc} =$	300	[mm]	Width of column section
$t_{wc} =$	11	[mm]	Thickness of the web of column section
$t_{fc} =$	19	[mm]	Thickness of the flange of column section
$r_c =$	27	[mm]	Radius of column section fillet
$A_c =$	158.98	[cm ²]	Cross-sectional area of a column
$I_{yc} =$	45069.40	[cm ⁴]	Moment of inertia of the column section
Material:	S275		

$f_{yc} = 275.00$ [MPa] Resistance
 $f_{uc} = 430.00$ [MPa] Yield strength of a material

COLUMN BASE

$l_{pd} = 660$ [mm] Length
 $b_{pd} = 350$ [mm] Width
 $t_{pd} = 40$ [mm] Thickness
 Material: S275JR
 $f_{ypd} = 275.00$ [MPa] Resistance
 $f_{upd} = 410.00$ [MPa] Yield strength of a material

ANCHORAGE

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

Class = 10.9 Anchor class
 $f_{yb} = 900.00$ [MPa] Yield strength of the anchor material
 $f_{ub} = 1000.00$ [MPa] Tensile strength of the anchor material
 $d = 33$ [mm] Bolt diameter
 $A_s = 6.94$ [cm²] Effective section area of a bolt
 $A_v = 8.55$ [cm²] Area of bolt section
 $n_H = 4$ Number of bolt columns
 $n_V = 2$ Number of bolt rows
 Horizontal spacing $e_{Hi} = 290; 130$ [mm]
 Vertical spacing $e_{Vi} = 200$ [mm]

Anchor dimensions

$L_1 = 150$ [mm]
 $L_2 = 800$ [mm]
 $L_3 = 150$ [mm]

Anchor plate

$l_p = 100$ [mm] Length
 $b_p = 100$ [mm] Width
 $t_p = 15$ [mm] Thickness
 Material: S275JO
 $f_y = 275.00$ [MPa] Resistance

Washer

$l_{wd} = 60$ [mm] Length
 $b_{wd} = 60$ [mm] Width
 $t_{wd} = 10$ [mm] Thickness

WEDGE

Section: IPE 100
 $l_w = 0$ [mm] Length
 Material: S275JO
 $f_{yw} = 275.00$ [MPa] Resistance

STIFFENER

$l_s = 660$ [mm] Length
 $h_s = 390$ [mm] Height
 $t_s = 20$ [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

MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} =$	1.00	Partial safety factor
$\gamma_C =$	1.50	Partial safety factor

SPREAD FOOTING

L =	1500	[mm]	Spread footing length
B =	2400	[mm]	Spread footing width
H =	1200	[mm]	Spread footing height

Concrete

Class C30/37

 $f_{ck} = 30.00$ [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**

$a_p =$	7	[mm]	Footing plate of the column base
$a_w =$	4	[mm]	Wedge
$a_s =$	4	[mm]	Stiffeners

LOADS

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed} =$	82.05	[kN]	Axial force
$V_{j,Ed,y} =$	1.17	[kN]	Shear force
$V_{j,Ed,z} =$	359.53	[kN]	Shear force
$M_{j,Ed,y} =$	106.15	[kN*m]	Bending moment
$M_{j,Ed,z} =$	0.08	[kN*m]	Bending moment

RESULTS**COMPRESSION ZONE****COMPRESSION OF CONCRETE**

$f_{cd} =$	20.00	[MPa]	Design compressive resistance	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	34.82	[MPa]	Design bearing resistance under the base plate	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_i*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	65	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	149	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	350	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	520.84	[cm ²]	Area of the joint between the base plate and the foundation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	4687.52	[cm ²]	Maximum design area of load distribution	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	3125.02	[kN]	Bearing resistance of concrete	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0.67		Reduction factor for compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	40.00	[MPa]	Design bearing resistance	[6.2.5.(7)]
$A_{c,y} =$	625.85	[cm ²]	Bearing area for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	520.84	[cm ²]	Bearing area for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,y} =$	2503.38	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	2083.34	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]

COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

CL =	1.00	Section class	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y}$ =	3979.47 [cm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y}$ =	1094.35 [kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y}$ =	408 [mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y}$ =	2684.02 [kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z}$ =	899.88 [cm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z}$ =	247.47 [kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z}$ =	175 [mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z}$ =	1414.10 [kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y}$ =	2503.38 [kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z}$ =	1414.10 [kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]

TENSION ZONE**STEEL FAILURE**

A_b =	6.94 [cm ²]	Effective anchor area	[Table 3.4]
f_{ub} =	1000.00 [MPa]	Tensile strength of the anchor material	[Table 3.4]
Beta =	0.85	Reduction factor of anchor resistance	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1}$ =	424.73 [kN]	Anchor resistance to steel failure	[Table 3.4]
γ_{Ms} =	1.20	Partial safety factor	CEB [3.2.3.2]
f_{yb} =	900.00 [MPa]	Yield strength of the anchor material	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2}$ =	520.50 [kN]	Anchor resistance to steel failure	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s}$ =	424.73 [kN]	Anchor resistance to steel failure	

PULL-OUT FAILURE

f_{ck} =	30.00 [MPa]	Characteristic compressive strength of concrete	EN 1992-1:[3.1.2]
A_h =	91.45 [cm ²]	Bearing area of the head	CEB [15.1.2.3]
p_k =	210.00 [MPa]	Characteristic strength of concrete (pull-out)	CEB [15.1.2.3]
γ_{Mp} =	2.16	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,p} = p_k \cdot A_h / \gamma_{Mp}$			
$F_{t,Rd,p}$ =	952.57 [kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.3]

CONCRETE CONE FAILURE

h_{ef} =	733 [mm]	Effective anchorage depth	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0$ =	978.94 [kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N}$ =	2200 [mm]	Critical width of the concrete cone	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N}$ =	1100 [mm]	Critical edge distance	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0}$ =	48400.00 [cm ²]	Maximum area of concrete cone	CEB [9.2.4]
$A_{c,N}$ =	18000.00 [cm ²]	Actual area of concrete cone	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N}$ =	0.37	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.2.4]
c =	475 [mm]	Minimum edge distance from an anchor	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N}$ =	0.83	Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N}$ =	1.00	Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			

$\psi_{re,N} = \frac{1.0}{0}$	Shell spalling factor	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = \frac{1.0}{0}$	Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = \frac{2.1}{6}$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 139.82$ [kN]	Design anchor resistance to concrete cone failure	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
SPLITTING FAILURE		
$h_{ef} = 770$ [mm]	Effective anchorage depth	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 1053.27$ [kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1540$ [mm]	Critical width of the concrete cone	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 770$ [mm]	Critical edge distance	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 23716.00$ [cm ²]	Maximum area of concrete cone	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 10831.50$ [cm ²]	Actual area of concrete cone	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		
$\psi_{A,N} = 0.46$	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.2.5]
$c = 475$ [mm]	Minimum edge distance from an anchor	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = \frac{0.8}{9}$	Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = \frac{1.0}{0}$	Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1.00$	Shell spalling factor	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1.00$	Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\psi_{h,N} = 0.85$	Coeff. related to the foundation height	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2.16$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 166.91$ [kN]	Design anchor resistance to splitting of concrete	CEB [9.2.5]
TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR		
$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$		
$F_{t,Rd} = 139.82$ [kN]	Tensile resistance of an anchor	
BENDING OF THE BASE PLATE		
Bending moment $M_{j,Ed,y}$		
$l_{eff,1} = 422$ [mm]	Effective length for a single bolt for mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 422$ [mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$m = 82$ [mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 46.43$ [kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 46.43$ [kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 2262.56$ [kN]	Resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 724.65$ [kN]	Resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 279.64$ [kN]	Resistance of a plate for mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 279.64$ [kN]	Tension resistance of a plate	[6.2.4]
Bending moment $M_{j,Ed,z}$		
$l_{eff,1} = 409$ [mm]	Effective length for a single bolt for mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 409$ [mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$m = 87$ [mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 44.97$ [kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 44.97$ [kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 2077.62$ [kN]	Resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 816.23$ [kN]	Resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 559.28$ [kN]	Resistance of a plate for mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		

$$F_{t,pl,Rd,z} = 559.28 \quad [\text{kN}] \quad \text{Tension resistance of a plate} \quad [6.2.4]$$

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

$$t_{wc} = 11 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective thickness of the column web} \quad [6.2.6.3.(8)]$$

$$b_{eff,t,wc} = 409 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective width of the web for tension} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$A_{vc} = 57.33 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.75 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad [6.2.6.3.(4)]$$

$$F_{t,wc,Rd,z} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{t,wc,Rd,z} = 921.78 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$$N_{j,Rd} = 1118.56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a spread footing for axial tension} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 279.64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a column base in the tension zone} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$$

$$F_{T,Rd,z} = 559.28 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a column base in the tension zone} \quad [6.2.8.3]$$

CONNECTION CAPACITY CHECK

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \quad 0.07 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.07)$$

$$e_y = 1294 \quad [\text{mm}] \quad \text{Axial force eccentricity} \quad [6.2.8.3]$$

$$Z_{c,y} = 204 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$Z_{t,y} = 275 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 115.68 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0.92 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.92)$$

$$e_z = 1 \quad [\text{mm}] \quad \text{Axial force eccentricity} \quad [6.2.8.3]$$

$$Z_{c,z} = 87 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$Z_{t,z} = 100 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 1.08 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0.07 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.07)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.99 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.99)$$

SHEAR**BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE****Shear force $V_{j,Ed,y}$**

$$\alpha_{d,y} = 0.71 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 0.71 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2.50 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

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

$$F_{1,vb,Rd,y} = 773.14 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate} \quad [6.2.2.(7)]$$

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

$$\alpha_{d,z} = 0.52 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 0.52 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2.50 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

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

$$F_{1,vb,Rd,z} = 566.97 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate} \quad [6.2.2.(7)]$$

SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$$\alpha_b = 0.25 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{sb} = 6.94 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Effective section area of a bolt} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 1000.00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensile strength of the anchor material} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{Partial safety factor} \quad [6.2.2.(7)]$$

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

$$F_{2,vb,Rd} = 137.69 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear resistance of a bolt - without lever arm} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2.00 \quad \text{Factor related to the fastening of an anchor in the foundation} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 3.59 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Characteristic bending resistance of an anchor} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 67 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm length} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1.20 \quad \text{Partial safety factor} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$			
$F_{v,Rd,sm} = 89.92$ [kN]	Shear resistance of a bolt - with lever arm		CEB [9.3.1]
CONCRETE PRY-OUT FAILURE			
$N_{Rk,c} = 302.01$ [kN]	Design uplift capacity		CEB [9.2.4]
$k_3 = 2.00$	Factor related to the anchor length		CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Partial safety factor		CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} = 279.64$ [kN]	Concrete resistance for pry-out failure		CEB [9.3.1]
CONCRETE EDGE FAILURE			
Shear force $V_{j,Ed,y}$			
$V_{Rk,c,y}^0 = 1364.14$ [kN]	Characteristic resistance of an anchor		CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0.21$	Factor related to anchor spacing and edge distance		CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1.11$	Factor related to the foundation thickness		CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0.79$	Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction		CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1.00$	Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group		CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1.00$	Factor related to the angle at which the shear load is applied		CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1.00$	Factor related to the type of edge reinforcement used		CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Partial safety factor		CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,y} = 115.62$ [kN]	Concrete resistance for edge failure		CEB [9.3.1]
Shear force $V_{j,Ed,z}$			
$V_{Rk,c,z}^0 = 387.09$ [kN]	Characteristic resistance of an anchor		CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 1.00$	Factor related to anchor spacing and edge distance		CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1.00$	Factor related to the foundation thickness		CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 1.00$	Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction		CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1.00$	Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group		CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1.00$	Factor related to the angle at which the shear load is applied		CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1.00$	Factor related to the type of edge reinforcement used		CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Partial safety factor		CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z} = 179.21$ [kN]	Concrete resistance for edge failure		CEB [9.3.1]
SPLITTING RESISTANCE			
$C_{f,d} = 0.30$	Coeff. of friction between the base plate and concrete		[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 0.00$ [kN]	Compressive force		[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} = 0.00$ [kN]	Slip resistance		[6.2.2.(6)]

BEARING PRESSURE OF THE WEDGE ONTO CONCRETE

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot I_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 0.00 \text{ [kN]} \text{ Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot I_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 0.00 \text{ [kN]} \text{ Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete}$$

SHEAR CHECK

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

$$V_{j,Rd,y} = 719.40 \text{ [kN]} \text{ Connection resistance for shear} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0.00 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.00)$$

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

$$V_{j,Rd,z} = 719.40 \text{ [kN]} \text{ Connection resistance for shear} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.50 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.50)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.50 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.50)$$

STIFFENER CHECK**Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)**

$$M_1 = 20.54 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \text{ Bending moment acting on a stiffener}$$

$$Q_1 = 256.70 \text{ [kN]} \text{ Shear force acting on a stiffener}$$

$$z_s = 97 \text{ [mm]} \text{ Location of the neutral axis (from the plate base)}$$

$$I_s = 33228.07 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment of inertia of a stiffener}$$

$$\sigma_d = 3.52 \text{ [MPa]} \text{ Normal stress on the contact surface between stiffener and plate} \quad \text{EN 1993-1-1:6.2.1(5)}$$

$$\sigma_g = 20.59 \text{ [MPa]} \text{ Normal stress in upper fibers} \quad \text{EN 1993-1-1:6.2.1(5)}$$

$$\tau = 32.91 \text{ [MPa]} \text{ Tangent stress in a stiffener} \quad \text{EN 1993-1-1:6.2.1(5)}$$

$$\sigma_z = 57.11 \text{ [MPa]} \text{ Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate} \quad \text{EN 1993-1-1:6.2.1(5)}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0.21 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.21)$$

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$$\sigma_{\perp} = 34.93 \text{ [MPa]} \text{ Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 34.93 \text{ [MPa]} \text{ Perpendicular tangent stress} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 0.14 \text{ [MPa]} \text{ Tangent stress parallel to } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 50.72 \text{ [MPa]} \text{ Tangent stress parallel to } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0.85 \text{ Resistance-dependent coefficient} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0.12 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.12)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0.18 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.18)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0.28 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.28)$$

VERTICAL WELDS OF STIFFENERS**Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)**

$$\sigma_{\perp} = 71.60 \text{ [MPa]} \text{ Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 71.60 \text{ [MPa]} \text{ Perpendicular tangent stress} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{II} = 82.28 \text{ [MPa]} \text{ Parallel tangent stress} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 202.03 \text{ [MPa]} \text{ Total equivalent stress} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0.85 \text{ Resistance-dependent coefficient} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0.52 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.52)$$

TRANSVERSAL WELDS OF STIFFENERS**Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)**

$\sigma_{\perp} =$	168.07	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	168.07	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	104.14	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	381.48	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0.99 < 1.00 verified (0.99)

CONNECTION STIFFNESS

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

$b_{eff} =$	149	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	350	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	28	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
$l_{eff} =$	422	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	82	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	21	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$L_b =$	361	[mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0.51		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	44224.82	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[Table 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	378582.96	[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 $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	28	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
$l_{eff} =$	409	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	87	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	17	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$L_b =$	361	[mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1.18		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	10965.39	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	71936.17	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGID				[5.2.2.5.(2)]

WEAKEST COMPONENT:

