



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Εναλλακτική Μελέτη Υφιστάμενου Κτιρίου Γραφείων με Φέροντα Οργανισμό από Χάλυβα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Στυλιανή Ι. Καραθανάση

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Ιούλιος 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021/15

Καραθανάση Σ. Ι. (2021).
Εναλλακτική μελέτη υφιστάμενου κτιρίου γραφείων με φέροντα οργανισμό από
χάλυβα
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/15
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Karathanasi S. I. (2021).
Alternative design of an existing office building with a steel bearing body
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021/15
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Εικόνα εξωφύλλου: Nestlé Social Block / GH+A | Guillermo Hevia [22]

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	3
Abstract	4
Ευχαριστίες.....	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Αντικείμενο μελέτης.....	6
1.2 Προσομοίωση φορέα.....	9
1.3 Δομικά υλικά κατασκευής.....	10
1.3.1 Δομικός χάλυβας	10
1.3.2 Σκυρόδεμα	10
1.3.3 Χαλυβδόφυλλο	11
1.3.4 Χάλυβας οπλισμού	11
2 Δράσεις επί της κατασκευής.....	12
2.1 Μόνιμες δράσεις.....	12
2.1.1 Ίδιον βάρος φέροντος οργανισμού	12
2.1.2 Ίδιον βάρος μη φερόντων στοιχείων	12
2.2 Μεταβλητές δράσεις.....	19
2.2.1 Επιβαλλόμενα φορτία.....	19
2.2.2 Φορτία χιονιού.....	22
2.2.3 Δράσεις ανέμου	28
2.3 Σεισμικές δράσεις.....	38
2.4 Συνδυασμοί δράσεων	43
2.4.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	44
2.4.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	47
3 Ανάλυση διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών	51
3.1 Ανάλυση	51
3.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας.....	52
3.3 Διαστασιολόγηση δευτερευουσών δοκών και κύριων δοκών Y	56
3.4 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών X.....	74
3.5 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων.....	83
3.6 Διαστασιολόγηση κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας.....	96
4 Αντισεισμικός σχεδιασμός	99
4.1 Γενικά	99
4.2 Διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών των πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (Σεισμός Y).....	99
4.2.1 Έλεγχος επιρροής φαινομένων δεύτερης τάξης	99
4.2.2 Έλεγχος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας	100
4.2.3 Έλεγχος δοκών και υποστυλωμάτων.....	103
4.2.4 Περιορισμός βλαβών	105
4.3 Διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών των πλαισίων ροπής (Σεισμός X).....	105
4.3.1 Έλεγχος επιρροής φαινομένων δεύτερης τάξης	105
4.3.2 Έλεγχος δοκών	106
4.3.3 Έλεγχος κόμβων	111
4.3.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων	113
4.3.5 Περιορισμός βλαβών	119

5	Συνδέσεις	120
5.1	Σύνδεση 1. Κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας – δοκού-υποστυλώματος	120
5.2	Σύνδεση 2. Κύριας δοκού Y – κορμού υποστυλώματος	122
5.3	Σύνδεση 3. Δευτερεύουσας δοκού Y – κορμού κύριας δοκού X	125
5.4	Σύνδεση 4. Κύριας δοκού X – πέλματος υποστυλώματος	126
6	Συμπεράσματα	130
7	Βιβλιογραφία	132
	Παράρτημα Α. Κατόψεις και Όψεις κτιρίου	134
	Παράρτημα Β. Αποτελέσματα διαστασιολόγησης σύμμικτης αμφιέριστης δοκού 6m, IPE 240 (ABC)	139
	Παράρτημα Γ. Αναλυτικά σχέδια συνδέσεων	144

Εναλλακτική μελέτη υφιστάμενου κτιρίου γραφείων με φέροντα οργανισμό από χάλυβα

Καραθανάση Σ. Ι. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο της εργασίας είναι η εναλλακτική προσομοίωση και διαστασιολόγηση του υφιστάμενου κτιρίου γραφείων Nestlé Social Block [22], με φέροντα οργανισμό από χάλυβα έναντι σκυροδέματος. Αρχικά, μορφώθηκε ο μεταλλικός φορέας έτσι ώστε να μην αλλοιώνει τις υπάρχουσες κατόψεις. Στη μία διεύθυνση του διατάχθηκαν πλαίσια ροπής, ενώ στην εγκάρσια πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας. Για τα υποστυλώματα και τις δοκούς επιλέχθηκαν μεταλλικές διατομές ενώ η πλάκα επιλέχθηκε σύμμικτη από χαλυβδόφυλλο και οπλισμένο σκυρόδεμα. Στη συνέχεια, προσδιορίστηκαν οι δράσεις επί της κατασκευής σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1. Δημιουργήθηκαν οι συνδυασμοί φορτίσεων για τις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και Λειτουργικότητας του κτιρίου και έγιναν Στατικές και Δυναμικές αναλύσεις. Ακολούθησε η διαστασιολόγηση των μελών για τους στατικούς συνδυασμούς φόρτισης προκειμένου να εξασφαλιστεί η επάρκεια τους ως προς την αντοχή, καθώς και η ορθή λειτουργικότητα τους, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 3 και 4. Μετέπειτα, πραγματοποιήθηκε ο αντισεισμικός σχεδιασμός των μελών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Τέλος, μελετήθηκαν μερικές τυπικές συνδέσεις του κτιρίου.

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2021/15

**Alternative design of an existing office building with a steel bearing
body**

Karathanasi S. I. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The object of the diploma thesis is the alternative simulation and design of the existing Nestlé Social Block office building [22], with a load-bearing structure made of steel instead of concrete. Initially, the steel structure was shaped in order to be compatible with the existing floor plans. The building consists of moment resisting frames in one direction, and concentrically braced frames in the transverse one. Steel sections were chosen for the columns and beams, while the slab was made of steel sheets and reinforced concrete, as a composite one. Afterwards, the actions of the construction were determined according to Eurocode 1. The load combinations for the Ultimate and Serviceability Limit State were created while Static and Dynamic analysis were performed. This was followed by the design of the members for the static loads combinations in order to ensure their adequacy in terms of durability, as well as their proper functionality, according to Eurocodes 3 and 4. Subsequently, the seismic design of the members was carried out according to Eurocode 8. Finally, some typical building connections were designed.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π για την πολύτιμη καθοδήγηση και άμεση ανταπόκριση καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης τη εργασίας. Ακόμη, θα ήθελα να ευχαριστήσω από καρδιάς οικογένεια, φίλους και συμφοιτητές, για τη στήριξη και τη συμβολή τους κατά τη διάρκεια των σπουδών μου.

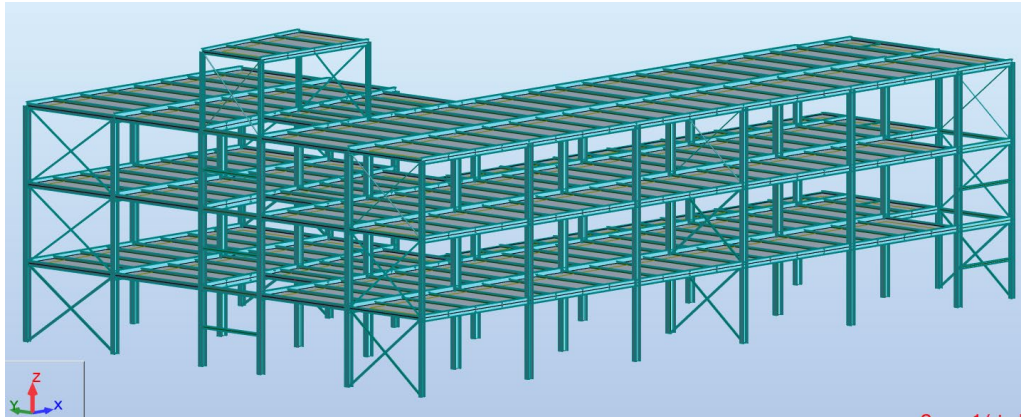
1 Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο μελέτης