FOUNDATION - CONCRETE CONE PULL-OUT FAILURE

REMARKS

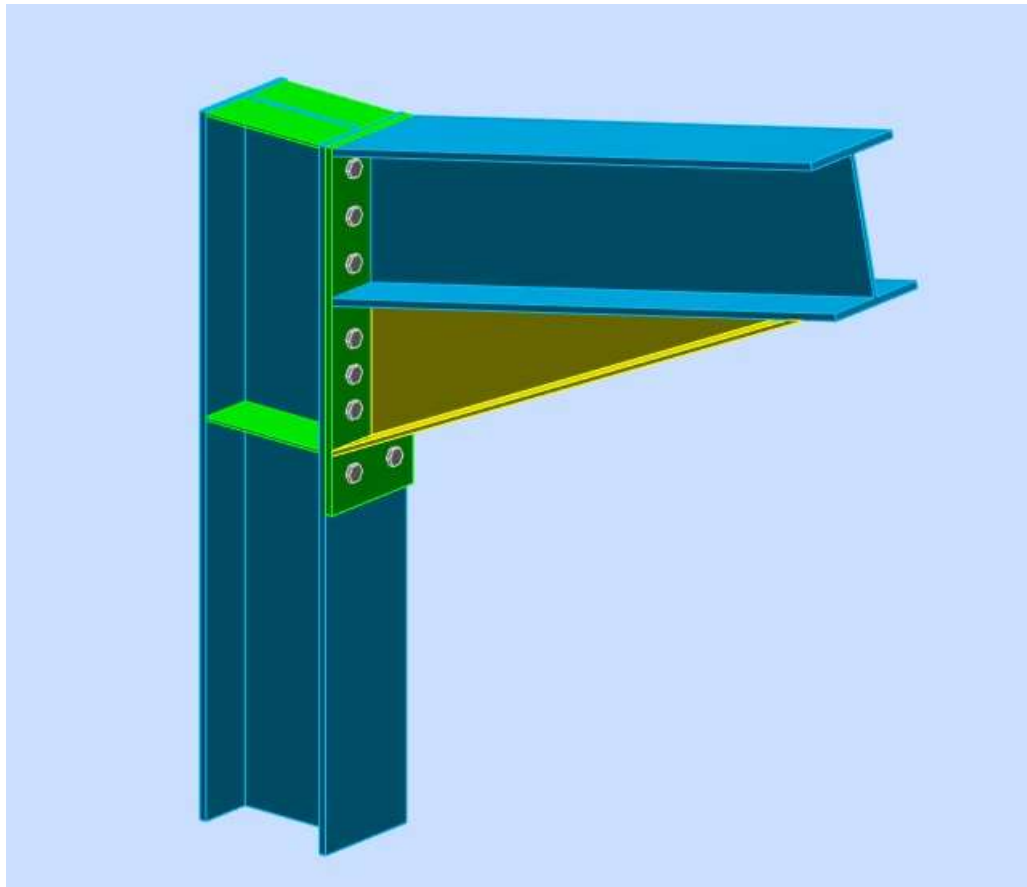
Insufficient distance between anchor bolt and column pier. 31 [mm] < 50 [mm]

Connection conforms to the code

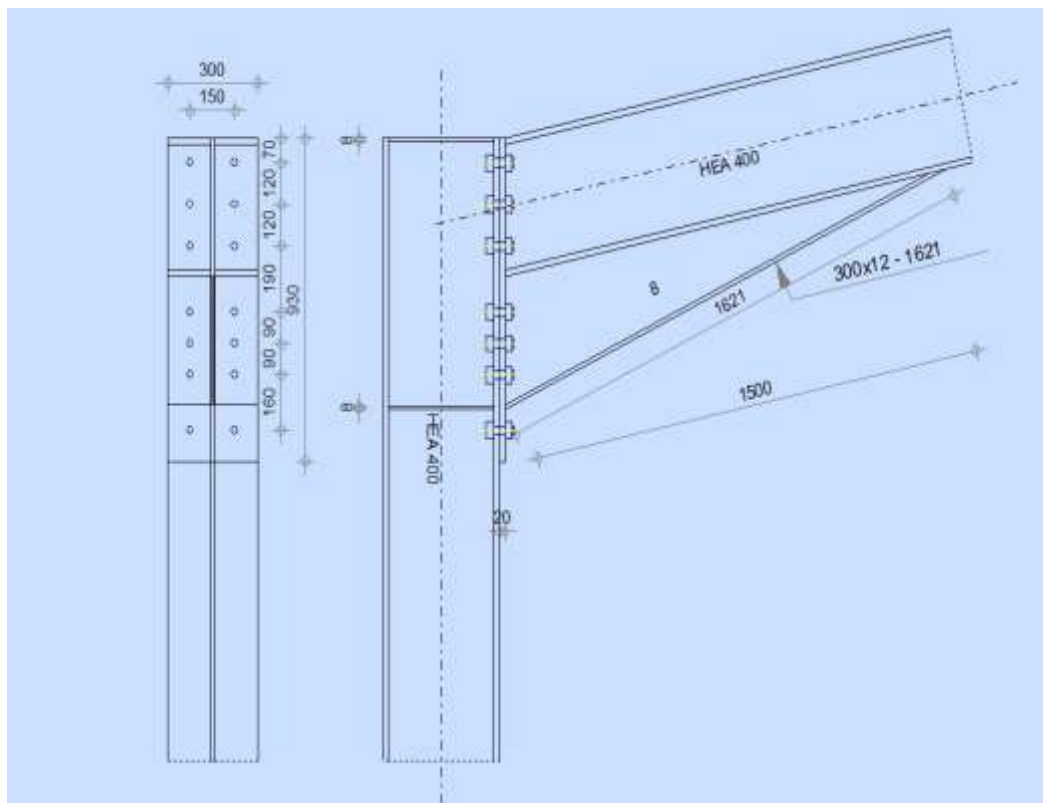
Ratio 0.99

Εικόνα 5.22 : Αποτελέσματα σύνδεσης θεμελίωσης κυρίου υποστυλώματος

➤ Σύνδεση κύριου υποστυλώματος με δοκό ζυγώματος



Εικόνα 5.23: Σύνδεση κύριου υποστυλώματος με δοκό ζυγώματος



Εικόνα 5.24 : Σύνδεση υποστυλώματος-ζυγώματος

GENERAL

Connection no.: 3
 Connection name: Frame knee
 Structure node: 50
 Structure bars: 25, 799

GEOMETRY**COLUMN**

Section: HEA 400
 Bar no.: 25
 $\alpha = -90.0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 390$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 300$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 11$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 19$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 27$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 158.98$ [cm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{xc} = 45069.40$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section
 Material: S275
 $f_{yc} = 275.00$ [MPa] Resistance

BEAM

Section: HEA 400
 Bar no.: 799
 $\alpha = 11.8$ [Deg] Inclination angle
 $h_b = 390$ [mm] Height of beam section
 $b_f = 300$ [mm] Width of beam section
 $t_{wb} = 11$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fb} = 19$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_b = 27$ [mm] Radius of beam section fillet
 $r_b = 27$ [mm] Radius of beam section fillet
 $A_b = 158.98$ [cm²] Cross-sectional area of a beam
 $I_{xb} = 45069.40$ [cm⁴] Moment of inertia of the beam section
 Material: S275
 $f_{yb} = 275.00$ [MPa] Resistance

BOLTS

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

$d = 24$ [mm] Bolt diameter
 Class = 8.8 Bolt class
 $F_{tRd} = 203.33$ [kN] Tensile resistance of a bolt
 $n_h = 2$ Number of bolt columns
 $n_v = 7$ Number of bolt rows
 $h_1 = 70$ [mm] Distance between first bolt and upper edge of front plate
 Horizontal spacing $e_i = 150$ [mm]
 Vertical spacing $p_i = 120; 120; 190; 90; 90; 160$ [mm]

PLATE

$h_p =$	930	[mm]	Plate height
$b_p =$	300	[mm]	Plate width
$t_p =$	20	[mm]	Plate thickness
Material:	S275JO		
$f_{yp} =$	275.00	[MPa]	Resistance

LOWER STIFFENER

$w_d =$	300	[mm]	Plate width
$t_{fd} =$	12	[mm]	Flange thickness
$h_d =$	380	[mm]	Plate height
$t_{wd} =$	8	[mm]	Web thickness
$l_d =$	1500	[mm]	Plate length
$\alpha =$	25.1	[Deg]	Inclination angle
Material:	S275JO		
$f_{ybu} =$	275.00	[MPa]	Resistance

COLUMN STIFFENER**Upper**

$h_{su} =$	352	[mm]	Stiffener height
$b_{su} =$	145	[mm]	Stiffener width
$t_{hu} =$	8	[mm]	Stiffener thickness
Material:	S235		
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Resistance

Lower

$h_{sd} =$	352	[mm]	Stiffener height
$b_{sd} =$	145	[mm]	Stiffener width
$t_{hd} =$	8	[mm]	Stiffener thickness
Material:	S235		
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Resistance

FILLET WELDS

$a_w =$	8	[mm]	Web weld
$a_f =$	14	[mm]	Flange weld
$a_s =$	8	[mm]	Stiffener weld
$a_{fd} =$	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:	Manual calculations.		
$M_{b1,Ed} =$	499.25	[kN*m]	Bending moment in the right beam

RESULTS

BEAM RESISTANCES

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$$W_{plb} = 2561.97 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Plastic section modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

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

$$M_{b,pl,Rd} = 704.54 \text{ [kN*m]} \quad \text{Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$$W_{pl} = 4560.36 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Plastic section modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

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

$$M_{cb,Rd} = 1254.10 \text{ [kN*m]} \quad \text{Design resistance of the section for bending} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 1254.10 \text{ [kN*m]} \quad \text{Design resistance of the section for bending} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 762 \text{ [mm]} \quad \text{Distance between the centroids of flanges} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

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

$$F_{c,fb,Rd} = 1645.53 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of the compressed flange and web} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

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

Bearing:

$$\beta = 11.8 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle between the front plate and the beam}$$

$$\gamma = 25.1 \text{ [Deg]} \quad \text{Inclination angle of the bracket plate}$$

$$b_{eff,c,wb} = 322 \text{ [mm]} \quad \text{Effective width of the web for compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 57.33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.82 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 165.05 \text{ [MPa]} \quad \text{Maximum compressive stress in web} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1.00 \quad \text{Reduction factor conditioned by compressive stresses} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

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

$$F_{c,wb,Rd1} = 3142.66 \text{ [kN]} \quad \text{Beam web resistance} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Buckling:

$$d_{wb} = 298 \text{ [mm]} \quad \text{Height of compressed web} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 0.95 \quad \text{Plate slenderness of an element} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0.83 \quad \text{Reduction factor for element buckling} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

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

$$F_{c,wb,Rd2} = 2612.39 \text{ [kN]} \quad \text{Beam web resistance} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Resistance of the bracket flange

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 1237.50 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of the bracket flange} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

Final resistance:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1237.50 \text{ [kN]} \quad \text{Beam web resistance} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL - SHEAR

$$M_{b1,Ed} = 499.25 \text{ [kN*m]} \quad \text{Bending moment (right beam)} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 0.00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Bending moment (left beam)} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = 0.00 \text{ [kN]} \quad \text{Shear force (lower column)} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = 0.00 \text{ [kN]} \quad \text{Shear force (upper column)} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$z = 642 \text{ [mm]} \quad \text{Lever arm} \quad \text{[6.2.5]}$$

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

$$V_{wp,Ed} = 777.85 \text{ [kN]} \quad \text{Shear force acting on the web panel} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = \frac{57.33}{33} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area of the column web} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = \frac{57.33}{33} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$A_{vs} =$	$\frac{57.33}{33}$ [cm ²]	Shear area of the column web	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	922 [mm]	Distance between the centroids of stiffeners	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	$\frac{7.4}{5}$ [kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	$\frac{1.1}{3}$ [kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	$\frac{1.1}{3}$ [kN*m]	Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} =$	$0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} =$	837.78 [kN]	Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0.93 < 1.00	verified	(0.93)

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$t_{wc} =$	11 [mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	323 [mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57.33 [cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0.82	Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	0.00 [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)]
$A_s =$	19.78 [cm ²]	Area of the web stiffener	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	1262.57 [kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

Buckling:

$d_{wc} =$	298 [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)]
$\lambda_s =$	3.38	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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	1127.26 [kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

Final resistance:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} =$	1127.26 [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	48	-	75	-	120	301	352	301	352	270	269	269	269
2	48	-	75	-	120	301	285	285	285	240	120	120	120
3	48	-	75	-	155	301	285	285	285	310	155	155	155
4	48	-	75	-	140	301	285	285	285	280	140	140	140
5	48	-	75	-	90	301	285	285	285	180	90	90	90
6	48	-	75	-	90	301	299	299	299	240	201	201	201
7	48	-	75	-	136	301	326	301	326	287	251	251	251

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	60	-	75	-	120	380	427	380	427	310	319	310	319
2	60	-	75	-	120	380	336	336	336	240	120	120	120
3	60	-	75	-	155	380	336	336	336	310	155	155	155
4	60	-	75	-	140	380	336	336	336	280	140	140	140
5	60	-	75	-	90	380	336	336	336	180	90	90	90
6	60	-	75	-	90	380	336	336	336	280	213	213	213
7	60	46	75	90	136	287	150	150	150	-	-	-	-

- 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 in the circular failure mode
 l_{eff,nc} – Effective length for a single bolt in the non-circular failure mode
 l_{eff,1} – Effective length for a single bolt for mode 1
 l_{eff,2} – Effective length for a single bolt 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 BENDING

- F_{t,Rd} = 203.33 [kN] Bolt resistance for tension [Table 3.4]
 B_{p,Rd} = 443.52 [kN] Punching shear resistance of a bolt [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} = Min (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 F_{t,wc,Rd} = ω b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / γ_{M0} [6.2.6.3.(1)]
 F_{t,ep,Rd} = Min (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / γ_{M0} [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} = Min (F _{t1,Rd,comp})	387.87	Bolt row resistance
F _{t,fc,Rd(1)} = 387.87	387.87	Column flange - tension
F _{t,wc,Rd(1)} = 760.39	760.39	Column web - tension
F _{t,ep,Rd(1)} = 398.59	398.59	Front plate - tension
F _{t,wb,Rd(1)} = 1148.93	1148.93	Beam web - tension
B _{p,Rd} = 887.05	887.05	Bolts due to shear punching
V _{wp,Rd} /β = 837.78	837.78	Web panel - shear
F _{c,wc,Rd} = 1127.26	1127.26	Column web - compression
F _{c,fb,Rd} = 1645.53	1645.53	Beam flange - compression
F _{c,wb,Rd} = 1237.50	1237.50	Beam web - compression

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

F _{t2,Rd,comp} - Formula	F _{t2,Rd,comp}	Component
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	240.86	Bolt row resistance
F _{t,fc,Rd(2)} = 357.34	357.34	Column flange - tension
F _{t,wc,Rd(2)} = 732.22	732.22	Column web - tension
F _{t,ep,Rd(2)} = 361.42	361.42	Front plate - tension
F _{t,wb,Rd(2)} = 1015.03	1015.03	Beam web - tension
B _{p,Rd} = 887.05	887.05	Bolts due to shear punching
V _{wp,Rd} /β - ∑ ¹ F _{ti,Rd} = 837.78 - 387.87	449.91	Web panel - shear
F _{c,wc,Rd} - ∑ ¹ F _{ij,Rd} = 1127.26 - 387.87	739.38	Column web - compression
F _{c,fb,Rd} - ∑ ¹ F _{ij,Rd} = 1645.53 - 387.87	1257.66	Beam flange - compression
F _{c,wb,Rd} - ∑ ¹ F _{ij,Rd} = 1237.50 - 387.87	849.63	Beam web - compression
F _{t,fc,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{ij,Rd} = 630.98 - 387.87	243.11	Column flange - tension - group
F _{t,wc,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{ij,Rd} = 896.08 - 387.87	508.21	Column web - tension - group
F _{t,ep,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{ij,Rd} = 628.73 - 387.87	240.86	Front plate - tension - group
F _{t,wb,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{ij,Rd} = 1328.91 - 387.87	941.04	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

F_{t3,Rd,comp} - Formula	F_{t3,Rd,comp}	Component
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	209.05	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(3)} = 357.34$	357.34	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(3)} = 732.22$	732.22	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(3)} = 361.42$	361.42	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 1015.03$	1015.03	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 887.05$	887.05	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 837.78 - 628.73$	209.05	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 1127.26 - 628.73$	498.53	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 1645.53 - 628.73$	1016.80	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 1237.50 - 628.73$	608.77	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 569.95 - 240.86$	329.09	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 712.81 - 240.86$	471.96	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 928.29 - 628.73$	299.56	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1058.58 - 628.73$	429.86	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 500.42 - 240.86$	259.57	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 831.88 - 240.86$	591.02	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 916.84 - 628.73$	288.11	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1797.79 - 628.73$	1169.06	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

F_{t4,Rd,comp} - Formula	F_{t4,Rd,comp}	Component
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0.00	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(4)} = 357.34$	357.34	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(4)} = 732.22$	732.22	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(4)} = 361.42$	361.42	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(4)} = 1015.03$	1015.03	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 887.05$	887.05	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 837.78 - 837.78$	0.00	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1127.26 - 837.78$	289.47	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1645.53 - 837.78$	807.75	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1237.50 - 837.78$	399.72	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 587.71 - 209.05$	378.65	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 749.78 - 209.05$	540.73	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 860.11 - 449.91$	410.20	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 929.45 - 449.91$	479.53	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1218.69 - 837.78$	380.91	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1149.61 - 837.78$	311.83	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 536.82 - 209.05$	327.76	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 892.38 - 209.05$	683.32	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 755.18 - 449.91$	305.27	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1255.38 - 449.91$	805.46	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1198.86 - 837.78$	361.07	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 2221.29 - 837.78$	1383.50	Beam web - tension - group

The remaining bolts are inactive (they do not carry loads) because resistance of one of the connection components has been used up or these bolts are positioned below the center of rotation.

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	702	387.87	387.87	760.39	398.59	1148.93	406.66	887.05
2	582	240.86	357.34	732.22	361.42	1015.03	406.66	887.05
3	462	209.05	357.34	732.22	361.42	1015.03	406.66	887.05
4	272	-	357.34	732.22	361.42	1015.03	406.66	887.05
5	182	-	357.34	732.22	361.42	1015.03	406.66	887.05
6	92	-	363.53	756.53	361.42	1015.03	406.66	887.05
7	-68	-	376.04	760.39	306.15	-	406.66	887.05

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

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

$$M_{j,Rd} = 508.91 \text{ [kN*m]} \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.98 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.98)$$

WELD RESISTANCE

$$A_w = 292.47 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of all welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 185.08 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of horizontal welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 107.39 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of vertical welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 196597.20 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = 78.09 \text{ [MPa]} \quad \text{Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 74.39 \text{ [MPa]} \quad \text{Stress in a vertical weld} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 0.00 \text{ [MPa]} \quad \text{Tangent stress} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{Correlation coefficient} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 * (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 156.17 < 385.88 \quad \text{verified} \quad (0.40)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 148.78 < 385.88 \quad \text{verified} \quad (0.39)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 78.09 < 295.20 \quad \text{verified} \quad (0.26)$$

CONNECTION STIFFNESS

$$t_{\text{wash}} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Washer thickness} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{head}} = 17 \text{ [mm]} \quad \text{Bolt head height} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{nut}} = 24 \text{ [mm]} \quad \text{Bolt nut height} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 70 \text{ [mm]} \quad \text{Bolt length} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 8 \text{ [mm]} \quad \text{Stiffness coefficient of bolts} \quad [6.3.2.(1)]$$

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Sum	34.59	1875.25
1	702	6	15	10	2	15.32	1074.99
2	582	3	7	4	1	6.41	372.82
3	462	3	9	5	1	6.32	291.87
4	272	3	8	5	1	3.42	92.84
5	182	2	5	3	1	1.55	28.27
6	92	4	11	7	2	1.57	14.46

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$$

$$Z_{\text{eq}} = 542 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent force arm} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / Z_{\text{eq}}$$

$$k_{\text{eq}} = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 57.33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$\beta = 1.00 \quad \text{Transformation parameter} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 542 \text{ [mm]} \quad \text{Lever arm} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Stiffness coefficient of the compressed column web} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = E z_{\text{eq}}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{\text{eq}}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = 152177.53 \text{ [kN*m]} \quad \text{Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2.84 \quad \text{Stiffness coefficient of a connection} \quad [6.3.1.(6)]$$

$S_j = S_{j,ini} / \mu$		[6.3.1.(4)]
$S_j = 53624.98$ [kN*m]	Final rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
Connection classification due to stiffness.		
$S_{j,rig} = 62068.29$ [kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 3879.27$ [kN*m]	Stiffness of a pinned connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGID		

WEAKEST COMPONENT:

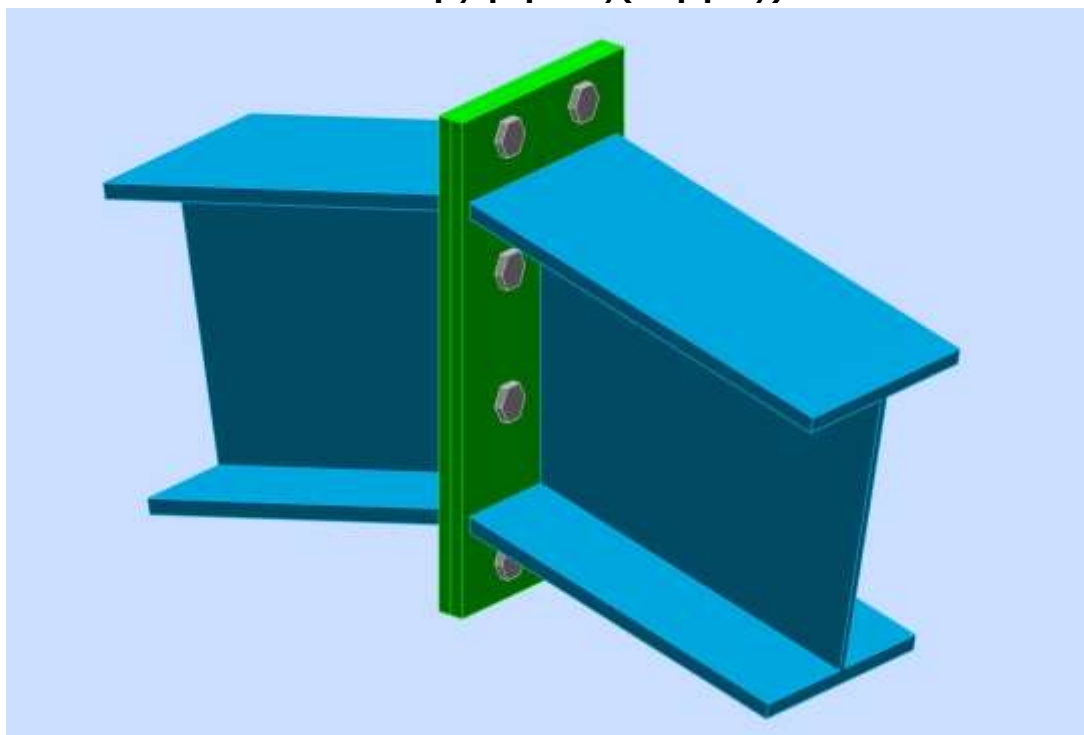
COLUMN WEB PANEL - SHEAR

REMARKS

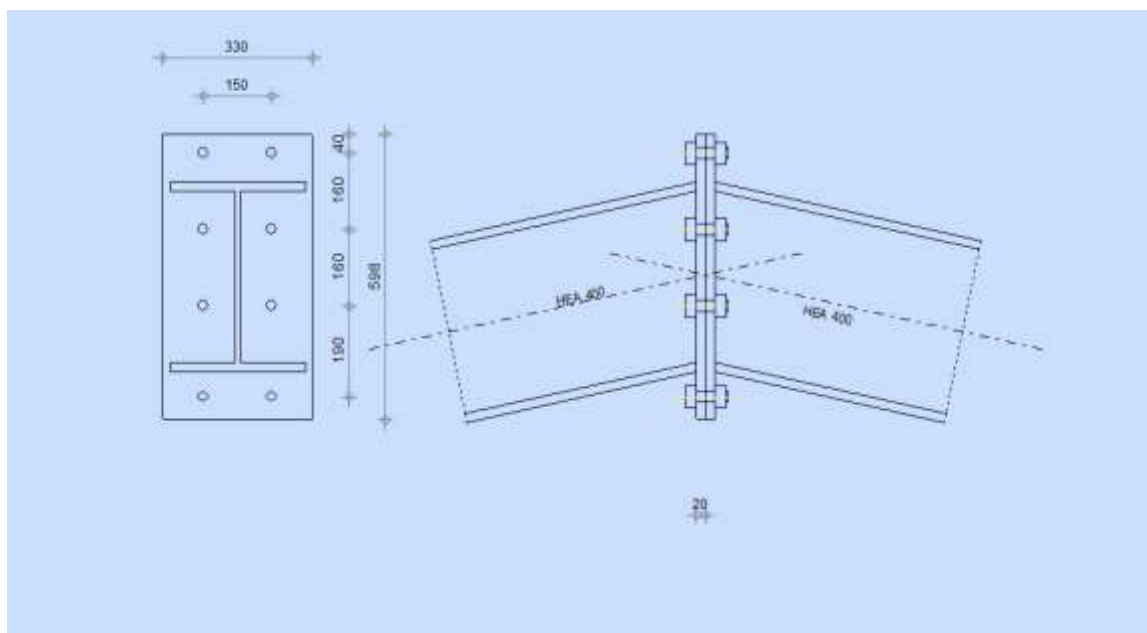
The thickness of bracket web is less than the thickness of beam web 8 [mm] < 11 [mm]
 The thickness of bracket flange is less than the thickness of beam flange 12 [mm] < 19 [mm]

Connection conforms to the code**Ratio 0.98**

Εικόνα 5.25 : Αποτελέσματα σύνδεσης υποστυλώματος – ζυγώματος

➤ Σύνδεση ζυγώματος (κορφιάς)

Εικόνα 5.26: Σύνδεση ζυγώματος (κορφιάς)



Εικόνα 5.27 : Λεπτομερής Σύνδεση ζυγώματος

GENERAL

Connection no.: 2
 Connection name: Beam-Beam
 Structure node: 76
 Structure bars: 798, 799

GEOMETRY

LEFT SIDE

BEAM

Section: HEA 400
 Bar no.: 798
 $\alpha = -168.2$ [Deg] Inclination angle
 $h_{bl} = 390$ [mm] Height of beam section
 $b_{fbl} = 300$ [mm] Width of beam section
 $t_{wbl} = 11$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fbl} = 19$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_{bl} = 27$ [mm] Radius of beam section fillet
 $A_{bl} = 158.98$ [cm²] Cross-sectional area of a beam
 $I_{xbl} = 45069.40$ [cm⁴] Moment of inertia of the beam section
 Material: S275
 $f_{yb} = 275.00$ [MPa] Resistance

RIGHT SIDE

BEAM

Section: HEA 400
 Bar no.: 799

$\alpha =$	-11.8	[Deg]	Inclination angle
$h_{br} =$	390	[mm]	Height of beam section
$b_{fbr} =$	300	[mm]	Width of beam section
$t_{wbr} =$	11	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fbr} =$	19	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_{br} =$	27	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_{br} =$	158.98	[cm ²]	Cross-sectional area of a beam
$I_{xbr} =$	45069.40	[cm ⁴]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S275		
$f_{yb} =$	275.00	[MPa]	Resistance

BOLTS

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

$d =$	24	[mm]	Bolt diameter
Class =	8.8		Bolt class
$F_{tRd} =$	203.33	[kN]	Tensile resistance of a bolt
$n_h =$	2		Number of bolt columns
$n_v =$	4		Number of bolt rows
$h_1 =$	40	[mm]	Distance between first bolt and upper edge of front plate
Horizontal spacing $e_i =$	150	[mm]	
Vertical spacing $p_i =$	160;160;190	[mm]	

PLATE

$h_{pr} =$	598	[mm]	Plate height
$b_{pr} =$	330	[mm]	Plate width
$t_{pr} =$	20	[mm]	Plate thickness
Material:	Def		
$f_{ypr} =$	235.00	[MPa]	Resistance

FILLET WELDS

$a_w =$	8	[mm]	Web weld
$a_f =$	14	[mm]	Flange 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: Manual calculations.

$M_{b1,Ed} = 103.58$ [kN*m] Bending moment in the right beam

RESULTS

BEAM RESISTANCES

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} = 2561.97$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 704.54$ [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

$W_{pl} = 2561.97$	[cm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{cb,Rd} = 704.54$	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
FLANGE AND WEB - COMPRESSION			
$M_{cb,Rd} = 704.54$	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 371$	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} = 1899.03$	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

GEOMETRICAL PARAMETERS OF A CONNECTION

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	60	44	90	40	139	277	165	165	165	-	-	-	-
2	60	-	90	-	160	380	393	380	393	350	296	296	296
3	60	-	90	-	160	380	354	354	354	350	257	257	257
4	60	36	90	48	122	224	165	165	165	-	-	-	-

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 in the circular failure mode
l _{eff,nc}	- Effective length for a single bolt in the non-circular failure mode
l _{eff,1}	- Effective length for a single bolt for mode 1
l _{eff,2}	- Effective length for a single bolt 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 BENDING

$F_{t,Rd} = 203.33$	[kN]	Bolt resistance for tension	[Table 3.4]
$B_{p,Rd} = 396.29$	[kN]	Punching shear resistance of a bolt	[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	
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$			[6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$			[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$			[6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			[6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

F_{t1,Rd,comp} - Formula	F_{t1,Rd,comp}	Component
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	285.42	Bolt row resistance
$F_{t,ep,Rd(1)} = 285.42$	285.42	Front plate - tension
$B_{p,Rd} = 792.59$	792.59	Bolts due to shear punching
$F_{c,fb,Rd} = 1899.03$	1899.03	Beam flange - compression

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

F_{t2,Rd,comp} - Formula	F_{t2,Rd,comp}	Component
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	361.63	Bolt row resistance
$F_{t,ep,Rd(2)} = 361.63$	361.63	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 1148.93$	1148.93	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 792.59$	792.59	Bolts due to shear punching
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1899.03 - 285.42$	1613.61	Beam flange - compression

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

F_{t3,Rd,comp} - Formula	F_{t3,Rd,comp}	Component
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	281.21	Bolt row resistance
$F_{t,ep,Rd(3)} = 348.35$	348.35	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 1071.75$	1071.75	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 792.59$	792.59	Bolts due to shear punching
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1899.03 - 647.05$	1251.99	Beam flange - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 642.84 - 361.63$	281.21	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1671.96 - 361.63$	1310.33	Beam web - tension - group

The remaining bolts are inactive (they do not carry loads) because resistance of one of the connection components has been used up or these bolts are positioned below the center of rotation.

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	449	285.42	-	-	285.42	-	406.66	792.59
2	289	361.63	-	-	361.63	1148.93	406.66	792.59
3	129	281.21	-	-	348.35	1071.75	406.66	792.59
4	-61	-	-	-	322.46	-	406.66	792.59

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING M_{j,Rd}

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

$$M_{j,Rd} = 268.71 \text{ [kN*m]} \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.39 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.39)$$

WELD RESISTANCE

$A_w =$	198.51 [cm ²]	Area of all welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	149.80 [cm ²]	Area of horizontal welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	48.71 [cm ²]	Area of vertical welds	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	59164.43 [cm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	25.53 [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	18.85 [MPa]	Stress in a vertical weld	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0.00 [MPa]	Tangent stress	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0.80	Correlation coefficient	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 * (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	51.06 < 365.00		verified (0.14)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	37.69 < 365.00		verified (0.10)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	25.53 < 262.80		verified (0.10)

CONNECTION STIFFNESS

$t_{wash} =$	5 [mm]	Washer thickness	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17 [mm]	Bolt head height	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24 [mm]	Bolt nut height	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	70 [mm]	Bolt length	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	8 [mm]	Stiffness coefficient of bolts	[6.3.2.(1)]

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h_j	k₃	k₄	k₅	k_{eff,j}	k_{eff,j} h_j	k_{eff,j} h_j²
					Sum	29.04	1049.30
1	449	∞	∞	14	4	16.74	751.30
2	289	∞	∞	10	3	8.73	252.16
3	129	∞	∞	8	3	3.56	45.84

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 361 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent force arm} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 8 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$S_{j,ini} = 220353.65$ [kN*m] Initial rotational stiffness [6.3.1.(4)]

$\mu = 1.00$ Stiffness coefficient of a connection [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 220353.65$ [kN*m] Final rotational stiffness [6.3.1.(4)]

Connection classification due to stiffness.