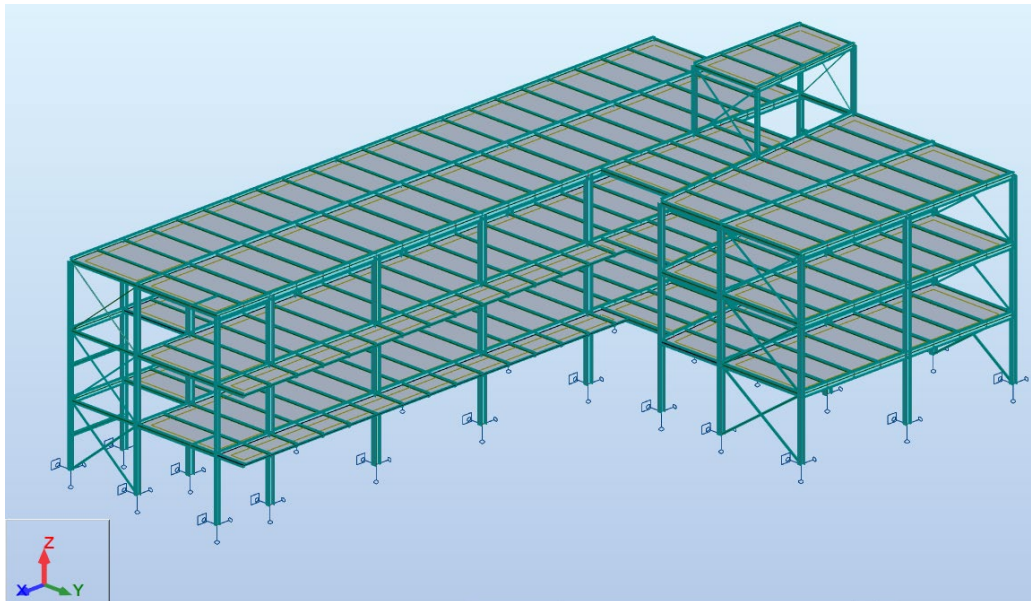
Σκοπός της εργασίας είναι η εναλλακτική μελέτη του υφιστάμενου κτιρίου γραφείων στη Χιλή, με όνομα έργου “Nestlé Social Block”, του Αρχιτέκτονα Guillermo Hevia [22]. Το κτίριο μελετήθηκε με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, έναντι σκυροδέματος που είναι κατασκευασμένο. Κατά την ανάλυση του κτιρίου, έγινε η προσπάθεια να διατηρηθούν τα στοιχεία επένδυσης της κατασκευής στις υπάρχουσες θέσεις και να προσομοιωθούν με τα αντίστοιχα φορτία τους. Επιπρόσθετα, ο μεταλλικός φορέας διατάχθηκε έτσι ώστε να μην αλλοιώνει τις υφιστάμενες κατόψεις. Τέλος, κατόπιν της μόρφωσης του φορέα και της ανάλυσης του σκοπό αποτέλεσε η διαστασιολόγηση των μελών του σύμφωνα με του ισχύοντες Ευρωκώδικες.

Το κτίριο αποτελείται από 3 ορόφους, με ύψος 4m ο καθένας. Η πρόσβαση στην οροφή του κτιρίου επιτυγχάνεται μέσω δώματος ύψους 4m και τελικώς, το ολικό ύψος του κτιρίου ανέρχεται σε 16m. Η έκταση του φορέα υπολογίζεται σε 2355 m², με μέσο εμβαδό ανά όροφο 790 m². Οι κατόψεις των ορόφων είναι πανομοιότυπες με μόνη διαφορά την ύπαρξη μπαλκονιού 58 m² στον 1^ο και 2^ο όροφο.

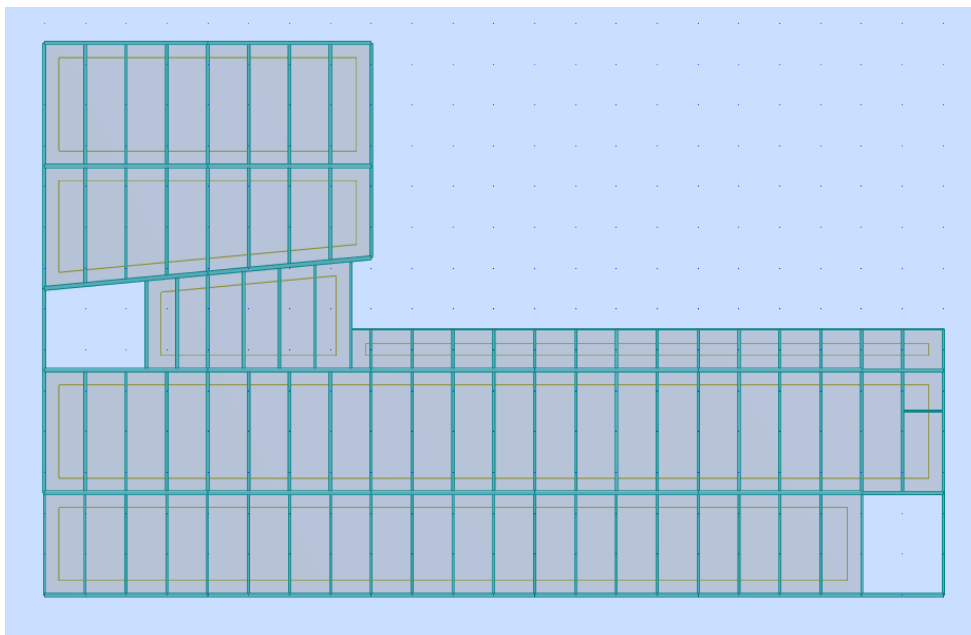
Για τη μόρφωση του φέροντα οργανισμού επιλέχθηκαν μεταλλικές δοκοί, μεταλλικά υποστυλώματα και σύμμικτες πλάκες από χαλυβδόφυλλο και οπλισμένο σκυρόδεμα. Ο φορέας μορφώθηκε με έξι πλαίσια ροπής κατά τη μία διεύθυνση (X) και οκτώ αμετάθετα πλαίσια κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Y), τέσσερα εκ των οποίων μορφώθηκαν με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας. Επισημαίνεται ότι ένα εκ των οκτώ πλαισίων ροπής είναι τοποθετημένο υπό γωνία με τον άξονα X προκειμένου να προσεγγιστεί κατά το δυνατόν καλύτερα η υφιστάμενη κάτοψη του κτιρίου που παρατίθεται στην ιστοσελίδα [22] της βιβλιογραφίας. Η σύμμικτη πλάκα εδράστηκε στις δευτερεύουσες δοκούς Y οι οποίες απέχουν μέγιστη απόσταση 2 m, και τοποθετήθηκε έτσι ώστε οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου να είναι κάθετα σε αυτές. Η σύνδεση της πλάκας με τις δοκούς έγινε μέσω διατμητικών ήλων. Οι δοκοί της διεύθυνσης Y στηρίζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες δοκούς X και στα υποστυλώματα, πλην των προβόλων των μπαλκονιών και των δοκών εσωτερικά των μπαλκονιών που μορφώνονται ως μονόπακτες προκειμένου να παραλαμβάνουν την αρνητική ροπή των προβόλων στο εφαπτόμενο άκρο τους. Οι δοκοί X των πλαισίων ροπής στηρίζονται αμφίπακτα στα υποστυλώματα. Τέλος, τα υποστυλώματα εδράζονται στο έδαφος με στηρίξεις που δεσμεύουν τη ροπή στη διεύθυνση Y, ενώ λειτουργούν ως αρθρώσεις στη διεύθυνση X. Για την καλύτερη κατανόηση του φέροντα οργανισμού του κτιρίου παρατίθενται τα Σχήματα: Σχήμα 1.1 έως Σχήμα 1.6.



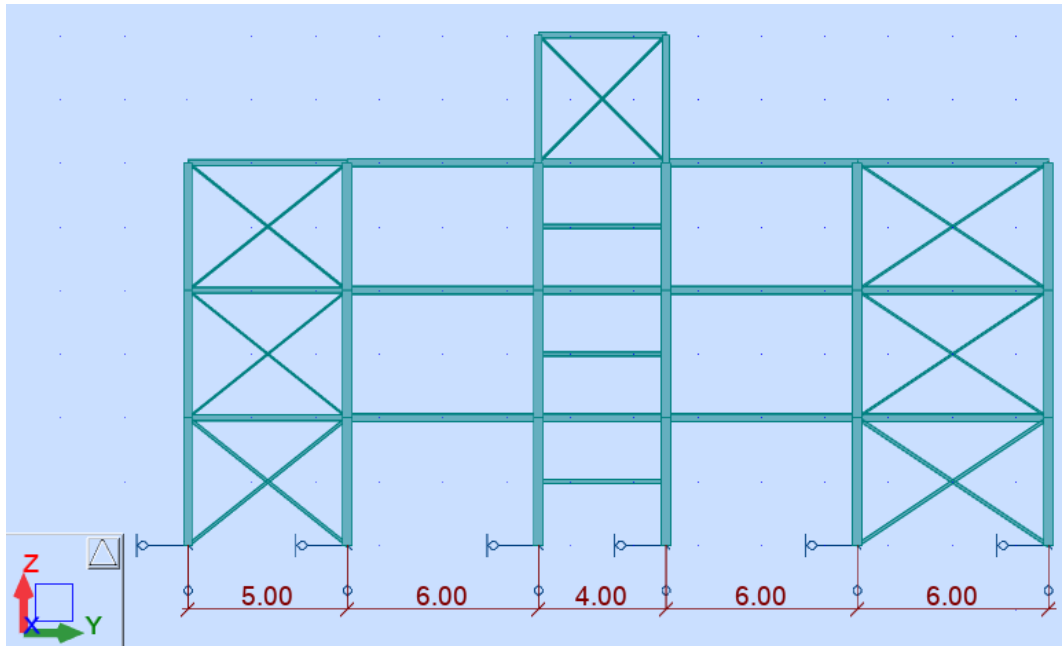
Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου α'