$S_{j,rig} = 62068.29$ [kN*m] Stiffness of a rigid connection [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 3879.27$ [kN*m] Stiffness of a pinned connection [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGID

WEAKEST COMPONENT:

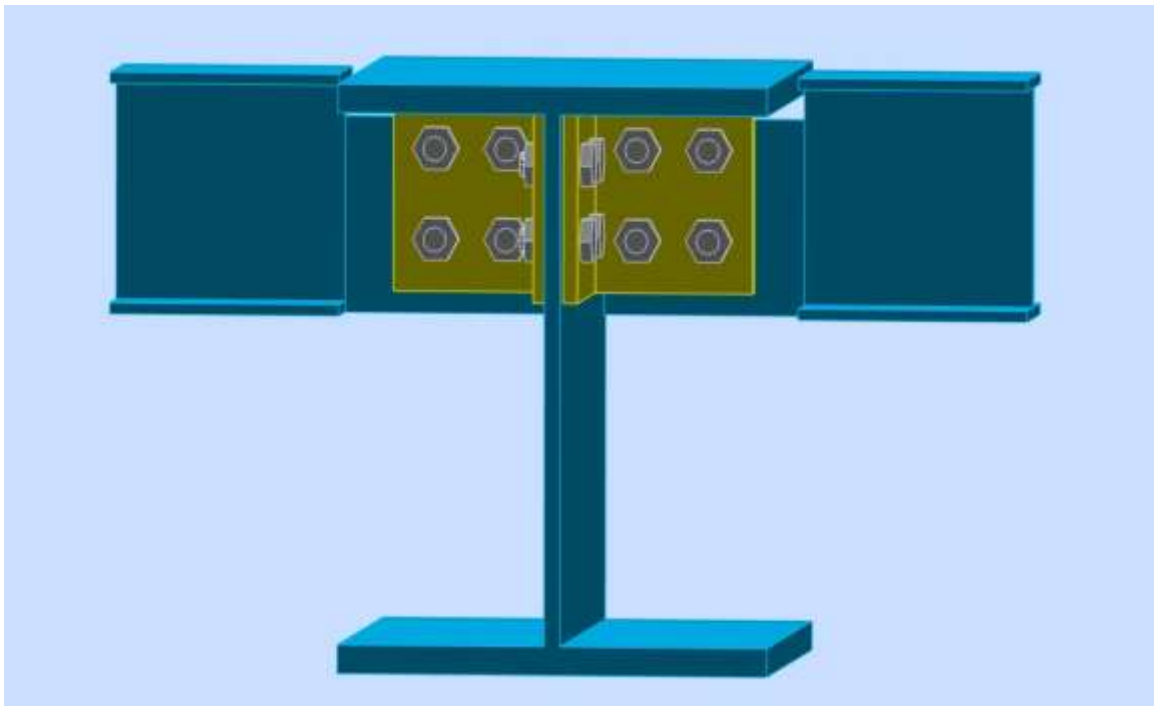
FRONT PLATE - TENSION

Connection conforms to the code

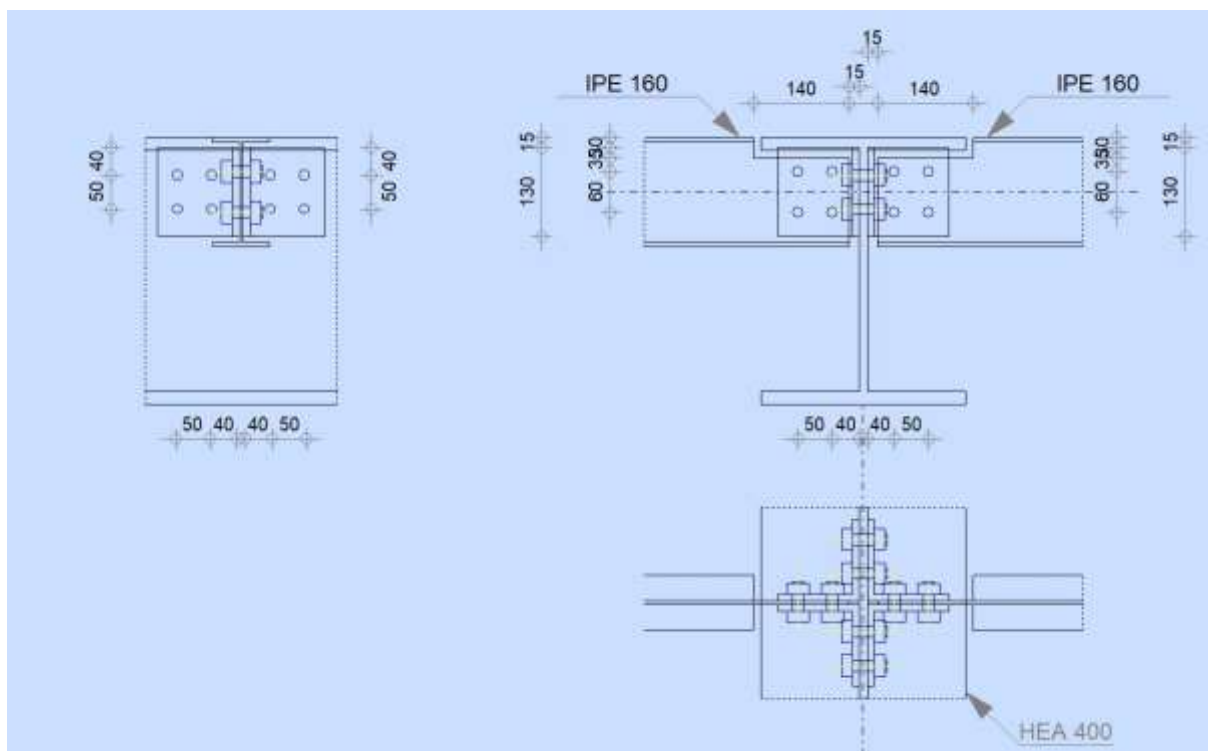
Ratio 0.39

Εικόνα 5.28: Αποτελέσματα σύνδεσης ζυγώματος (κορφιάς)

➤ **Σύνδεση τεγίδας με αμφιαρθρωτή σύνδεση**



Εικόνα 5.29 : Σύνδεση τεγίδας



Εικόνα 5.30: Λεπτομερής σύνδεση τεγίδας

GENERAL

Connection no.: 7
 Connection name: Beam-beam (web)
 Structure node: 1064
 Structure bars: 20, 533, 538

GEOMETRY

PRINCIPAL BEAM

Section: HEA 400
 Bar no.: 20
 $\alpha = -90.0$ [Deg] Inclination angle
 $h_g = 390$ [mm] Height of the principal beam section
 $b_{fg} = 300$ [mm] Width of the flange of the principal beam section
 $t_{wg} = 11$ [mm] Thickness of the web of the principal beam section
 $t_{fg} = 19$ [mm] Thickness of the flange of the principal beam section
 $r_g = 27$ [mm] Fillet radius of the web of the principal beam section
 $A_p = 158.98$ [cm²] Cross-sectional area of a principal beam
 $I_{yp} = 45069.40$ [cm⁴] Moment of inertia of the principal beam section
 Material: S275
 $f_{yg} = 275.00$ [MPa] Design resistance
 $f_{ug} = 430.00$ [MPa] Tensile resistance

LEFT SIDE

BEAM

Section:	IPE 160		
Bar no.:	533		
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Inclination angle
$h_{bl} =$	160	[mm]	Height of beam section
$b_{bl} =$	82	[mm]	Width of beam section
$t_{wbl} =$	5	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fbl} =$	7	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_{bl} =$	9	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_b =$	20.09	[cm ²]	Cross-sectional area of a beam
$I_{ybl} =$	869.29	[cm ⁴]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S275		
$f_{ybl} =$	275.00	[MPa]	Design resistance
$f_{ubl} =$	430.00	[MPa]	Tensile resistance

BEAM CUT

$h_1 =$	30	[mm]	Top cut-out
$h_2 =$	0	[mm]	Bottom cut-out
$l =$	140	[mm]	Cut-out length

ANGLE

Section:	CAE 120x10		
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Inclination angle
$h_{kl} =$	120	[mm]	Height of angle section
$b_{kl} =$	120	[mm]	Width of angle section
$t_{fkl} =$	10	[mm]	Thickness of the flange of angle section
$r_{kl} =$	13	[mm]	Fillet radius of the web of angle section
$l_{kl} =$	130	[mm]	Angle length
Material:	S275		
$f_{ykl} =$	275.00	[MPa]	Design resistance
$f_{ukl} =$	430.00	[MPa]	Tensile resistance

BOLTS**BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM**

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

Class =	8.8		Bolt class
$d =$	16	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	18	[mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	1.57	[cm ²]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	2.01	[cm ²]	Area of bolt section
$f_{ub} =$	800.00	[MPa]	Tensile resistance
$k =$	2		Number of bolt columns
$w =$	2		Number of bolt rows
$e_1 =$	35	[mm]	Level of first bolt
$p_2 =$	50	[mm]	Horizontal spacing
$p_1 =$	60	[mm]	Vertical spacing

RIGHT SIDE

BEAM

Section:		YPE 160
Bar no.:		538
$\alpha =$	0.0	[Deg] Inclination angle
$h_{br} =$	160	[mm] Height of beam section
$b_{br} =$	82	[mm] Width of beam section
$t_{wbr} =$	5	[mm] Thickness of the web of beam section
$t_{fbr} =$	7	[mm] Thickness of the flange of beam section
$r_{br} =$	9	[mm] Radius of beam section fillet
$A_{br} =$	20.09	[cm ²] Cross-sectional area of a beam
$I_{ybr} =$	869.29	[cm ⁴] Moment of inertia of the beam section
Material:	S275	
$f_{ybr} =$	275.00	[MPa] Design resistance
$f_{ubr} =$	430.00	[MPa] Tensile resistance

BEAM CUT

$h_1 =$	30	[mm] Top cut-out
$h_2 =$	0	[mm] Bottom cut-out
$l =$	140	[mm] Cut-out length

ANGLE

Section:	CAE 120x10
$h_{kr} =$	120 [mm] Height of angle section
$b_{kr} =$	120 [mm] Width of angle section
$t_{fkr} =$	10 [mm] Thickness of the flange of angle section
$r_{kr} =$	13 [mm] Fillet radius of the web of angle section
$l_{kr} =$	130 [mm] Angle length
Material:	S275
$f_{ykr} =$	275.00 [MPa] Design resistance
$f_{ukr} =$	430.00 [MPa] Tensile resistance

BOLTS**BOLTS CONNECTING ANGLE WITH PRINCIPAL BEAM**

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

Class =	8.8	Bolt class
$d =$	16 [mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	18 [mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	1.57 [cm ²]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	2.01 [cm ²]	Area of bolt section
$f_{ub} =$	800.00 [MPa]	Tensile resistance
$k =$	2	Number of bolt columns
$w =$	2	Number of bolt rows
$e_1 =$	40 [mm]	Level of first bolt
$p_2 =$	50 [mm]	Horizontal spacing
$p_1 =$	50 [mm]	Vertical spacing

BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM

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

Class =	8.8	Bolt class
$d =$	16 [mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	18 [mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	1.57 [cm ²]	Effective section area of a bolt

Class =	8.8	Bolt class
$A_v =$	2.01 [cm ²]	Area of bolt section
$f_{ub} =$	800.00 [MPa]	Tensile resistance
$k =$	2	Number of bolt columns
$w =$	2	Number of bolt rows
$e_1 =$	35 [mm]	Level of first bolt
$p_2 =$	50 [mm]	Horizontal spacing
$p_1 =$	60 [mm]	Vertical spacing

MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} =$	1.00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Partial safety factor	[2.2]

LOADS

Case: Manual calculations.

LEFT SIDE

$N_{b2,Ed} =$	0.00 [kN]	Axial force
$V_{b2,Ed} =$	0.00 [kN]	Shear force
$M_{b2,Ed} =$	0.00 [kN*m]	Bending moment

RIGHT SIDE

$N_{b1,Ed} =$	10.00 [kN]	Axial force
$V_{b1,Ed} =$	30.00 [kN]	Shear force
$M_{b1,Ed} =$	0.00 [kN*m]	Bending moment

RESULTS

LEFT SIDE

BOLTS CONNECTING ANGLE WITH PRINCIPAL BEAM

BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} = 77.21$ [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

$k_{1x} = 2.19$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.19 > 0.00$ **verified**

$\alpha_{bx} = 0.56$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.56 > 0.00$ **verified**

$F_{b,Rd2x} = 66.93$ [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

$k_{1z} = 2.19$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.19 > 0.00$ **verified**

$\alpha_{bz} = 0.68$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0.68 > 0.00$ **verified**

$F_{b,Rd2z} = 81.43$ [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 PRINCIPAL BEAM - ANGLE CONNECTION

Bolt shear

$e =$	68 [mm]	Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web	
$M_0 =$	0.00 [kN*m]	Real bending moment	$M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	0.00 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b1,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	0.00 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x2,Ed} =$	0.00 [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z2,Ed} =$	0.00 [kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	0.00 [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	66.9 3 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
$F_{Rdz} =$	81.4 3 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = F_{bRd2z}$
$ F_{x2,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 0.00 < 66.93$	verified (0.00)
$ F_{z2,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 0.00 < 81.43$	verified (0.00)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$		$0.00 < 77.21$	verified (0.00)

BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM**BOLT CAPACITIES**

$F_{v,Rd} = 154.42$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Bolt bearing on the beam

Direction x

$k_{1x} = 1.41$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $1.41 > 0.00$ verified

$\alpha_{bx} = 0.46$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), p_2/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.46 > 0.00$ verified

$F_{b,Rd1x} = 17.98$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.19$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.19 > 0.00$ verified

$\alpha_{bz} = 0.37$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0.37 > 0.00$ verified

$F_{b,Rd1z} = 22.31$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Bolt bearing on the angle

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ verified

$\alpha_{bx} = 0.56$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), p_2/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.56 > 0.00$ verified

$F_{b,Rd2x} = 152.89$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.19$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.19 > 0.00$ verified

$\alpha_{bz} = 0.65$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0.65 > 0.00$ verified

$F_{b,Rd2z} = 156.17$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES ACTING ON BOLTS IN THE ANGLE - BEAM CONNECTION

Bolt shear

$e =$	71 [mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web		
$M_0 =$	0.00 [kN*m]	Real bending moment		$M_0 = V_{b2,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	0.00 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force		$F_{Vz} = V_{b1,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	0.00 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x2,Ed} =$	0.00 [kN]	Design total force in a bolt on the direction x		$F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z2,Ed} =$	0.00 [kN]	Design total force in a bolt on the direction z		$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	0.00 [kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	17.98 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	22.31 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$			0.00 < 17.98	verified (0.00)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$			0.00 < 22.31	verified (0.00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$			0.00 < 154.42	verified (0.00)

VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (SHEAR FORCE)**ANGLE**

$A_{nt} =$	5.30 [cm ²]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} =$	6.80 [cm ²]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} =$	199.12 [kN]	Design capacity of a section weakened by openings		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$			0.00 < 199.12	verified (0.00)

BEAM

$A_{nt} =$	2.40 [cm ²]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} =$	4.15 [cm ²]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} =$	107.17 [kN]	Design capacity of a section weakened by openings		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$			0.00 < 107.17	verified (0.00)

VERIFICATION OF ANGLE SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t =$	13.00 [cm ²]	Area of tension zone of the gross section		
$A_{t,net} =$	9.40 [cm ²]	Net area of the section in tension		
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$			0.65 < 0.80	

VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t =$	6.50 [cm ²]	Area of tension zone of the gross section		
$A_{t,net} =$	4.70 [cm ²]	Net area of the section in tension		
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$			0.65 < 0.80	

RIGHT SIDE**BOLTS CONNECTING ANGLE WITH PRINCIPAL BEAM**

BOLT CAPACITIES

$$F_{v,Rd} = 77.21 \text{ [kN]} \quad \text{Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = 90.43 \text{ [kN]} \quad \text{Tensile resistance of a single bolt} \quad F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the angle

Direction x

$$k_{1x} = 2.19 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.19 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.56 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.56 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 66.93 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.19 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.19 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.68 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.68 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 81.43 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

FORCES ACTING ON BOLTS IN THE PRINCIPAL BEAM - ANGLE CONNECTION**Bolt shear**

$$e = 68 \text{ [mm]} \quad \text{Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web}$$

$$M_0 = 1.01 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{Real bending moment} \quad M_0 = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = 3.75 \text{ [kN]} \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the shear force} \quad F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b2,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = 5.06 \text{ [kN]} \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x1,Ed} = 5.06 \text{ [kN]} \quad \text{Design total force in a bolt on the direction x} \quad F_{x1,Ed} = F_{Mx}$$

$$F_{z1,Ed} = 8.81 \text{ [kN]} \quad \text{Design total force in a bolt on the direction z} \quad F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 10.16 \text{ [kN]} \quad \text{Resultant shear force in a bolt} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 66.93 \text{ [kN]} \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction x} \quad F_{Rdx} = F_{bRd2x}$$

$$F_{Rdz} = 81.43 \text{ [kN]} \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction z} \quad F_{Rdz} = F_{bRd2z}$$

$$|F_{x1,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |5.06| < 66.93 \quad \text{verified} \quad (0.08)$$

$$|F_{z1,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |8.81| < 81.43 \quad \text{verified} \quad (0.11)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 10.16 < 77.21 \quad \text{verified} \quad (0.13)$$

Bolt tension

$$e = 71 \text{ [mm]} \quad \text{Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web}$$

$$M_{0t} = 1.0 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{Real bending moment} \quad M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b1,Ed} \cdot e$$

$$F_{t,Ed} = 6.54 \text{ [kN]} \quad \text{Tensile force in the outermost bolt} \quad F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{\max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 6.54 < 90.43 \quad \text{verified} \quad (0.07)$$

Simultaneous action of a tensile force and a shear force in a bolt

$$F_{v,Ed} = 10.16 \text{ [kN]} \quad \text{Resultant shear force in a bolt} \quad F_{v,Ed} = f \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0.18 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.18)$$

BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM**BOLT CAPACITIES**

$$F_{v,Rd} = 154.42 \text{ [kN]} \quad \text{Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the beam

Direction x

$$k_{1x} = 1.41 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 1.41 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.46 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.46 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 17.98 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.19 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.19 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.37 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.37 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 22.31 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the angle

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.56 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.56 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 152.89 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.19 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.19 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.65 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.65 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 156.17 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

FORCES ACTING ON BOLTS IN THE ANGLE - BEAM CONNECTION**Bolt shear**

$$e = 71 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web}$$

$$M_0 = 2.12 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad \text{Real bending moment}$$

$$M_0 = V_{b1,Ed} * e$$

$$F_{Nx} = 2.50 \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force}$$

$$F_{Nx} = |N_{b1,Ed}| / n$$

$$F_{Vz} = 7.50 \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the shear force}$$

$$F_{Vz} = |V_{b1,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = 10.4 \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction}$$

$$F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{Mz} = 8.67 \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment on the z direction}$$

$$F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 12.9 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design total force in a bolt on the direction x}$$

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z1,Ed} = 16.1 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design total force in a bolt on the direction z}$$

$$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 20.6 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resultant shear force in a bolt}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z1,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 17.9 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction x}$$

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 22.3 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction z}$$

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |12.90| < 17.98 \quad \text{verified} \quad (0.72)$$

$$|F_{z1,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |16.17| < 22.31 \quad \text{verified} \quad (0.72)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 20.68 < 154.42 \quad \text{verified} \quad (0.13)$$

VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (AXIAL FORCE)**ANGLE**

$A_{nt} =$	4.20	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} =$	10.60	[cm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} =$	312.7	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	15.00		< 312.78	verified (0.02)

BEAM

$A_{nt} =$	2.10	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} =$	4.80	[cm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} =$	148.45	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	10.00		< 148.45	verified (0.07)

VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (SHEAR FORCE)**ANGLE**

$A_{nt} =$	5.30	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} =$	6.80	[cm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} =$	199.1	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	15.00		< 199.12	verified (0.08)

BEAM

$A_{nt} =$	2.40	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} =$	2.65	[cm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} =$	83.35	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	30.00		< 83.35	verified (0.36)

VERIFICATION OF ANGLE SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t =$	7.17	[cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} =$	5.37	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	0.67		< 0.80	
$W_{net} =$	27.22	[cm ³]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} =$	7.48	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	1.06		< 7.48	verified (0.14)
$A_v =$	13.00	[cm ²]	Effective section area for shear	$A_v = I_a \cdot t_a$
$A_{v,net} =$	9.40	[cm ²]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} =$	206.40	[kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ 0.5 \cdot V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	15.00		< 206.40	verified (0.07)

VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t =$	3.58	[cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} =$	2.68	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	0.67		< 0.80	
$W_{net} =$	13.61	[cm ³]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} =$	3.74	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	2.12		< 3.74	verified (0.57)
$A_v =$	6.50	[cm ²]	Effective section area for shear	
$A_{v,net} =$	4.70	[cm ²]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} =$	103.20	[kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$$A_v = 6.50 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Effective section area for shear}$$

$$|V_{b1,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |30.00| < 103.20 \quad \text{verified} \quad (0.29)$$

VERIFICATION OF PRINCIPAL BEAM

BOLT BEARING ON THE PRINCIPAL BEAM WEB

Direction x

$$k_x = 2.19 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_x = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_x > 0.0 \quad 2.19 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.68 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.68 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rdx} = 89.58 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rdx} = k_x * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_z = 2.19 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_z = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_z > 0.0 \quad 2.19 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.68 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.68 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rdz} = 89.58 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rdz} = k_z * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

RESULTANT FORCE ACTING ON THE OUTERMOST BOLT

$$F_{x,Ed} = 5.06 \text{ [kN]} \quad \text{Design total force in a bolt on the direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$$

$$F_{z,Ed} = 8.81 \text{ [kN]} \quad \text{Design total force in a bolt on the direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{b,Rdx} \quad |5.06| < 89.58 \quad \text{verified} \quad (0.06)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{b,Rdz} \quad |8.81| < 89.58 \quad \text{verified} \quad (0.10)$$

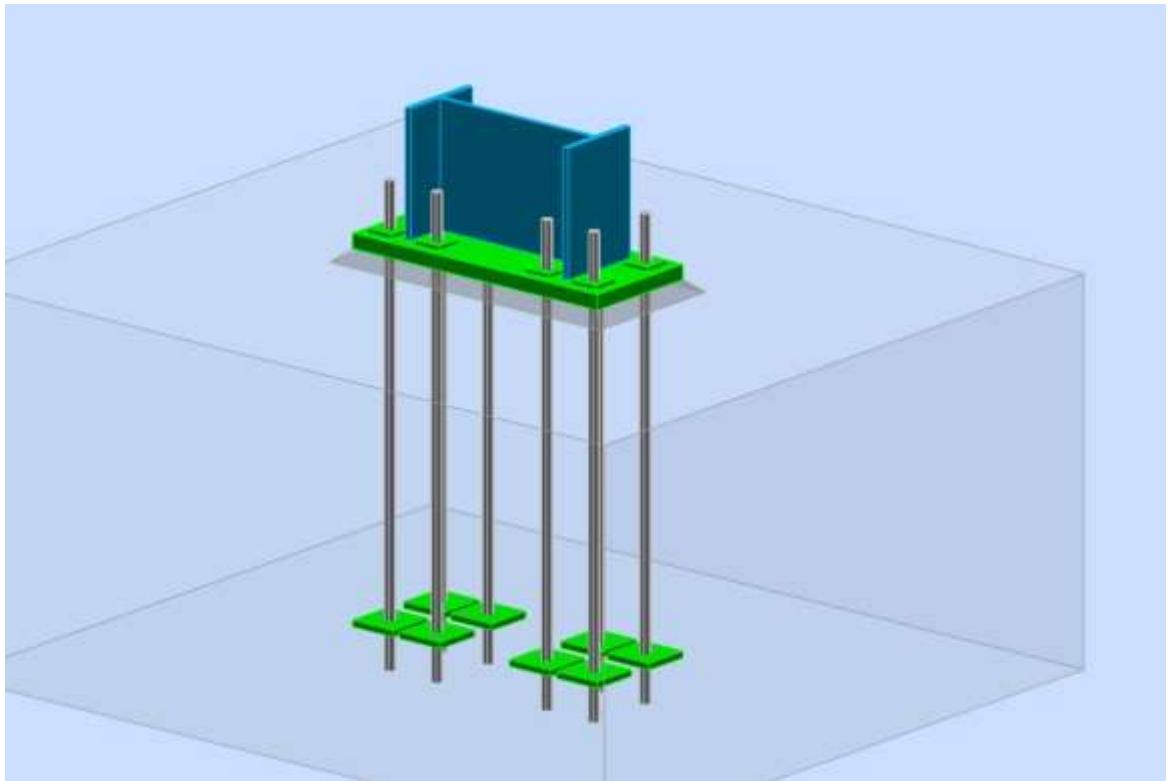
REMARKS

Distance between horizontal edge of left angle and beam top flange is too small	8 [mm] < 9 [mm]
Distance between horizontal edge of left angle and beam bottom flange is too small	8 [mm] < 9 [mm]
Angle length is greater than height of right beam web	130 [mm] > 127 [mm]
Distance between horizontal edge of right angle and beam top flange is too small	8 [mm] < 9 [mm]
Distance between horizontal edge of right angle and beam bottom flange is too small	8 [mm] < 9 [mm]
Distance between bolt and edge of left beam cut-out is too small	20 [mm] < 22 [mm]
Distance between bolt and edge of right beam cut-out is too small	20 [mm] < 22 [mm]

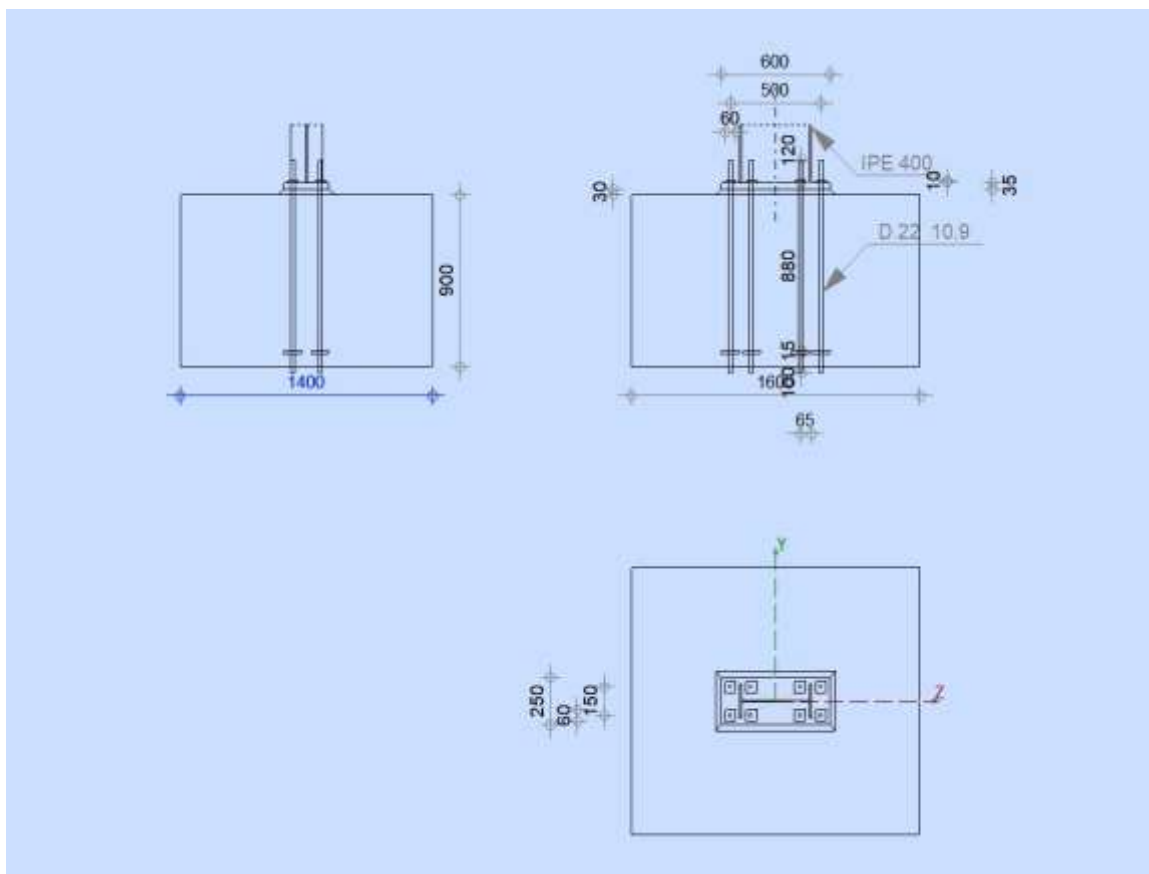
Connection conforms to the code	Ratio	0.72
--	--------------	-------------

Εικόνα 5.31 : Αποτελέσματα σύνδεσης τεγίδας

➤ **Σύνδεση Θεμελίωσης μετωπικού υποστυλώματος**



Εικόνα 5.32 : Σύνδεση θεμελίωσης μετωπικού υποστυλώματος



Εικόνα 5.33 : Λεπτομερής σύνδεση θεμελίωσης υποστυλώματος

GENERAL

Connection no.: 6
 Connection name: Fixed column base
 Structure node: 57
 Structure bars: 29

GEOMETRY

COLUMN

Section: IPE 400
 Bar no.: 29
 $L_c = 10.00$ [m] Column length
 $\alpha = 0.0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 400$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 180$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 9$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 14$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 21$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 84.46$ [cm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{yc} = 23128.40$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section
 Material: S275
 $f_{yc} = 275.00$ [MPa] Resistance
 $f_{uc} = 430.00$ [MPa] Yield strength of a material

COLUMN BASE

$l_{pd} = 600$ [mm] Length
 $b_{pd} = 250$ [mm] Width
 $t_{pd} = 35$ [mm] Thickness
 Material: S275JO
 $f_{ypd} = 275.00$ [MPa] Resistance
 $f_{upd} = 410.00$ [MPa] Yield strength of a material

ANCHORAGE

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

Class = 10.9 Anchor class
 $f_{yb} = 900.00$ [MPa] Yield strength of the anchor material
 $f_{ub} = 1000.00$ [MPa] Tensile strength of the anchor material
 $d = 22$ [mm] Bolt diameter
 $A_s = 3.03$ [cm²] Effective section area of a bolt
 $A_v = 3.80$ [cm²] Area of bolt section
 $n_H = 4$ Number of bolt columns
 $n_V = 2$ Number of bolt rows
 Horizontal spacing $e_{Hi} = 270; 115$ [mm]
 Vertical spacing $e_{Vi} = 150$ [mm]

Anchor dimensions

$L_1 = 120$ [mm]
 $L_2 = 880$ [mm]
 $L_3 = 100$ [mm]

Anchor plate

$l_p = 100$ [mm] Length
 $b_p = 100$ [mm] Width
 $t_p = 15$ [mm] Thickness
 Material: S275JO

$f_y = 275.00$ [MPa] Resistance

Washer

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

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

$t_{wd} = 10$ [mm] Thickness

WEDGE

Section: IPE 100

$l_w = 0$ [mm] Length

Material: S235

$f_{yw} = 235.00$ [MPa] Resistance

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

$L = 1600$ [mm] Spread footing length

$B = 1400$ [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

$a_p = 5$ [mm] Footing plate of the column base

$a_w = 4$ [mm] Wedge

LOADS

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed} = -10.00$ [kN] Axial force

$V_{j,Ed,y} = 10.00$ [kN] Shear force

$V_{j,Ed,z} = 10.00$ [kN] Shear force

$M_{j,Ed,y} = 5.00$ [kN*m] Bending moment

$M_{j,Ed,z} = 5.00$ [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)]

$f_j = 24.34$ [MPa] Design bearing resistance under the base plate [6.2.5.(7)]

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

$c = 68$ [mm] Additional width of the bearing pressure zone [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 149$ [mm] Effective width of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 250$ [mm] Effective length of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 373.34$ [cm²] Area of the joint between the base plate and the foundation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_i*\gamma_{M0}))}$			
$c = 68$ [mm]	Additional width of the bearing pressure zone		[6.2.5.(4)]
$A_{c1} = 3360.06$ [cm ²]	Maximum design area of load distribution		EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$			
$F_{rd,u} = 1493.36$ [kN]	Bearing resistance of concrete		EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0.67$	Reduction factor for compression		[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} = 26.67$ [MPa]	Design bearing resistance		[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 1089.23$ [cm ²]	Bearing area for compression		[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 373.34$ [cm ²]	Bearing area for bending My		[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 373.34$ [cm ²]	Bearing area for bending Mz		[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 2904.61$ [kN]	Bearing resistance of concrete for compression		[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 995.57$ [kN]	Bearing resistance of concrete for bending My		[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 995.57$ [kN]	Bearing resistance of concrete for bending Mz		[6.2.8.3.(1)]

COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

$CL = 1.00$	Section class		EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 1307.26$ [cm ³]	Plastic section modulus		EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 359.50$ [kN*m]	Design resistance of the section for bending		EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 387$ [mm]	Distance between the centroids of flanges		[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 930.13$ [kN]	Resistance of the compressed flange and web		[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 229.01$ [cm ³]	Plastic section modulus		EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 62.98$ [kN*m]	Design resistance of the section for bending		EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 125$ [mm]	Distance between the centroids of flanges		[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 503.82$ [kN]	Resistance of the compressed flange and web		[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 2904.61$ [kN]	Resistance of a spread footing for axial compression		[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} = 930.13$ [kN]	Resistance of spread footing in the compression zone		[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} = 503.82$ [kN]	Resistance of spread footing in the compression zone		[6.2.8.3]

TENSION ZONE

STEEL FAILURE

$A_b = 3.03$ [cm ²]	Effective anchor area		[Table 3.4]
$f_{ub} = 1000.00$ [MPa]	Tensile strength of the anchor material		[Table 3.4]
$\beta = 0.85$	Reduction factor of anchor resistance		[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} = 185.44$ [kN]	Anchor resistance to steel failure		[Table 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1.20$	Partial safety factor		CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 900.00$ [MPa]	Yield strength of the anchor material		CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2} = 227.25$ [kN]	Anchor resistance to steel failure		CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} = 185.44$ [kN]	Anchor resistance to steel failure		

PULL-OUT FAILURE

$f_{ck} = 20.00$ [MPa]	Characteristic compressive strength of concrete		EN 1992-1:[3.1.2]
$A_h = 96.20$ [cm ²]	Bearing area of the head		CEB [15.1.2.3]
$p_k = 140.00$ [MPa]	Characteristic strength of concrete (pull-out)		CEB [15.1.2.3]
$\gamma_{Mp} = 2.16$	Partial safety factor		CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$			
$F_{t,Rd,p} = 668.05$ [kN]	Design uplift capacity		CEB [9.2.3]