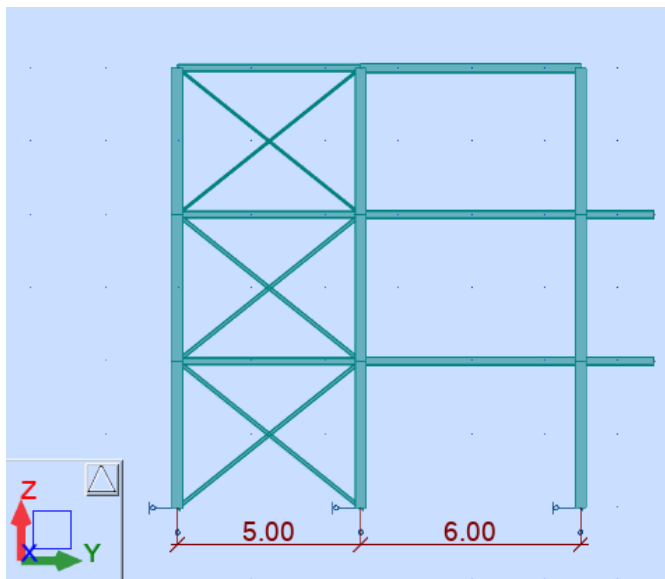
Σχήμα 1.2: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου β'



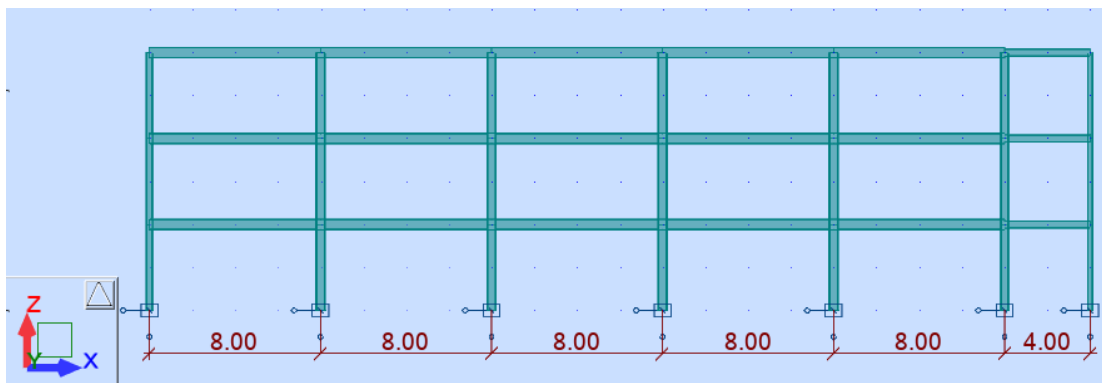
Σχήμα 1.3: Κάτοψη κτιρίου



Σχήμα 1.4: Εξωτερικό πλαίσιο με χιαστί συνδέσμους



Σχήμα 1.5: Εξωτερικό-Εσωτερικό πλαίσιο με χιαστί συνδέσμους



Σχήμα 1.6: Εσωτερικό πλαίσιο ροπής

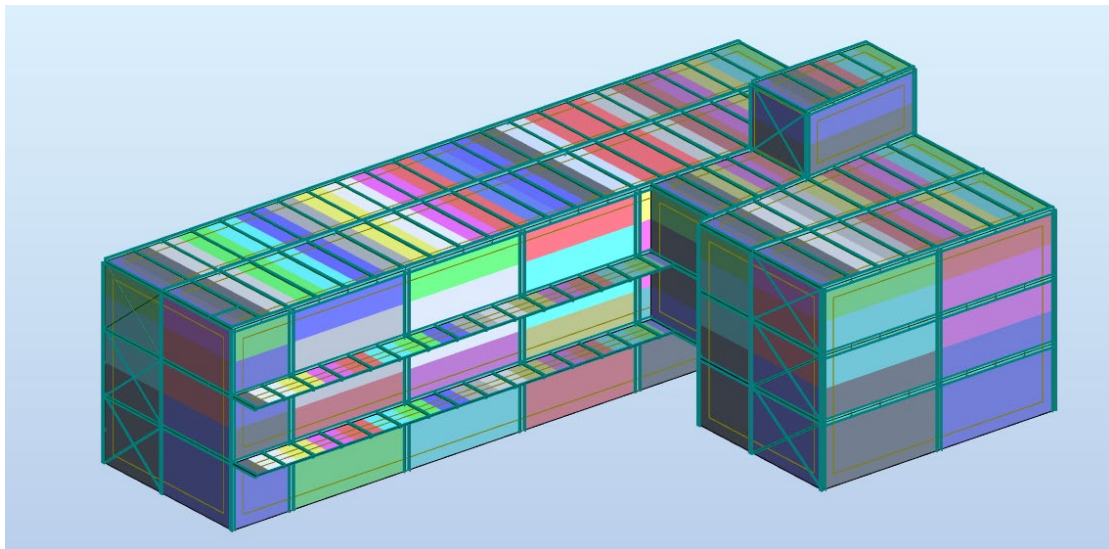
1.2 Προσομοίωση φορέα

Η προσομοίωση του φορέα έγινε στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2021 της εταιρείας Autodesk [23], εκτός της σύμμικτης πλάκας η οποία παραλήφθηκε από το μοντέλο και αναλύθηκε ξεχωριστά στο πρόγραμμα SymDeck Designer 2 της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ [24].

Η υλοποίηση των μπαλκονιών, για την στατική τους επάρκεια, έγινε με χρήση στηρίξεων επί του εδάφους στη φάση κατασκευής. Μετά την πήξη του σκυροδέματος και συνεπώς της ενεργοποίησης της σύμμικτης λειτουργίας των δοκών οι στηρίξεις αφαιρέθηκαν.

Οι αμφιέρειστες δοκοί Υ, προσομοιώθηκαν μέσω της εντολής “pinned releases”, ενώ, οι μονόπακτες δοκοί Υ και οι πρόβολοι με “fixed-pinned releases”. Οι δοκοί της διεύθυνσης αυτής αναλύθηκαν στο πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator της εταιρείας Constructalia, ως σύμμικτες.

Για την εισαγωγή των επιφανειακών φορτίων στο πρόγραμμα, δημιουργήθηκαν οι επιφάνειες “claddings” πάνω στις οποίες επιβλήθηκαν τα φορτία. Επιπλέον, δόθηκε η εντολή να μεταφέρεται το φορτίο των claddings κατά μία διεύθυνση και συγκεκριμένα κάθετα στη διεύθυνση των δευτερευουσών δοκών όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 1.7. Επισημαίνεται ότι, για τη σωστή κατανομή των επιφανειακών φορτίων από τα κατακόρυφα claddings, οι χιαστί σύνδεσμοι εξαιρέθηκαν μέσω της εντολής “ignore” προκειμένου το φορτίο να κατανεμηθεί στην άνω και κάτω δοκό αυτών.



Σχήμα 1.7: Κατανομή επιφανειακών φορτίων στα μέλη σύμφωνα με τα πλάτη επιρροής φόρτισης

Η προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας έγινε μέσω της εντολής “rigid links” σύμφωνα με την οποία οι μετακινήσεις όλων των κόμβων μιας κάτοψης συνδέονται με αυτές του κύριου κόμβου.

Οι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας ορίστηκαν ως truss bars προκειμένου να παραλαμβάνουν μόνο αξονική.

Σχετικά με τα μήκη λυγισμού των μελών, για τα υποστυλώματα ορίστηκε $L_{cr,z}$ ίσο με το μήκος του μέλους (non-sway, coeff,z=1), ενώ το $L_{cr,y}$ υπολογίστηκε αυτόματα από το Robot (εικονίδιο πλαισίου ροπής, sway) λαμβάνοντας υπόψη τις δυσκαμψίες των συνδεδεμένων μελών. Για τις δοκούς της διεύθυνσης X, το μήκος λυγισμού και για τις δύο διευθύνσεις υπολογίστηκε αυτόματα με την εντολή να λαμβάνει υπόψη τα σημεία τομής της δοκού με άλλα μέλη. Για τους κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, δεδομένου ότι συνδέονται στο μέσον τους, ορίστηκε ως L_{cr} το μισό μήκος της διαγωνίου.