CONCRETE CONE FAILURE

$h_{ef} =$	417	[mm]	Effective anchorage depth	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$				
$N_{Rk,c}^0 =$	342.33	[kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.2.4]
$S_{cr,N} =$	1250	[mm]	Critical width of the concrete cone	CEB [9.2.4]
$C_{cr,N} =$	625	[mm]	Critical edge distance	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} =$	15625.00	[cm ²]	Maximum area of concrete cone	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} =$	5000.00	[cm ²]	Actual area of concrete cone	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N} =$	0.32		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.2.4]
$c =$	550	[mm]	Minimum edge distance from an anchor	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$				
$\psi_{s,N} =$	0.96		Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} =$	1.00		Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$				
$\psi_{re,N} =$	1.00		Shell spalling factor	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} =$	1.00		Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} =$	2.16		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} =$				
$N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$				
$F_{t,Rd,c} =$	48.89	[kN]	Design anchor resistance to concrete cone failure	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
SPLITTING FAILURE				
$h_{ef} =$	850	[mm]	Effective anchorage depth	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$				
$N_{Rk,c}^0 =$	997.44	[kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.5]
$S_{cr,N} =$	1700	[mm]	Critical width of the concrete cone	CEB [9.2.5]
$C_{cr,N} =$	850	[mm]	Critical edge distance	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} =$	28900.00	[cm ²]	Maximum area of concrete cone	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} =$	5600.00	[cm ²]	Actual area of concrete cone	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N} =$	0.19		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.2.5]
$c =$	550	[mm]	Minimum edge distance from an anchor	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$				
$\psi_{s,N} =$	0.8		Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} =$	1.0		Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$				
$\psi_{re,N} =$	1.00		Shell spalling factor	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} =$	1.00		Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$				
$\psi_{h,N} =$	0.65		Coeff. related to the foundation height	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} =$	2.16		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$				
$F_{t,Rd,sp} =$	52.36	[kN]	Design anchor resistance to splitting of concrete	CEB [9.2.5]
TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR				
$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$				
$F_{t,Rd} =$	48.89	[kN]	Tensile resistance of an anchor	
BENDING OF THE BASE PLATE				
Bending moment $M_{j,Ed,y}$				
$l_{eff,1} =$	125	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	125	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]

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

$l_{eff,1} =$	125	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	44	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	10.53	[kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	10.53	[kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	949.63	[kN]	Resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	274.99	[kN]	Resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	97.78	[kN]	Resistance of a plate for mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	97.78	[kN]	Tension resistance of a plate	[6.2.4]

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

$l_{eff,1} =$	279	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	279	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	65	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	23.49	[kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	23.49	[kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	1444.61	[kN]	Resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	493.37	[kN]	Resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	195.56	[kN]	Resistance of a plate for mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	195.56	[kN]	Tension resistance of a plate	[6.2.4]

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

$t_{wc} =$	9	[mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} =$	279	[mm]	Effective width of the web for tension	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} =$	42.69	[cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0.84		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd,z} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$				
$F_{t,wc,Rd,z} =$	555.46	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	97.78	[kN]	Resistance of a column base in the tension zone	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$				
$F_{T,Rd,z} =$	195.56	[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)	0.00 < 1.00	verified	(0.00)
$e_y =$	500	[mm]	Axial force eccentricity
$Z_{c,y} =$	193	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,y}$
$Z_{t,y} =$	250	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,y}$
$M_{j,Rd,y} =$	70.64	[kN*m]	Connection resistance for bending
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0.07 < 1.00	verified	(0.07)
$e_z =$	500	[mm]	Axial force eccentricity
$Z_{c,z} =$	63	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,z}$
$Z_{t,z} =$	75	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,z}$
$M_{j,Rd,z} =$	30.73	[kN*m]	Connection resistance for bending
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0.16 < 1.00	verified	(0.16)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0.23 < 1.00	verified	(0.23)

SHEAR**BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE****Shear force $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = 0.69$	Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0.69$	Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$	[Table 3.4]

$\alpha_{d,y} = 0.69$	Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]
$k_{1,y} = 2.50$	Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear	[Table 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 438.47$ [kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate	[6.2.2.(7)]
Shear force $V_{j,Ed,z}$		
$\alpha_{d,z} = 0.69$	Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0.69$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 438.47$ [kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate	[6.2.2.(7)]
SHEAR OF AN ANCHOR BOLT		
$\alpha_b = 0.25$	Coeff. for resistance calculation $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 3.80$ [cm ²]	Area of bolt section	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000.00$ [MPa]	Tensile strength of the anchor material	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1.25$	Partial safety factor	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 75.42$ [kN]	Shear resistance of a bolt - without lever arm	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2.00$	Factor related to the fastening of an anchor in the foundation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 1.35$ [kN*m]	Characteristic bending resistance of an anchor	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 59$ [mm]	Lever arm length	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1.20$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 38.41$ [kN]	Shear resistance of a bolt - with lever arm	CEB [9.3.1]
CONCRETE PRY-OUT FAILURE		
$N_{Rk,c} = 105.60$ [kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2.00$	Factor related to the anchor length	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 97.78$ [kN]	Concrete resistance for pry-out failure	CEB [9.3.1]
CONCRETE EDGE FAILURE		
Shear force $V_{j,Ed,y}$		
$V_{Rk,c,y} = 416.0$ [kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0.56$	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1.01$	Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0.88$	Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1.00$	Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1.00$	Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1.00$	Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 96.47$ [kN]	Concrete resistance for edge failure	CEB [9.3.1]
Shear force $V_{j,Ed,z}$		
$V_{Rk,c,z} = 343.96$ [kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0.76$	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1.00$	Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]

$V_{Rk,c,z}^0 =$	343.96	[kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{s,V,z} =$	0.93		Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} =$	1.00		Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} =$	1.00		Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} =$	1.00		Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2.16		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} =$$

$$V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 111.86 \quad [\text{kN}] \quad \text{Concrete resistance for edge failure} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

SPLITTING RESISTANCE

$$C_{f,d} = 0.30 \quad \text{Coeff. of friction between the base plate and concrete} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 10.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Compressive force} \quad [6.2.2.(6)]$$

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

$$F_{f,Rd} = 3.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Slip resistance} \quad [6.2.2.(6)]$$

BEARING PRESSURE OF THE WEDGE ONTO CONCRETE

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 0.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 0.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete}$$

SHEAR CHECK

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 310.26 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0.03 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.03)$$

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

$$V_{j,Rd,z} = 310.26 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.03 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.03)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.06 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.06)$$

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$$\sigma_{\perp} = 38.80 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 38.80 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Perpendicular tangent stress} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{y||} = 2.85 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tangent stress parallel to } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{z||} = 2.68 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tangent stress parallel to } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{Resistance-dependent coefficient} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.13 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.13)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y||}^2 + \tau_{z||}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.20 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.20)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.03 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.03)$$

CONNECTION STIFFNESS

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

$$b_{\text{eff}} = 149 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective width of the bearing pressure zone under the flange} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{\text{eff}} = 250 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective length of the bearing pressure zone under the flange} \quad [6.2.5.(3)]$$

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

$$k_{13,y} = 22 \quad [\text{mm}] \quad \text{Stiffness coeff. of compressed concrete} \quad [\text{Table 6.11}]$$

$l_{eff} =$	125	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	44	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	26	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$L_b =$	262	[mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0.70		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	97234.11	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[Table 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	145708.92	[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 $M_{j,Ed,z}$				
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,z} =$	22	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
$l_{eff} =$	279	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	65	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	18	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$L_b =$	262	[mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	2.92		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	6924.54	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	8302.27	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGID				[5.2.2.5.(2)]

WEAKEST COMPONENT:

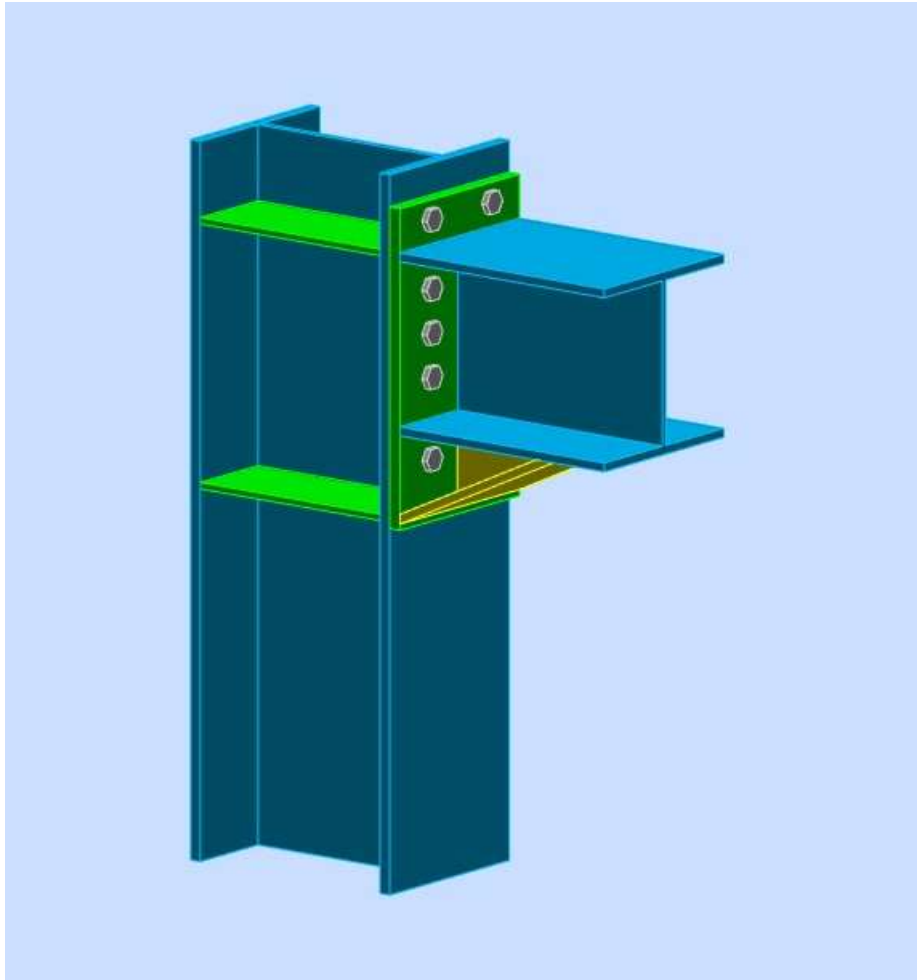
BASE PLATE - BENDING

Connection conforms to the code

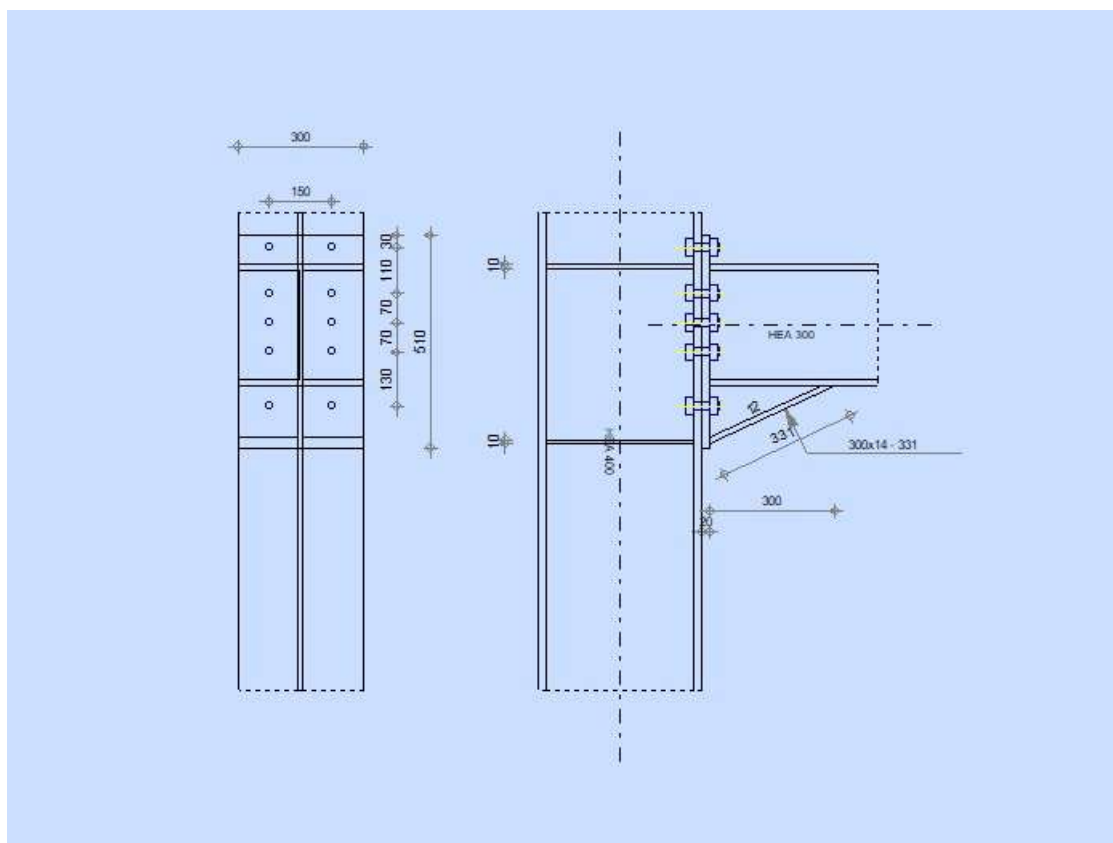
Ratio 0.23

Εικόνα 5.34: Αποτελέσματα σύνδεσης θεμελίωσης μετωπικού υποστυλώματος

➤ **Σύνδεση κύριας δοκού ημιωρόφου με υποστύλωμα**



Εικόνα 5.35 : Σύνδεση δοκού ημιωρόφου με υποστύλωμα



Εικόνα 5.36 : Λεπτομερής Σύνδεση Δοκού ημιωρόφου υποστυλώματος

GENERAL

Connection no.: 4
 Connection name: Column-Beam
 Structure node: 100
 Structure bars: 16, 82

GEOMETRY

COLUMN

Section: HEA 400
 Bar no.: 16
 $\alpha = -90.0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 390$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 300$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 11$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 19$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 27$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 158.98$ [cm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{xc} = 45069.40$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section
 Material: S275
 $f_{yc} = 275.00$ [MPa] Resistance

BEAM

Section:	HEA 300		
Bar no.:	82		
$\alpha =$	-0.0	[Deg]	Inclination angle
$h_b =$	290	[mm]	Height of beam section
$b_f =$	300	[mm]	Width of beam section
$t_{wb} =$	9	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fb} =$	14	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_b =$	27	[mm]	Radius of beam section fillet
$r_b =$	27	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_b =$	112.53	[cm ²]	Cross-sectional area of a beam
$I_{xb} =$	18263.50	[cm ⁴]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S275		
$f_{yb} =$	275.00	[MPa]	Resistance

BOLTS

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

$d =$	20	[mm]	Bolt diameter
Class =	8.8		Bolt class
$F_{tRd} =$	141.12	[kN]	Tensile resistance of a bolt
$n_h =$	2		Number of bolt columns
$n_v =$	5		Number of bolt rows
$h_1 =$	30	[mm]	Distance between first bolt and upper edge of front plate
Horizontal spacing $e_i =$	150	[mm]	
Vertical spacing $p_i =$	110; 70; 70; 130	[mm]	

PLATE

$h_p =$	510	[mm]	Plate height
$b_p =$	300	[mm]	Plate width
$t_p =$	20	[mm]	Plate thickness
Material:	S235		
$f_{yp} =$	235.00	[MPa]	Resistance

LOWER STIFFENER

$w_d =$	300	[mm]	Plate width
$t_{fd} =$	14	[mm]	Flange thickness
$h_d =$	140	[mm]	Plate height
$t_{wd} =$	12	[mm]	Web thickness
$l_d =$	300	[mm]	Plate length
$\alpha =$	25.0	[Deg]	Inclination angle
Material:	S275J0		
$f_{ybu} =$	275.00	[MPa]	Resistance

COLUMN STIFFENER**Upper**

$h_{su} =$	352	[mm]	Stiffener height
$b_{su} =$	145	[mm]	Stiffener width
$t_{hu} =$	10	[mm]	Stiffener thickness
Material:	S275J0		
$f_{ysu} =$	275.00	[MPa]	Resistance

Lower

$h_{sd} =$	352	[mm]	Stiffener height
$b_{sd} =$	145	[mm]	Stiffener width

$h_{sd} =$	352	[mm]	Stiffener height
$t_{hd} =$	10	[mm]	Stiffener thickness
Material:	S275JO		
$f_{ysu} =$	275.00	[MPa]	Resistance

FILLET WELDS

$a_w =$	6	[mm]	Web weld
$a_f =$	10	[mm]	Flange weld
$a_s =$	6	[mm]	Stiffener weld
$a_{fd} =$	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: Manual calculations.