1.3 Δομικά υλικά κατασκευής

1.3.1 Δομικός χάλυβας

Για τα υποστυλώματα, τις κύριες δοκούς της διεύθυνσης X και τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέχθηκε χάλυβας ποιότητας S275 με χαρακτηριστικά:

- Χαρακτηριστική τάση διαρροής: $f_y = 275$ MPa
- Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή: $f_u = 430$ MPa
- Μέτρο ελαστικότητας: $E_a = 210000$ MPa
- Μέτρο διάτμησης: $G_a = \frac{E_a}{2 \cdot (1 + \nu_a)}$
- Σταθερά Poisson: $\nu_a = 0,3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma_a = 78,5$ kN/m³

Για τις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς της διεύθυνσης Y επιλέχθηκε χάλυβας ποιότητας S355 με χαρακτηριστικά:

- Χαρακτηριστική τάση διαρροής: $f_y = 355$ MPa
- Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή: $f_u = 510$ MPa
- Μέτρο ελαστικότητας: $E_a = 210000$ MPa
- Μέτρο διάτμησης: $G_a = \frac{E_a}{2 \cdot (1 + \nu_a)}$
- Σταθερά Poisson: $\nu_a = 0,3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma_a = 78,5$ kN/m³

Επισημαίνεται ότι για τις τελικές διατομές του κτιρίου προέκυψε το ολικό βάρος χάλυβα ανά m² κάτοψης ίσο με 55 kg/m².

1.3.2 Σκυρόδεμα

Για την σύμμικτη πλάκα κάθε ορόφου, επιλέχθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 με χαρακτηριστικά:

- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου 28 ημερών: $f_{ck} = 25$ MPa
- Μέση εφελκυστική αντοχή: $f_{ctm} = 2.36$ MPa

- Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή 5%: $f_{ctk 0.05} = 1.8 \text{ MPa}$
- Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή 95%: $f_{ctk 0.95} = 3.3 \text{ MPa}$
- Μέση τιμή μέτρου ελαστικότητας: $E_{cm} = 30.5 \text{ GPa}$
- Ειδικό βάρος ξηρού σκυροδέματος: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Ειδικό βάρος νωπού σκυροδέματος: $\gamma_c = 26 \text{ kN/m}^3$

1.3.3 Χαλυβδόφυλλο

Για την υλοποίηση των σύμμικτων πλακών, χρησιμοποιήθηκε το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ, με πάχος $t=0.8\text{mm}$, ποιότητα χάλυβα S320 ($f_{yp}=320\text{MPa}$, $f_{up}=390\text{MPa}$) και γεωμετρικά χαρακτηριστικά όπως στο Σχήμα 1.8.



Σχήμα 1.8: Διατομή χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73, πάχους $t=0,8 \text{ mm}$

1.3.4 Χάλυβας οπλισμού

Για τον οπλισμό των πλακών χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας B500C με χαρακτηριστικό όριο διαρροής $f_{ys} = 500 \text{ MPa}$. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά των χαλύβων οπλισμού ταυτίζονται με αυτά των δομικών χαλύβων.

2 Δράσεις επί της κατασκευής

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται και κατηγοριοποιούνται οι δράσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, προκειμένου να προσεγγίζουν με τον καλύτερο δυνατό τρόπο τα ρεαλιστικά φορτία που θα καταπονήσουν την κατασκευή κατά τη διάρκεια της ζωής σχεδιασμού της.

2.1 Μόνιμες δράσεις

Στις μόνιμες δράσεις συγκαταλέγονται όλα τα φορτία που δρουν στην κατασκευή με σταθερή σχεδόν τιμή καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Τα φορτία αυτά αφορούν το συνολικό ίδιον βάρος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων.

2.1.1 Ίδιον βάρος φέροντος οργανισμού

Ίδιον βάρος μεταλλικού σκελετού

Τα ίδια βάρη των δομικών μεταλλικών μελών (δοκοί, υποστυλώματα, διαγώνιοι σύνδεσμοι) υπολογίζονται αυτόματα από το Robot. Το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του μεταλλικού σκελετού προκύπτει 1183,93 kN.

Ίδιον βάρος σύμμικτης πλάκας

Το ίδιο βάρος της σύμμικτης πλάκας (χαλυβδόφυλλο και οπλισμένο σκυρόδεμα) υπολογίστηκε απευθείας από το πρόγραμμα SymDeck Designer 2 σε 2,71 kN/m².

2.1.2 Ίδιον βάρος μη φερόντων στοιχείων

Προκειμένου να υπολογισθούν τα μόνιμα φορτία που δέχεται ο φέρων οργανισμός λόγω των μη φερόντων στοιχείων, επιλέχθηκαν προϊόντα του εμπορίου που με βάση τις τεχνικές τους προδιαγραφές υπολογίστηκε το ίδιο βάρος τους και κατ' επέκταση η επιρροή τους στον φορέα.

Υαλοπίνακες εξωτερικής όψης

Για την κάλυψη των επιλεγμένων όψεων με γυαλί, επιλέχθηκαν θερμικά σκληρυμένα τζάμια (Securit) πάχους 15mm. Οι διαστάσεις των γυάλινων πάνελ επιλέχθηκαν προκειμένου να ικανοποιούν τις απαιτήσεις των μεγίστων και ελαχίστων διαστάσεων του εμπορίου. Το ύψος κάθε γυάλινου πάνελ επιλέχθηκε 1m και μήκος επιλεγμένο ανά φάτνωμα έτσι ώστε σε φατνώματα με πλάτος μεγαλύτερο των 4m να τοποθετούνται 2 πάνελ κατά πλάτος του και 4 πάνελ καθ' ύψος του, ενώ για φατνώματα με πλάτος 4m να τοποθετείται 1 πάνελ κατά πλάτος φατνώματος και 4 καθ' ύψος.

Κάνοντας την παραδοχή ότι το μισό φορτίο της γυάλινης επιφάνειας κάθε φατνώματος καταπονεί την κάτω δοκό ενώ το υπόλοιπο μισό την πάνω δοκό του φατνώματος, προέκυψαν τα φορτία:

- Περιμετρικές δοκοί 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου

$$g = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,015m \cdot 4m = 1,5 \frac{kN}{m} \quad (2.1)$$

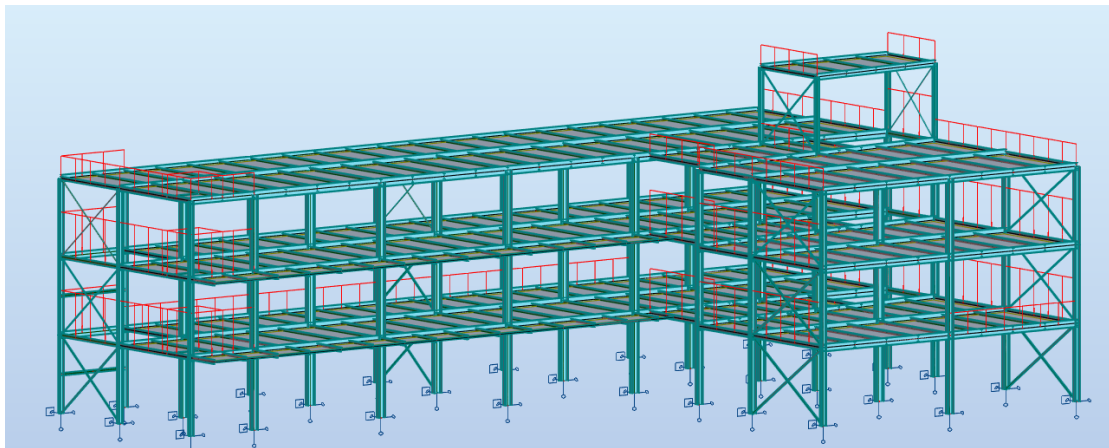
όπου,

$\gamma = 25 \frac{kN}{m^3}$ το ειδικό βάρος του γυαλιού και $t = 0,015m$ το πάχος του.

- Περιμετρικές δοκοί 3^{ου} ορόφου

$$g = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,015m \cdot 2m = 0,75 \frac{kN}{m} \quad (2.2)$$

Τα γραμμικά φορτία εισήχθησαν στο πρόγραμμα και επιβλήθηκαν στις επηρεαζόμενες δοκούς όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.1



Σχήμα 2.1: Φόρτιση των επηρεαζόμενων περιμετρικών δοκών από το ίδιο βάρος των γυάλινων πάνελ

Οι θέσεις τοποθέτησης των υαλοπινάκων απεικονίζονται στα Σχήματα: Σχήμα Α. 1 έως Σχήμα Α. 7 του Παραρτήματος Α.

Περιμετρική τοιχοποιία

Για την πλαυιοκάλυψη των μη γυάλινων όψεων επιλέχθηκε η τοιχοποιία aquarpanel outdoor της εταιρείας Knauf με μία στρώση τσιμεντοσανίδας εξωτερικά, διπλό μεταλλικό σκελετό, ενδιάμεση στρώση γυψοσανίδας μεταξύ των σκελετών, μονωτικό υλικό και μια στρώση γυψοσανίδας στην εσωτερική πλευρά (Σχήμα 2.4). Κάθε πάνελ επιλέχθηκε με πλάτος 1,2 m και ύψος 2 m σύμφωνα με τις διαθέσιμες τυποποιημένες διαστάσεις. Το ολικό πάχος της τοιχοποιίας είναι 207,5mm και το βάρος της 0,66 kN/m² (Σχήμα 2.3). Κάνοντας πάλι την παραδοχή ότι το φορτίο της τοιχοποιίας μεταφέρεται μισό στην άνω δοκό και μισό στην κάτω δοκό κάθε επηρεαζόμενου φατώματος προκύπτουν τα φορτία:

- Περιμετρικές δοκοί με πλάτος επιρροής φορτίου 2m

$$g = 0,66 \frac{kN}{m^2} \cdot 2m = 1,32 \frac{kN}{m} \quad (2.3)$$

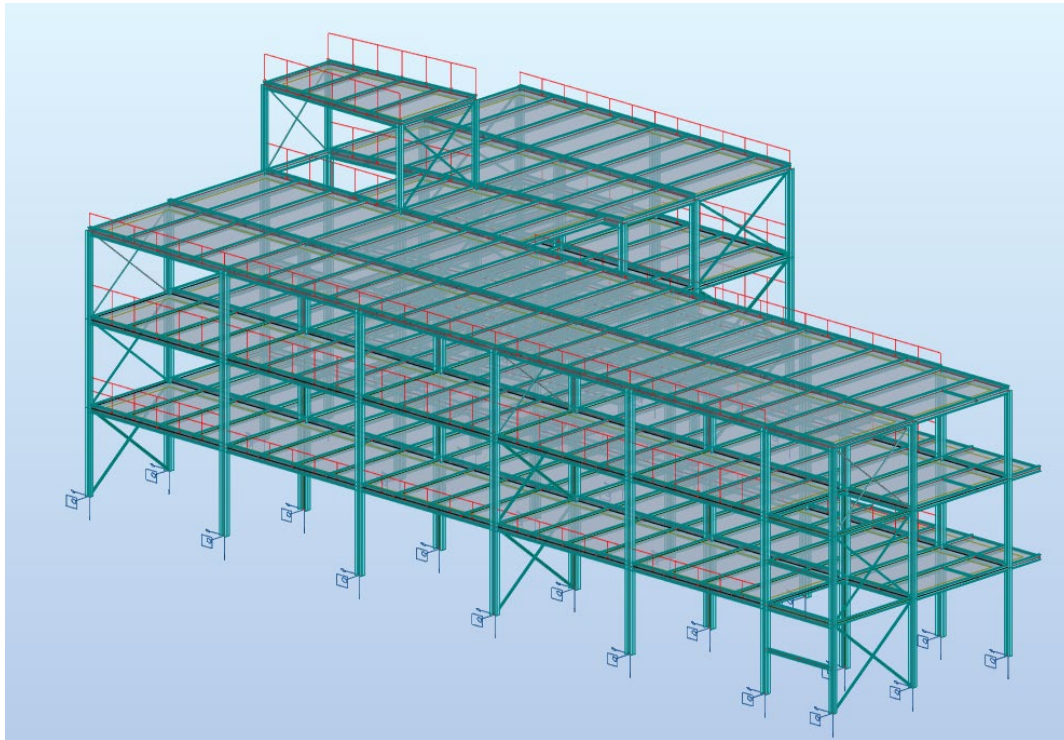
Όμοια προκύπτει το γραμμικό φορτίο για πλάτος επιρροής 4m για τις δοκούς στις οποίες υπάρχει άνω και κάτω τους πλήρης τοιχοποιία.

- Περιμετρικές δοκοί με πλάτος επιρροής 1,1m λόγω της ύπαρξης ανοιγμάτων (παράθυρα) στο υπόλοιπο πλάτος

$$g = 0,66 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,1m = 0,75 \frac{kN}{m} \quad (2.4)$$

Όμοια προκύπτει το γραμμικό φορτίο για πλάτος επιρροής 2,2m για τις δοκούς που υπάρχει άνω και κάτω τους τοιχοποιία με ανοίγματα λόγω των παραθύρων.

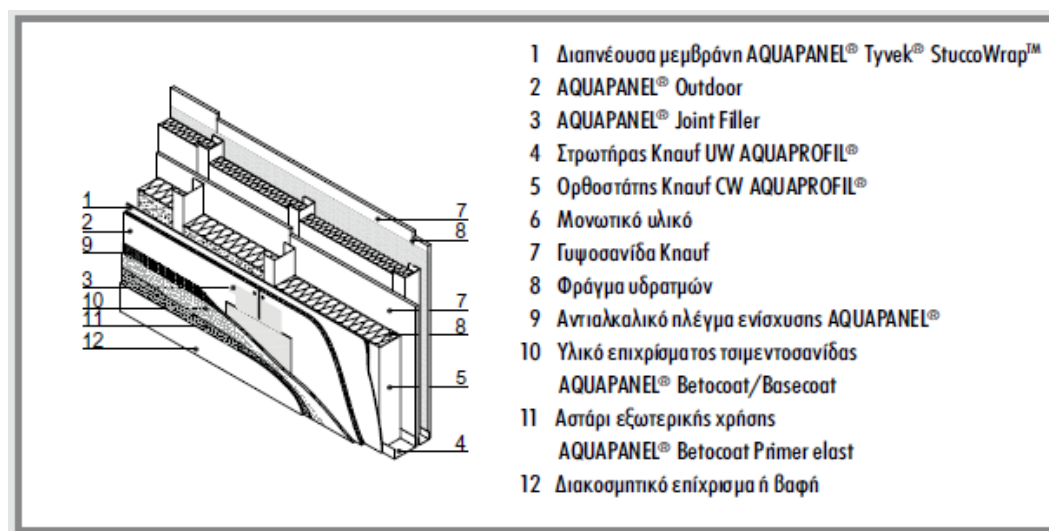
Στο Σχήμα 2.2 παρουσιάζεται η φόρτιση των επηρεαζόμενων περιμετρικών δοκών λόγω της τοιχοποιίας.



Σχήμα 2.2: Φόρτιση επηρεαζόμενων δοκών λόγω του ίδιου βάρους της τοιχοποιίας με τα αντίστοιχα πλάτη επιρροής φόρτισης.

Μεταλλικά προφίλ	Διαστάσεις d: πάχος τοιχοποιίας α: απόσταση ορθοστατών ε: κενό μεταξύ των σκελετών	Μονωτικό υλικό	Προδιαγραφές συστήματος			
			Βάρος τοιχοποιίας ¹	Κατηγορία πυραντοχής ²	Συντελεστής ηχομείωσης (dB)	Συντελεστής θερμικής διαπερατότητας (κ)
	Σύστημα	Τύπος μονωτικού	kg/m ²	min	R _w	W/m ² K
CW 75	d = 120 α = 600 mm (12.5+75+12.5+ε+75+15)	60 + 60 mm 40 kg/m ³	66	60	58 (-4;-12)	0.30
	d = 117.5 α = 600 mm (12.5+75+15+ε+75+15)	60 + 60 mm 40 kg/m ³	69	90	58 ³ (-4;-12)	0.30
CW 100	d = 137.5 α = 600 mm (12.5+100+12.5+ε+75+15)	80 + 60 mm 40 kg/m ³	67	60	61 (-4;-12)	0.26
	d = 142.5 α = 600 mm (12.5+100+15+ε+75+15)	80 + 60 mm 40 kg/m ³	70	90	61** (-4;-12)	0.26