 $M_{b1,Ed} = 106.15$ [kN*m] Bending moment in the right beam**RESULTS****BEAM RESISTANCES****BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)** $W_{plb} = 1383.40$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ $M_{b,pl,Rd} = 380.44$ [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** $W_{el} = 1919.37$ [cm³] Elastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5] $M_{cb,Rd} = W_{el} f_{yb} / \gamma_{M0}$ $M_{cb,Rd} = 527.83$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]**BENDING WITH AXIAL FORCE ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT** $n = 0.00$ Ratio of the axial force to the sectional resistance EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)] $M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n)$ $M_{Nb,Rd} = 527.83$ [kN*m] Reduced resistance (axial force) of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]**FLANGE AND WEB - COMPRESSION** $M_{cb,Rd} = 527.83$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5] $h_f = 415$ [mm] Distance between the centroids of flanges [6.2.6.7.(1)] $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$ $F_{c,fb,Rd} = 1271.03$ [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:

 $\beta = 0.0$ [Deg] Angle between the front plate and the beam $\gamma = 25.0$ [Deg] Inclination angle of the bracket plate $b_{eff,c,wb} = 266$ [mm] Effective width of the web for compression [6.2.6.2.(1)] $A_{vb} = 37.28$ [cm²] Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] $\omega = 0.82$ Reduction factor for interaction with shear [6.2.6.2.(1)] $\sigma_{com,Ed} = 60.45$ [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)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$	
$F_{c,wb,Rd1} = 1096.95$ [kN] Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]
Buckling:	
$d_{wb} = 208$ [mm] Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0.93$ Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0.84$ Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$	
$F_{c,wb,Rd2} = 922.97$ [kN] Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]
Final resistance:	
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$	
$F_{c,wb,Rd,low} = 922.97$ [kN] Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL - SHEAR

$M_{b1,Ed} = 106.15$ [kN*m] Bending moment (right beam)	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0.00$ [kN*m] Bending moment (left beam)	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 0.00$ [kN] Shear force (lower column)	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0.00$ [kN] Shear force (upper column)	[5.3.(3)]
$z = 407$ [mm] Lever arm	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$	
$V_{wp,Ed} = 260.63$ [kN] Shear force acting on the web panel	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 57.33$ [cm ²] Shear area of the column web	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 57.33$ [cm ²] Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 360$ [mm] Distance between the centroids of stiffeners	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 7.45$ [kN*m] Plastic resistance of the column flange for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 2.06$ [kN*m] Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 2.06$ [kN*m] Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$	
$V_{wp,Rd} = 872.01$ [kN] Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0.30 < 1.00 verified (0.30)

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$t_{wc} = 11$ [mm] Effective thickness of the column web	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 314$ [mm] Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 57.33$ [cm ²] Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0.82$ Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 0.00$ [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)]
$A_s = 28.90$ [cm ²] Area of the web stiffener	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$	
$F_{c,wc,Rd1} = 1577.21$ [kN] Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]
Buckling:	
$d_{wc} = 298$ [mm] Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0.94$ Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0.84$ Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 3.38$ 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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$	
$F_{c,wc,Rd2} = 1451.33$ [kN] Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]
Final resistance:	
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$	
$F_{c,wc,Rd} = 1451.33$ [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	48	-	75	-	94	301	373	301	373	244	277	244	277
2	48	-	75	-	70	301	328	301	328	220	220	220	220
3	48	-	75	-	70	301	285	285	285	140	70	70	70
4	48	-	75	-	100	301	285	285	285	200	100	100	100
5	48	-	75	-	130	301	303	301	303	280	225	225	225

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	64	29	75	30	94	180	150	150	150	-	-	-	-
2	64	-	75	-	70	402	419	402	419	271	279	271	279
3	64	-	75	-	70	402	350	350	350	140	70	70	70
4	64	-	75	-	100	402	350	350	350	200	100	100	100
5	64	-	75	-	130	402	350	350	350	331	240	240	240

- 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 in the circular failure mode
l_{eff,nc} – Effective length for a single bolt in the non-circular failure mode
l_{eff,1} – Effective length for a single bolt for mode 1
l_{eff,2} – Effective length for a single bolt 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 BENDING

F_{t,Rd} = 141.12 [kN] Bolt resistance for tension [Table 3.4]

B_{p,Rd} = 325.72 [kN] Punching shear resistance of a bolt [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} = Min (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) [6.2.6.4], [Tab.6.2]

F_{t,wc,Rd} = ω b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / γ_{M0} [6.2.6.3.(1)]

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

F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / γ_{M0} [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} = Min (F _{t1,Rd,comp})	264.41	Bolt row resistance
F _{t,fc,Rd(1)} = 282.24	282.24	Column flange - tension
F _{t,wc,Rd(1)} = 760.39	760.39	Column web - tension
F _{t,ep,Rd(1)} = 264.41	264.41	Front plate - tension
B _{p,Rd} = 651.44	651.44	Bolts due to shear punching
V _{wp,Rd} /β = 872.01	872.01	Web panel - shear
F _{c,wc,Rd} = 1451.33	1451.33	Column web - compression
F _{c,fb,Rd} = 1271.03	1271.03	Beam flange - compression
F _{c,wb,Rd} = 922.97	922.97	Beam web - compression

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

F _{t2,Rd,comp} - Formula	F _{t2,Rd,comp}	Component
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	282.24	Bolt row resistance

Ft2,Rd,comp - Formula	Ft2,Rd,comp	Component
$F_{t,fc,Rd(2)} = 282.24$	282.24	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(2)} = 760.39$	760.39	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(2)} = 282.24$	282.24	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 939.40$	939.40	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 651.44$	651.44	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 872.01 - 264.41$	607.60	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1451.33 - 264.41$	1186.92	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1271.03 - 264.41$	1006.62	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 922.97 - 264.41$	658.56	Beam web - compression

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

Ft3,Rd,comp - Formula	Ft3,Rd,comp	Component
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	140.44	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(3)} = 282.24$	282.24	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(3)} = 732.22$	732.22	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(3)} = 270.57$	270.57	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 817.18$	817.18	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 651.44$	651.44	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 872.01 - 546.65$	325.36	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1451.33 - 546.65$	904.68	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1271.03 - 546.65$	724.38	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 922.97 - 546.65$	376.32	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 447.18 - 282.24$	164.94	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 740.80 - 282.24$	458.56	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 447.18 - 282.24$	164.94	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 740.80 - 282.24$	458.56	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 422.68 - 282.24$	140.44	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 815.66 - 282.24$	533.42	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 422.68 - 282.24$	140.44	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 815.66 - 282.24$	533.42	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

Ft4,Rd,comp - Formula	Ft4,Rd,comp	Component
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	109.40	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(4)} = 282.24$	282.24	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(4)} = 732.22$	732.22	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(4)} = 270.57$	270.57	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(4)} = 817.18$	817.18	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 651.44$	651.44	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 872.01 - 687.09$	184.92	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1451.33 - 687.09$	764.24	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1271.03 - 687.09$	583.94	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 922.97 - 687.09$	235.88	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 352.33 - 140.44$	211.89	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 481.99 - 140.44$	341.55	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 650.03 - 422.68$	227.35	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 897.51 - 422.68$	474.83	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 650.03 - 422.68$	227.35	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 897.51 - 422.68$	474.83	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 249.84 - 140.44$	109.40	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 397.38 - 140.44$	256.93	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 608.83 - 422.68$	186.15	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1049.41 - 422.68$	626.73	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 608.83 - 422.68$	186.15	Front plate - tension - group

F_{t4,Rd,comp} - Formula	F_{t4,Rd,comp}	Component
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 1049.41 - 422.68$	626.73	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 5

F_{t5,Rd,comp} - Formula	F_{t5,Rd,comp}	Component
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	75.52	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(5)} = 282.24$	282.24	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(5)} = 760.39$	760.39	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(5)} = 270.57$	270.57	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(5)} = 817.18$	817.18	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 651.44$	651.44	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum^1 F_{ij,Rd} = 872.01 - 796.49$	75.52	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 1451.33 - 796.49$	654.84	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 1271.03 - 796.49$	474.54	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 922.97 - 796.49$	126.49	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 463.36 - 109.40$	353.96	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 801.49 - 109.40$	692.10	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 652.40 - 249.84$	402.56	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 904.28 - 249.84$	654.44	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 910.53 - 532.08$	378.46	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 1109.87 - 532.08$	577.79	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 419.59 - 109.40$	310.19	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 794.28 - 109.40$	684.88	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 595.59 - 249.84$	345.76	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 957.90 - 249.84$	708.07	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 842.27 - 532.08$	310.19	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 1609.94 - 532.08$	1077.86	Beam web - tension - group

Additional reduction of the bolt row resistance

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 65.92 \quad [\text{kN}] \quad \text{Reduced bolt row resistance} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	h_j	F_{ij,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	462	264.41	282.24	760.39	264.41	-	282.24	651.44
2	352	282.24	282.24	760.39	282.24	939.40	282.24	651.44
3	282	140.44	282.24	732.22	270.57	817.18	282.24	651.44
4	212	109.40	282.24	732.22	270.57	817.18	282.24	651.44
5	82	65.92	282.24	760.39	270.57	817.18	282.24	651.44

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING M_{i,Rd}

$$M_{i,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{i,Rd} = 289.94 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{i,Rd} \leq 1.0 \quad 0.37 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.37)$$

WELD RESISTANCE

$A_w =$	202.61 [cm ²]	Area of all welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	162.70 [cm ²]	Area of horizontal welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	39.91 [cm ²]	Area of vertical welds	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	55242.78 [cm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	32.95 [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	26.70 [MPa]	Stress in a vertical weld	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0.00 [MPa]	Tangent stress	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0.80	Correlation coefficient	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	65.90 < 360.00	verified	(0.18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	53.40 < 360.00	verified	(0.15)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	32.95 < 259.20	verified	(0.13)

CONNECTION STIFFNESS

$t_{wash} =$	4	[mm]	Washer thickness	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14	[mm]	Bolt head height	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20	[mm]	Bolt nut height	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	64	[mm]	Bolt length	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	6	[mm]	Stiffness coefficient of bolts	[6.3.2.(1)]

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Sum	21.38	792.28
1	462	5	14	46	2	10.39	480.30
2	352	5	12	7	2	6.01	211.74
3	282	2	4	2	1	1.78	50.12
4	212	2	6	3	1	1.83	38.78
5	82	5	13	7	2	1.38	11.34

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 371 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent force arm} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 57.33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1.00 \quad \text{Transformation parameter} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 371 \text{ [mm]} \quad \text{Lever arm} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Stiffness coefficient of the compressed column web} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_j (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 83966.70 \text{ [kN*m]} \quad \text{Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1.00 \quad \text{Stiffness coefficient of a connection} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 83966.70 \text{ [kN*m]} \quad \text{Final rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

Connection classification due to stiffness.

$$S_{j,rig} = 25697.39 \text{ [kN*m]} \quad \text{Stiffness of a rigid connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 1606.09 \text{ [kN*m]} \quad \text{Stiffness of a pinned connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGID}$$

WEAKEST COMPONENT:

COLUMN WEB PANEL - SHEAR

Connection conforms to the code

Ratio 0.37

Εικόνα 5.37 : Αποτελέσματα σύνδεσης δοκού ημιωρόφου με υποστύλωμα

6 ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο χάλυβας είναι μία πρώτη ύλη που έχει σημαντικό κόστος. Στην χώρα μας, ο χάλυβας που χρησιμοποιείται για την κατασκευή μεταλλικών κτιρίων είναι εισαγόμενος, καθιστώντας τον αρκετά δαπανηρό ως προς την υλοποίηση των κατασκευών. Σε αυτό το κεφάλαιο θα αναλυθεί η επιρροή που έχει ο τρόπος κατασκευής, επιλογής διατομών και τρόπος συνδεσμολογίας στον συνολικό προϋπολογισμό του κτιρίου, καθώς επίσης και το πώς επηρεάζεται η τιμή του χάλυβα από παγκόσμια γεγονότα (πανδημία, πόλεμος Ουκρανίας) το οποίο ακολούθως επηρεάζει το κόστος των μεταλλικών κατασκευών.

6.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΟΣΤΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο τρόπος που διαστασιοποιείται και ο τρόπος σύνδεσης των μελών ενός κτιρίου παίζει μεγάλο ρόλο στο οικονομικό αντίκτυπο του φορέα.



Εικόνα 6.1: Ενδεικτικό διάγραμμα ποσοστιαίας οικονομικής ανάλυσης κτιρίου

Στην Εικόνα 6.1 παρουσιάζεται η ποσοστιαία οικονομική ανάλυση ενός κτιρίου. Τα ποσοστά έχουν διαχωριστεί σε τρία τμήματα :

- a) Κόστος πρώτης ύλης (χάλυβας, κοχλίες κ.τ.λ.)
- b) Κόστος επεξεργασίας και μεταποίησης χάλυβα
- c) Κόστος μεταφοράς και ανέγερσης φορέα

Ο χάλυβας χωρίζεται σε 3 ποιότητες S235, S275 και S355. Η οικονομική διαφορά μεταξύ των 3 ποιοτήτων είναι 3% η μία από την άλλη. Στο στατικό προσομοίωμα του βιομηχανικού κτιρίου χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S275.

Οι ποιότητες των κοχλιών είναι μία σημαντική παράμετρος επιλογής για την μεταλλική κατασκευή. Συνήθεις τιμές ποιότητας των κοχλιών υψηλής αντοχής είναι 8.8 και 10.9. Η οικονομική διαφορά ανάμεσα σε αυτές τις δύο κατηγορίες κοχλιών είναι πολύ σημαντική και ανέρχεται σε 127% . Για τη διαστασιολόγηση του εξεταζόμενου βιομηχανικού κτιρίου επιλέχθηκαν κοχλίες ποιότητας 8.8 και για τα αγκύρια θεμελίωσης ποιότητα 10.9.

Σημαντικό ρόλο στην οικονομική ανάλυση ενός βιομηχανικού κτιρίου έχει η διαστασιολόγηση και η επιλογή διατομών, που εκτός από την κατηγορία ποιότητας τους, σημαντική επιρροή έχει και ο τύπος διατομής, όπως και η διαθεσιμότητα των υλικών στην αγορά, ειδικά το κόστος θα αυξηθεί σε πολύ μεγάλο ποσοστό με πιθανότητα ύπαρξης καθυστέρησης προμήθειας υλικού που θα οδηγήσει σε καθυστέρηση επεξεργασίας του. Για τον φορέα της εργασίας συνεκτιμήθηκαν οι παραπάνω λόγοι και για αυτό χρησιμοποιήθηκαν διατομές HEA, IPE και SHS που είναι διαθέσιμοι στην αγορά, και ο τύπος αυτός των διατομών δεν αυξάνει σημαντικά το κόστος.

Ένας άλλος παράγοντας που επηρεάζει σημαντικά το κόστος του βιομηχανικού κτιρίου αλλά και των μεταλλικών κατασκευών είναι ο παράγοντας επεξεργασίας και μεταποίησης τους. Σε αυτό το σημείο εκτός από το κόστος παραγωγής παίζει ρόλο ο τρόπος σύνδεσης των μελών μεταξύ τους. Όσο πιο δύσκαμπτες γίνονται οι συνδέσεις, τόσο περισσότερο αυξάνεται το κόστος λόγω μεγαλύτερου χρόνου επεξεργασίας (περισσότερες συγκολλήσεις), αλλά και λόγω απαίτησης για κατανάλωση περισσότερης ποσότητας υλικού (περισσότερη πρώτη ύλη). Το γεγονός αυτό μπορεί να οδηγήσει σε αύξηση του συνηθισμένου κόστους έως και πάνω από 30%. Λόγω αυτής της παραμέτρου, ο τρόπος σύνδεσης του βιομηχανικού κτιρίου έγινε βάσει των Εικόνων 5.20, 5.21, 5.23, 5.24, 5.26, 5.27, 5.29, 5.30, 5.32, 5.33, 5.35, 5.36 που αναλύσαμε στο κεφάλαιο 5.10.