Σχήμα 2.3: Τεχνικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας



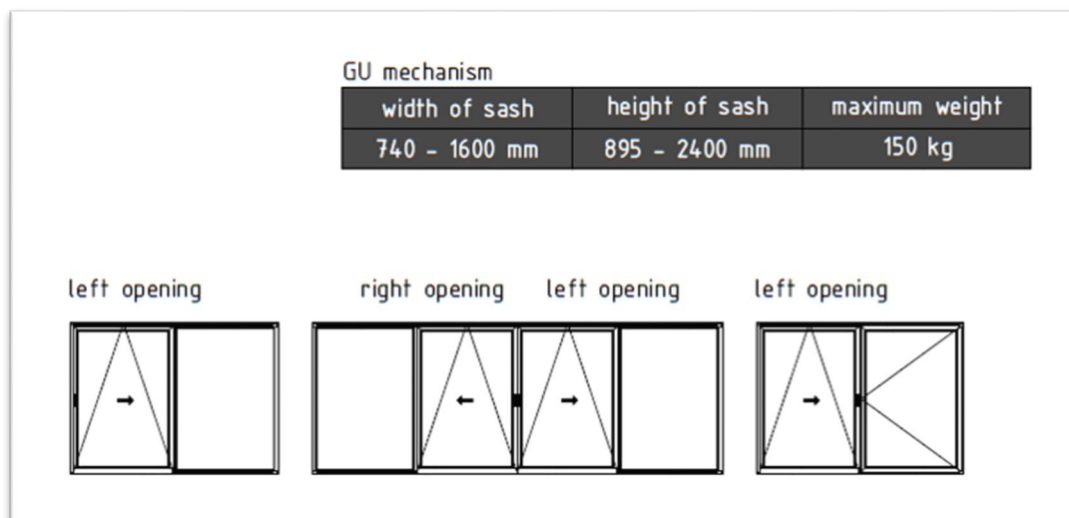
Σχήμα 2.4: Προφίλ τοιχοποιίας

Ανοίγματα

Στις 2 όψεις του κτιρίου επιλέχθηκαν να μπουν 5 παράθυρα ανά φάτνωμα όπως παρουσιάζεται στα Σχήματα: Σχήμα Α. 4 και Σχήμα Α. 5 του Παραρτήματος Α. Η επιλογή των κουφωμάτων έγινε από τη σειρά Ε45 της εταιρείας ΕΤΕΜ, με πλάτος 1500 mm και ύψος 1800 mm ανά άνοιγμα. Το βάρος της κάσας κάθε ανοίγματος εκτιμήθηκε σε 120kg, συνεπώς σε 44kg/m² ανοίγματος σύμφωνα με το τεχνικό εγχειρίδιο (Σχήμα 2.5). Επιπλέον, επιλέχθηκε γυαλί πάχους 12 mm με επιφανειακό φορτίο $g = 25kN/m^3 \cdot 0,012m = 0,3kN/m^2$. Θεωρώντας ότι η κατανομή του φορτίου έγινε κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (μισό στην άνω και μισό στην κάτω δοκό), προέκυψε το γραμμικό φορτίο ανά επηρεαζόμενη δοκό ενός φαντώματος:

$$g = \frac{5 \cdot \frac{(0,44 + 0,3)kN}{m^2} \cdot 1,5m \cdot \frac{1,8}{2}m}{8m} = 0,63 kN/m \quad (2.5)$$

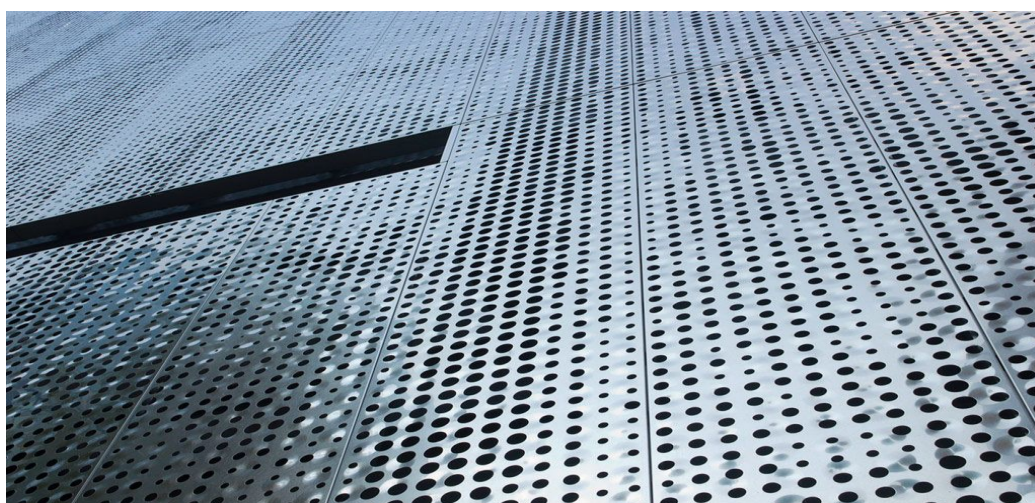
Το γραμμικό φορτίο λόγω του ίδιου βάρους των παραθύρων επιβλήθηκε στις επηρεαζόμενες περιμετρικές δοκούς κατά τρόπο όμοιο με το Σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.5: Απόσπασμα τεχνικών χαρακτηριστικών κουφωμάτων

Διάτρητα μεταλλικά πάνελ

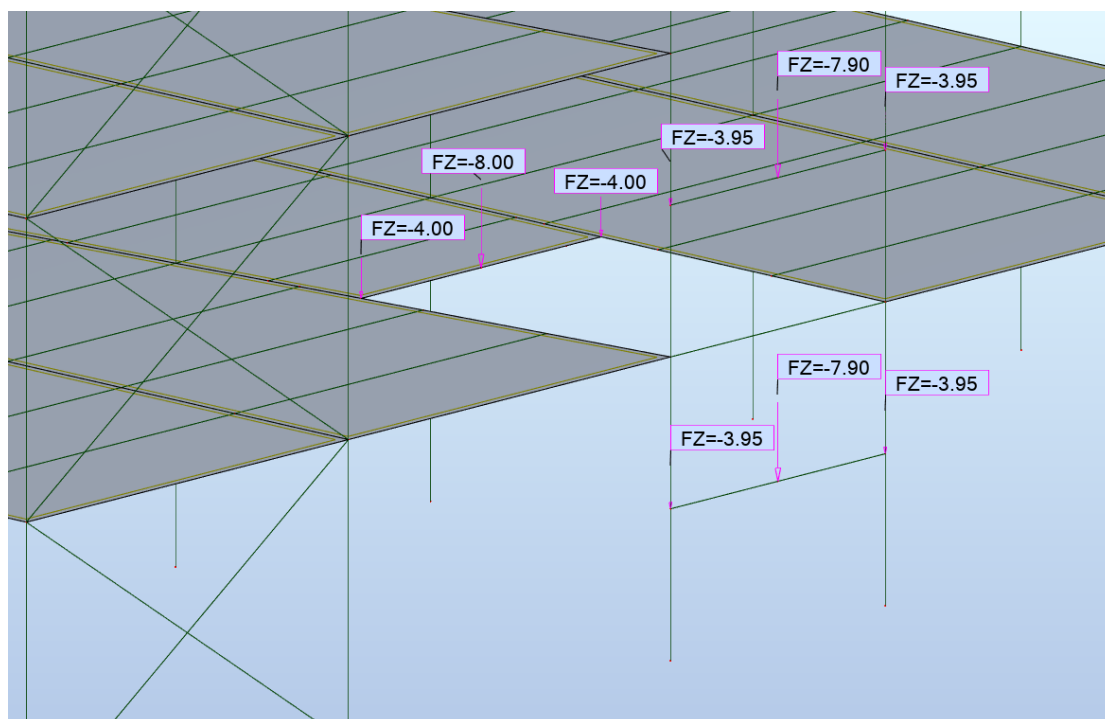
Για αισθητική επένδυση μέρους των εξωτερικών όψεων του κτιρίου, χρησιμοποιήθηκαν διάτρητα μεταλλικά πάνελ της εταιρείας NEPEAN. Επιλέχθηκαν πάνελ από γαλβανισμένο χάλυβα με διαστάσεις ενός φύλλου 2000x1000x3 mm (ύψος, πλάτος, πάχος) και βάρους 14 kg/m². Σε κάθε φάτνωμα επιλογής, τοποθετήθηκε αριθμός μεταλλικών πάνελ ίσος με το πλάτος του φανώματος. Για το σύνολο των τοποθετούμενων πάνελ ανά φάτνωμα, βρέθηκε με βάση τα πλάτη επιρροής το γραμμικό φορτίο που καταπονεί τις δοκούς και επιβλήθηκε σε αυτές κατά αντίστοιχο τρόπο με το Σχήμα 2.2. Οι ακριβείς θέσεις τοποθέτησης των διάτρητων πάνελ απεικονίζονται στα Σχήματα: Σχήμα Α. 1 έως Σχήμα Α. 7 του Παραρτήματος Α. Στο Σχήμα 2.6 παρουσιάζεται μία ενδεικτική μορφή των μεταλλικών φύλλων.



Σχήμα 2.6: Ενδεικτική απεικόνιση διάτρητων μεταλλικών φύλλων επένδυσης

Σκάλες

Για κάθε κλιμακοστάσιο επιλέχθηκαν ευθύγραμμες σκάλες με πλατύσκαλο στο μέσον των συνδεδεμένων ορόφων. Κάθε ευθύγραμμη σκάλα αποτελείται από 2 μεταλλικούς βαθμιδοφόρους. Για τους βαθμιδοφόρους επιλέχθηκε μεταλλική διατομή UPN220 με βάρος 0,294 kN/m, πάνω στους οποίους συνδέονται απευθείας προκατασκευασμένες βαθμίδες από σκυρόδεμα πάχους 5 cm και βάρους 1,25 kN/m². Το δισδιάστατο αμφιέριστο στατικό σύστημα ενός κεκλιμένου βαθμιδοφόρου και της οριζόντιας δοκού που φέρει το πλατύσκαλο, επιλύθηκε για τα γραμμικά μόνιμα φορτία που δέχεται και οι αντιδράσεις στηρίξεων που προέκυψαν επιβλήθηκαν στο πρόγραμμα σημειακά εκεί που συνδέονται με τις δοκούς όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.7



Σχήμα 2.7: Επιβολή σημειακών φορτίων λόγω μόνιμων δράσεων της σκάλας

Περιμετρική κάλυψη ανελκυστήρα

Για την πλαγιοκάλυψη του ανελκυστήρα επιλέχθηκαν γυάλινα πάνελ πάχους 15mm με φορτίο 0,375 kN/m². Το φορτίο μετατράπηκε σε γραμμικό πολλαπλασιάζοντας με το πλάτος επιρροής που αντιστοιχεί σε κάθε δοκό. Προκειμένου να επιβληθεί στις περιμετρικές δοκούς του ανελκυστήρα, τοποθετήθηκε μία επιπλέον βοηθητική δοκός κάθετα στις 2 επηρεαζόμενες δευτερεύουσες δοκούς.

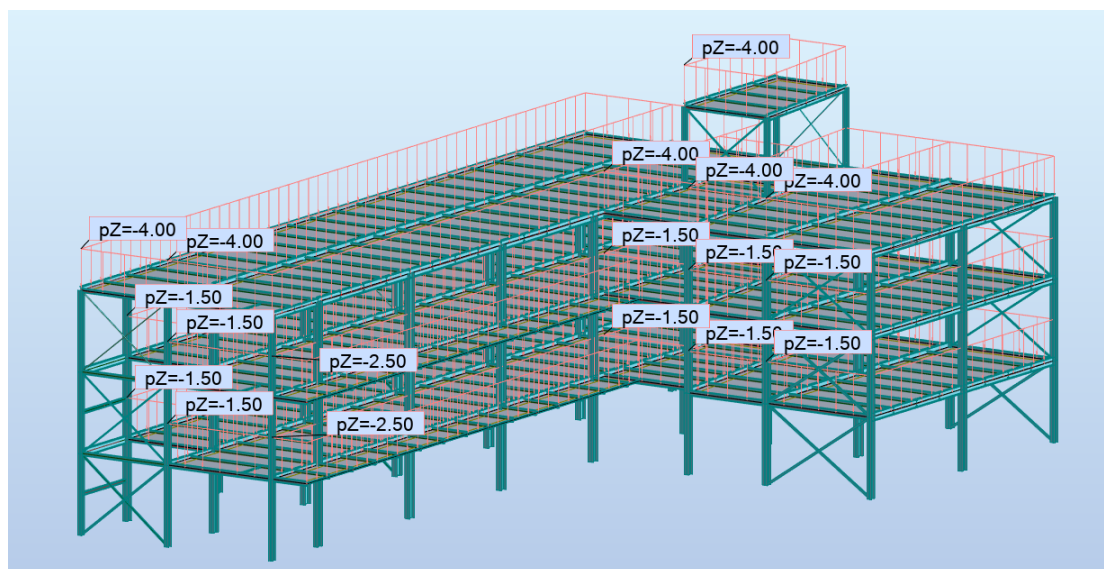
Πρόσθετα μόνιμα φορτία

Στους εσωτερικούς ορόφους του κτιρίου επιβλήθηκε σε δάπεδα και σκάλες, επιφανειακό φορτίο λόγω των επικαλύψεων, ψευδοροφών και ηλεκτρολογικών εγκαταστάσεων ίσο με $1,5 \text{ kN/m}^2$.

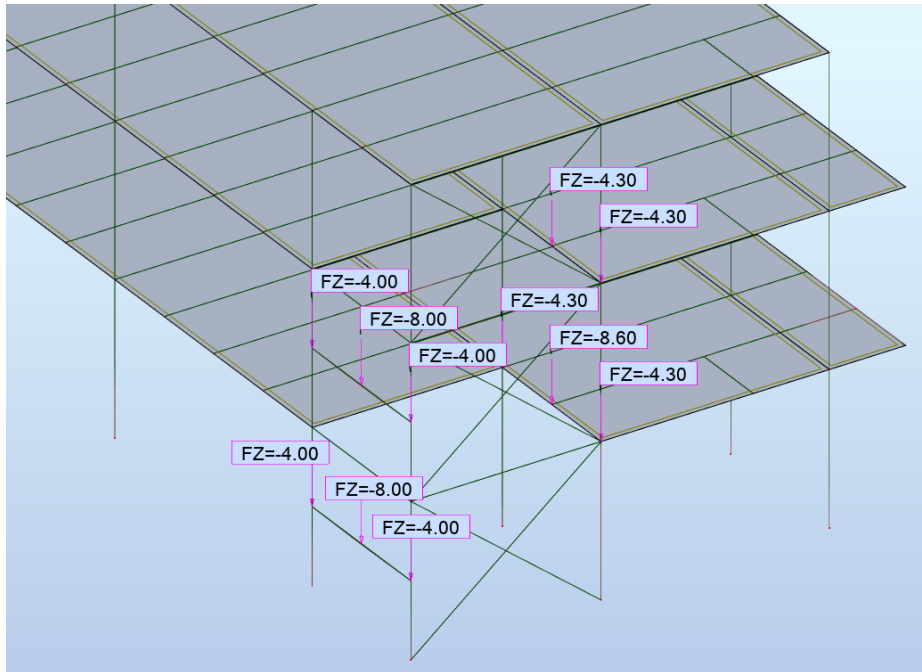
Στο βατό δώμα και στην πλάκα απόληξης του κλιμακοστασίου, επιβλήθηκε επιφανειακό φορτίο ίσο με 4 kN/m^2 το οποίο λαμβάνει υπόψη πρόσθετο σκυρόδεμα για την δημιουργία κλίσης ρύσεων 2% (2 kN/m^2), μονωτικό για στεγανοποίηση και γεωύφασμα ($0,7 \text{ kN/m}^2$), services ($0,7 \text{ kN/m}^2$) και επίστρωση ή πλακάκια ($0,6 \text{ kN/m}^2$).

Στα μπαλκόνια επιβλήθηκε πρόσθετο μόνιμο φορτίο $2,5 \text{ kN/m}^2$ (services, σκυρόδεμα κλίσης ρύσεων, μονωτικό, πλακάκια). Στο Σχήμα 2.8 απεικονίζονται τα επιφανειακά φορτία.

Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία των σκαλών μεταφέρθηκαν σημειακά στο φορέα (Σχήμα 2.9) αντίστοιχα με την αναφερόμενη διαδικασία για τα μόνιμα φορτία τους.



Σχήμα 2.8: Πρόσθετα μόνιμα επιφανειακά φορτία



Σχήμα 2.9: Σημειακή φόρτιση φορέα λόγω των πρόσθετων μόνιμων φορτίων των σκαλών

2.2 Μεταβλητές δράσεις

Στις μεταβλητές δράσεις ανήκουν τα φορτία με μη σταθερό μέγεθος, όπως τα επιβαλλόμενα φορτία λόγω της χρήσης του κτιρίου, οι δράσεις που προκαλούνται από άνεμο και χιόνι.

2.2.1 Επιβαλλόμενα φορτία

Τα επιβαλλόμενα φορτία οφείλονται στη χρήση του κτιρίου και περιλαμβάνουν τη δράση των ανθρώπων, την ύπαρξη επίπλων και μετακινήσιμων αντικειμένων και άλλων μεταβλητών παραγόντων φόρτισης κατά τη λειτουργία του κτιρίου. Λόγω της αβεβαιότητας του μεγέθους και της θέσης των φορτίων αυτών, οι τιμές τους δίνονται από τους Ευρωκώδικες, ανάλογα με τη χρήση του κτιρίου.

Το παρόν κτίριο στεγάζει γραφεία και ανήκει στην κατηγορία χρήσης Β σύμφωνα με τον κανονισμό. Τα επιβαλλόμενα επιφανειακά φορτία λήφθηκαν για τη συγκεκριμένη κατηγορία χρήσης από το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.1. Επιπλέον, για τα δάπεδα λήφθηκε πρόσθετο επιβαλλόμενο επιφανειακό φορτίο $q_k=0,8 \text{ kN/m}^2$, προκειμένου να ληφθούν υπόψη τα μετακινήσιμα χωρίσματα σύμφωνα με τον Πίνακα 2.2.