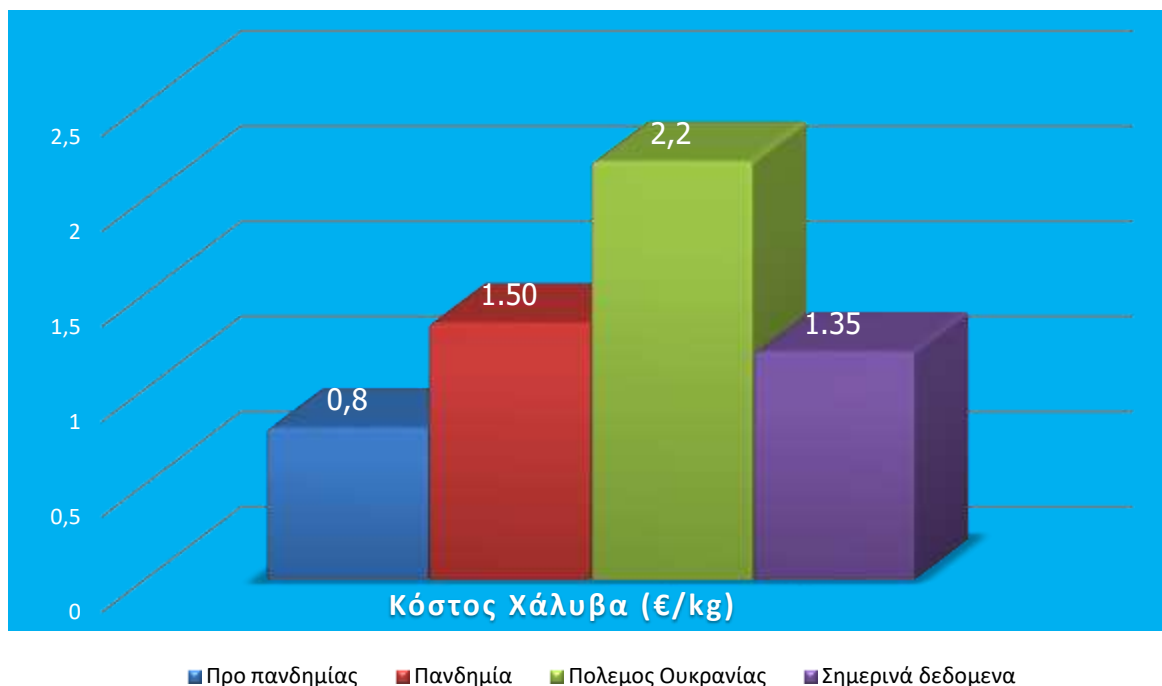
Τέλος, ένας ακόμα παράγοντας που επηρεάζει το τελικό κόστος της κατασκευής είναι η μεταφορά και η ανέγερση του φορέα. Η τοποθεσία (αν υπάρχει εύκολη πρόσβαση ή όχι), ο τρόπος που θα μεταφερθούν τα υλικά, ο αριθμός των δρομολογίων που θα απαιτηθούν για να μεταφερθούν όλα τα μέλη, αλλά και ο χρόνος που θα χρειαστεί να χρησιμοποιηθεί γερανός για την ανέγερση, καθορίζουν τον συγκεκριμένο παράγοντα.

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, για την Ελλάδα ο χάλυβας είναι μία εισαγόμενη πρώτη ύλη. Αυτό το καθιστά σαν προϊόν ιδιαίτερα ευαίσθητο ως προς την διακύμανση της τιμής λόγω παραγόντων που επηρεάζουν την παγκόσμια οικονομία.

Οι παράγοντες όπως η πανδημία, ο πόλεμος της Ουκρανίας και η τεράστια ζήτηση σε πρώτες ύλες από την Κίνα έχουν δημιουργήσει τα τελευταία χρόνια μια σημαντική άνοδο των τιμών.

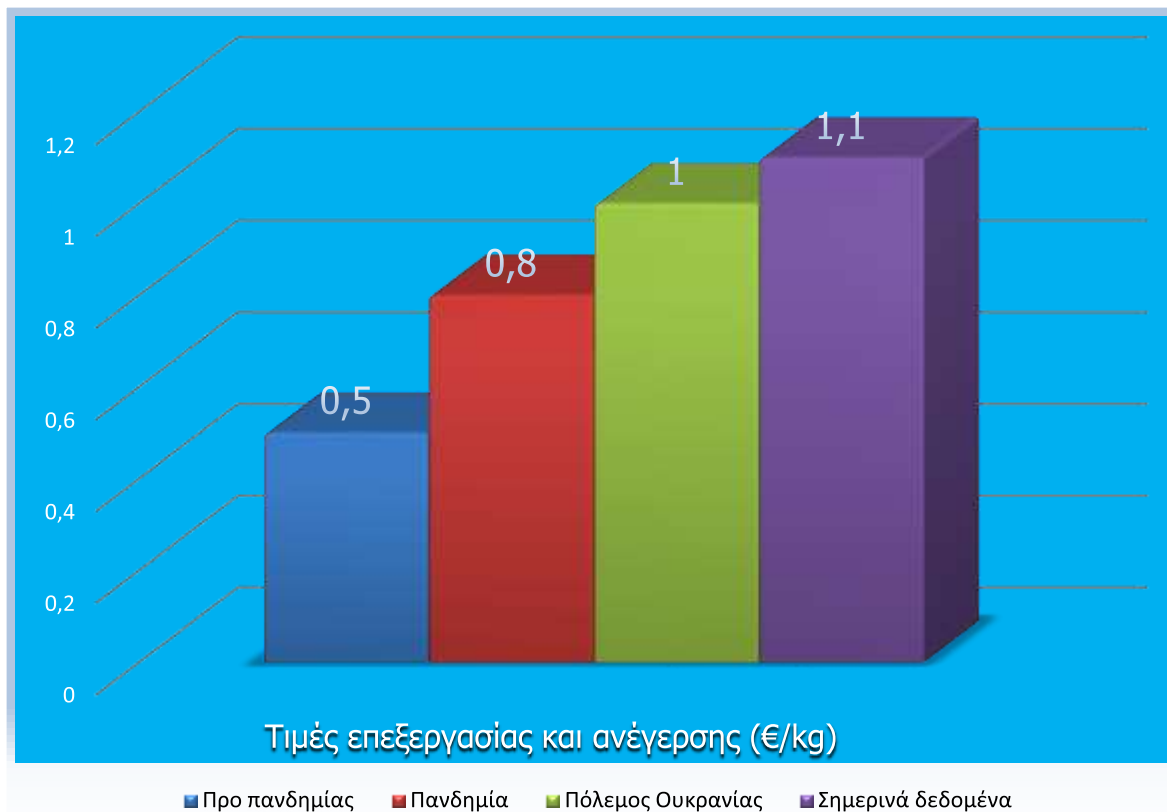
Στην Εικόνα 6.2 παρουσιάζεται η διακύμανση των τιμών διαχωρισμένο σε 4 περιόδους :

- I. Περίοδο προ πανδημίας
- II. Περίοδο πανδημίας
- III. Περίοδο πολέμου Ουκρανίας
- IV. Σημερινά δεδομένα

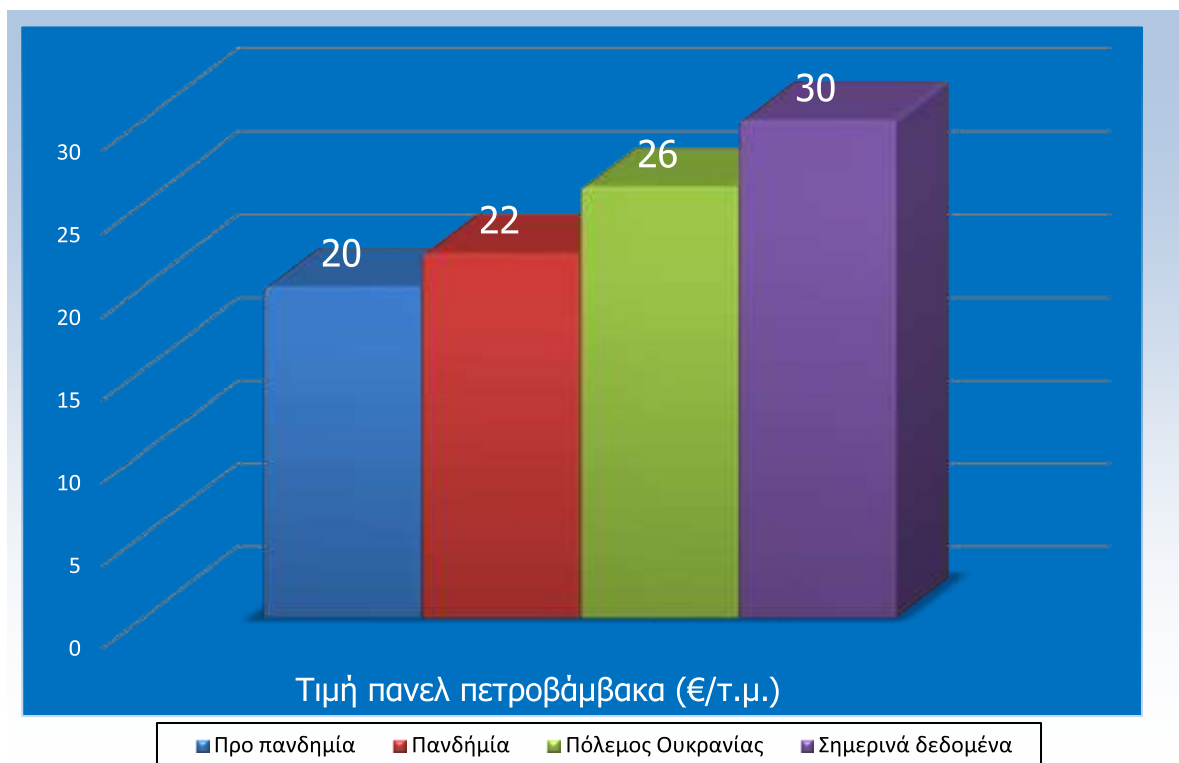


Εικόνα 6.2: Διάγραμμα διακύμανσης κόστους χάλυβα ανά περίοδο

Οι τιμές της εικόνας 6.2 είναι από τιμολόγηση του υλικού στις περιόδους αυτές από εταιρεία προμήθειας χάλυβα στην αγορά.

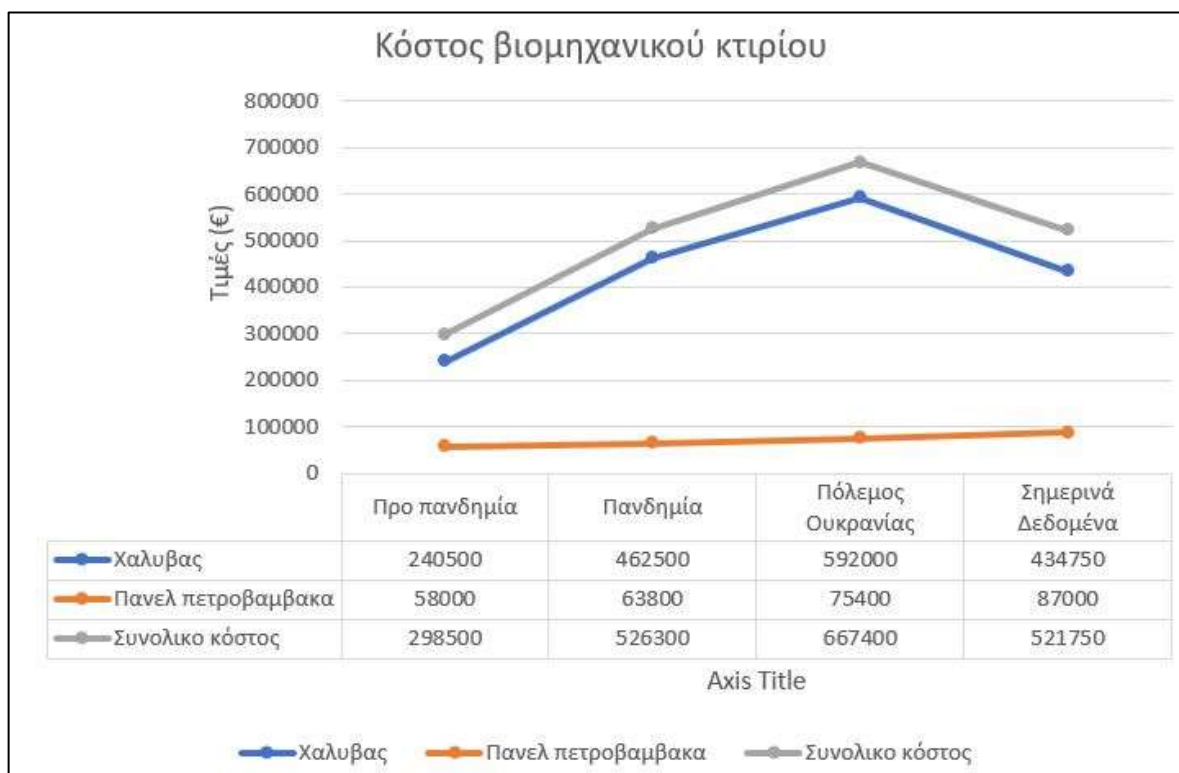


Εικόνα 6.3: Διάγραμμα εξέλιξης κόστους επεξεργασίας και ανέγερσης μεταλλικού φορέα



Εικόνα 6.4: Διάγραμμα εξέλιξης κόστους Πάνελ Πετροβάμβακα

Πάνω στα παραπάνω δεδομένα των Εικόνων 6.1 έως 6.4 έγινε μία προσέγγιση του βιομηχανικού κτιρίου που διαστασιολογήθηκε ως προς το οικονομικό του κόστος. Το κτίριο προμετρήθηκε 185000kg χάλυβα και 2900τ.μ. πάνελ πετροβάμβακα 100mm πλαγιοκάλυψης και οροφής.



Εικόνα 6.5: Κόστος βιομηχανικού κτιρίου (τιμές σε €)

Η εικόνα 6.5 δείχνει την εξέλιξη του κόστους του βιομηχανικού κτιρίου που διαστασιολογήθηκε. Διαπιστώνεται η γενικότερη αύξηση του κόστους κατασκευής, λόγω της πρώτης ύλης αλλά και λόγω του πληθωρισμού, ο οποίος επιπλέον αυξάνει και το κόστος επεξεργασίας και ανέγερσης του φορέα. Ειδικότερα την περίοδο του πολέμου παρατηρήθηκε η μεγαλύτερη αύξηση του συνολικού κόστους και συγκεκριμένα στον χάλυβα και αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η Ουκρανία και η Ρωσία είναι οι χώρες που παράγουν μεγάλες ποσότητες χάλυβα, τις οποίες προμηθεύεται η Ελλάδα.

7. ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από την ενασχόλησή μας με την παρούσα διπλωματική εργασία, προέκυψαν προβληματισμοί όσον αφορά την σωστή ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός βιομηχανικού κτιρίου, όσο και την σημασία της διαστασιολόγησης για το βέλτιστο δυνατό αποτέλεσμα στον οικονομοτεχνικό τομέα του φορέα. Οι προβληματισμοί αυτοί, ξεπεράστηκαν μετά από συνδυασμό γνώσεων και δεξιοτήτων που αποκτήθηκαν, τόσο κατά την διάρκεια των σπουδών μας, όσο και μετά από προσωπική ενασχόλησή μας για την εύρεση της ενδεδειγμένης διαδικασίας επίλυσής τους. Τελικά, τα συμπεράσματα στα οποία καταλήξαμε είναι τα εξής:

- Λόγω του μικρού ιδίου βάρους των στοιχείων του βιομηχανικού κτιρίου και της ανθεκτικότητας του χάλυβα ως δομικού υλικού τα μεταλλικά κτίρια είναι πιο ευέλικτα ως κατασκευές από αντίστοιχα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος στη σχεδίαση όσο και την αντιμετώπιση των φορτίων.
- Τα μεταλλικά κτίρια λόγω της τυποποίησης των διατομών όσο και στην προκατασκευή των μελών τους κατασκευάζονται σε σχετικά γρηγορότερο χρονικό διάστημα.
- Λόγω του υψηλού κόστους του χάλυβα, η επιλογή του φορέα και η μορφοποίησή του έγινε με κριτήριο την οικονομία του υλικού.
- Η επιλογή της ποιότητας χάλυβα δεν επηρεάζει σημαντικά το κόστος κατασκευής μεταλλικών κτιρίων, αλλά καθορίζει σε σημαντικό βαθμό την ασφάλεια και την αντοχή του κτιρίου.
- Η επιλογή της ποιότητας των κοχλιών επηρεάζει εξίσου σημαντικά το κόστος κατασκευής και την ασφάλεια και αντοχή των συνδέσεων των μελών του φορέα.
- Το κόστος προμήθειας του χάλυβα και επομένως το συνολικό κόστος κατασκευής επηρεάζεται από παγκόσμια γεγονότα, καθώς ο χάλυβας ως πρώτη ύλη είναι εισαγόμενος.
- Όσο πιο περίπλοκος είναι ο τρόπος κατασκευής (συνδεσμολογία) που οδηγεί σε περισσότερο χρόνο επεξεργασίας τόσο μεγαλύτερο είναι το κόστος του τελικού προϊόντος.
- Σε κάθε περίπτωση στόχος είναι η υλοποίηση κατασκευών με μικρότερο δυνατό κόστος χωρίς να παραβλέπεται η ασφάλεια.

8. Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013α). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013β). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Ερμόπουλος Ι., (2005). «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
5. EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003.
6. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις-Δράσεις ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
7. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1- 1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Μάιος 2005.
8. EN 1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.