Η στέγη της απόληξης του κλιμακοστασίου επιλέχθηκε μη προσβάσιμη και συνεπώς κατατάσσεται στην κατηγορία χρήσης Η. Το επιβαλλόμενο επιφανειακό φορτίο της λήφθηκε από το Εθνικό Προσάρτημα όπως απεικονίζεται στον Πίνακα 2.3.

Τελικώς, τα δάπεδα φορτίστηκαν με $2,8 \text{ kN/m}^2$, τα μπαλκόνια με 5 kN/m^2 , η στέγη με $0,5 \text{ kN/m}^2$ και οι σκάλες με $3,5 \text{ kN/m}^2$. Το επιβαλλόμενο επιφανειακό φορτίο των σκαλών μεταφέρθηκε στο μοντέλο με σημειακές φορτίσεις στις δοκούς κατά

αντίστοιχο τρόπο με τα μόνιμα επιφανειακά φορτία τους όπως παρουσιάστηκε στην παράγραφο «Σκάλες» του Κεφαλαίου 2.1.2.

Πίνακας 2.1: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτιρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α και Κατηγορία Β		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Πίνακας 2.2: Πρόσθετο ομοιόμορφο κατανεμημένο επιβαλλόμενο φορτίο για την προσομοίωση των μετακινήσιμων χωρισμάτων

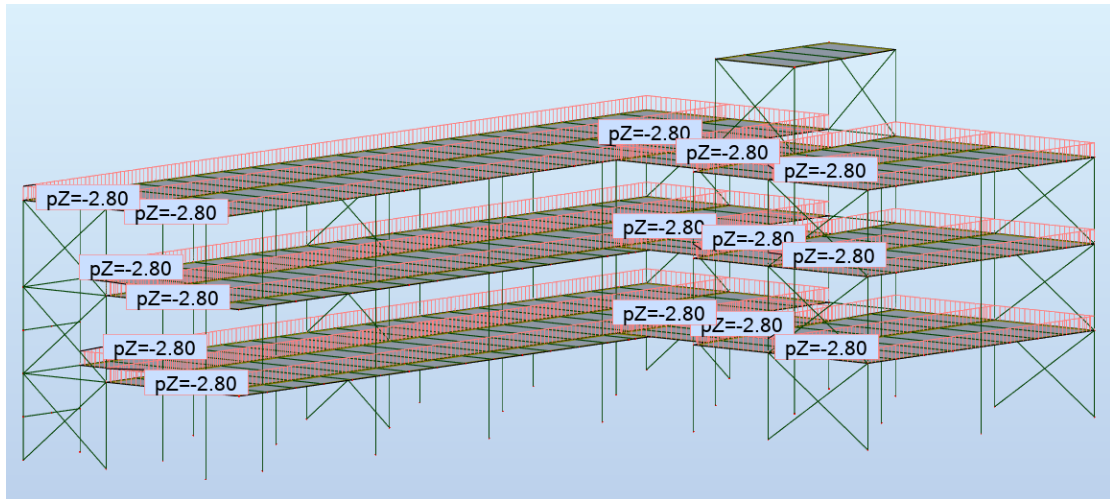
- για μετακινήσιμα χωρίσματα με ίδιον βάρος $\leq 1,0$ kN/m μήκους τοίχου: $q_k=0,5$ kN/m²
- για μετακινήσιμα χωρίσματα με ίδιον βάρος $\leq 2,0$ kN/m μήκους τοίχου: $q_k=0,8$ kN/m²
- για μετακινήσιμα χωρίσματα με ίδιον βάρος $\leq 3,0$ kN/m μήκους τοίχου: $q_k=1,2$ kN/m².

Πίνακας 2.3: Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας Η

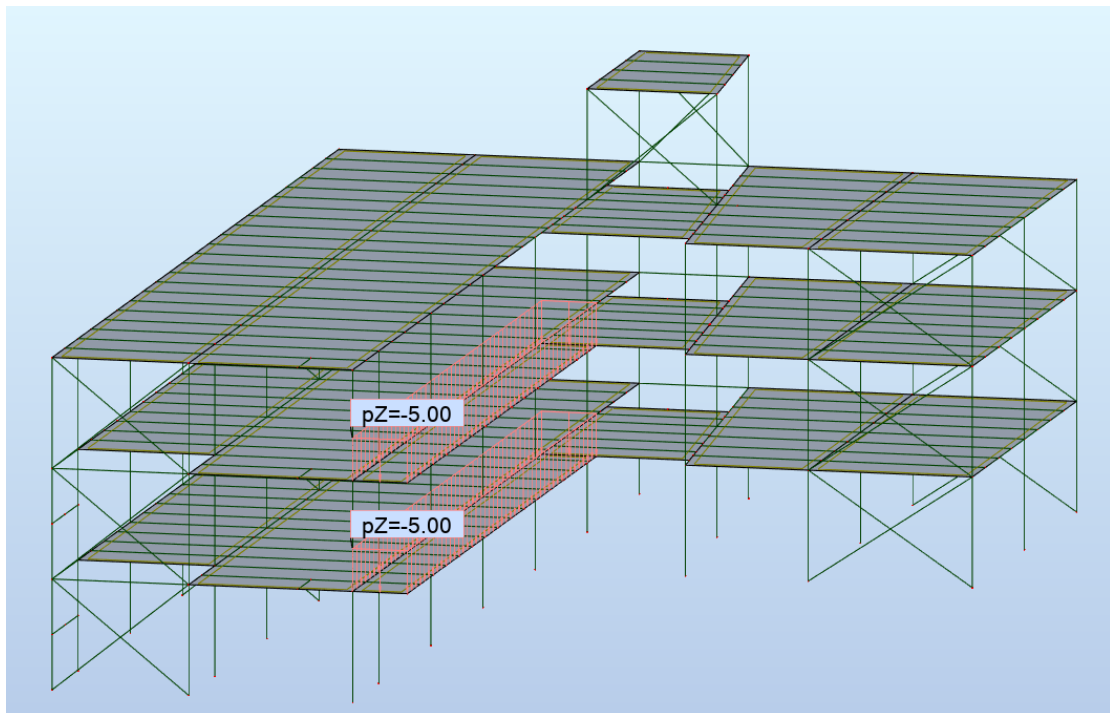
Στέγη	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Η	0,5	1,0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Το q_k μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα είτε σε όλη τη στέγη είτε σε ένα τμήμα της στέγης εμβαδού, πάντως όχι μικρότερου, των 10m ² .		
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Βλέπε επίσης 3.3.2 (1).		

Τα επιφανειακά επιβαλλόμενα φορτία επιβλήθηκαν στα claddings όπως απεικονίζονται στα: Σχήμα 2.10, Σχήμα 2.11 και Σχήμα 2.12.

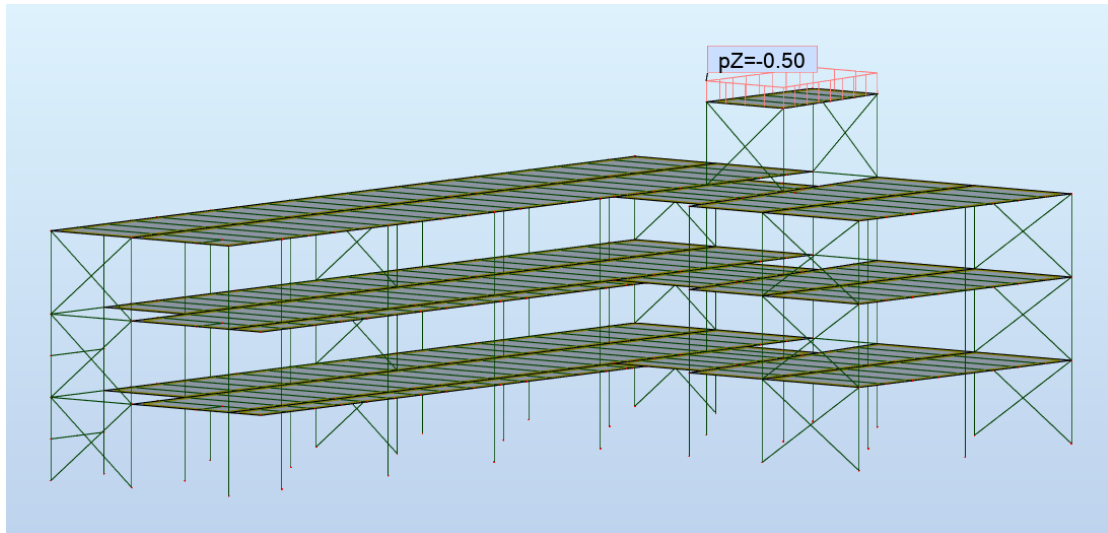
Τα επιφανειακά επιβαλλόμενα φορτία των σκαλών μεταφέρθηκαν σημειακά στο φορέα (Σχήμα 2.13) αντίστοιχα με την αναφερόμενη διαδικασία για τα μόνιμα φορτία τους.



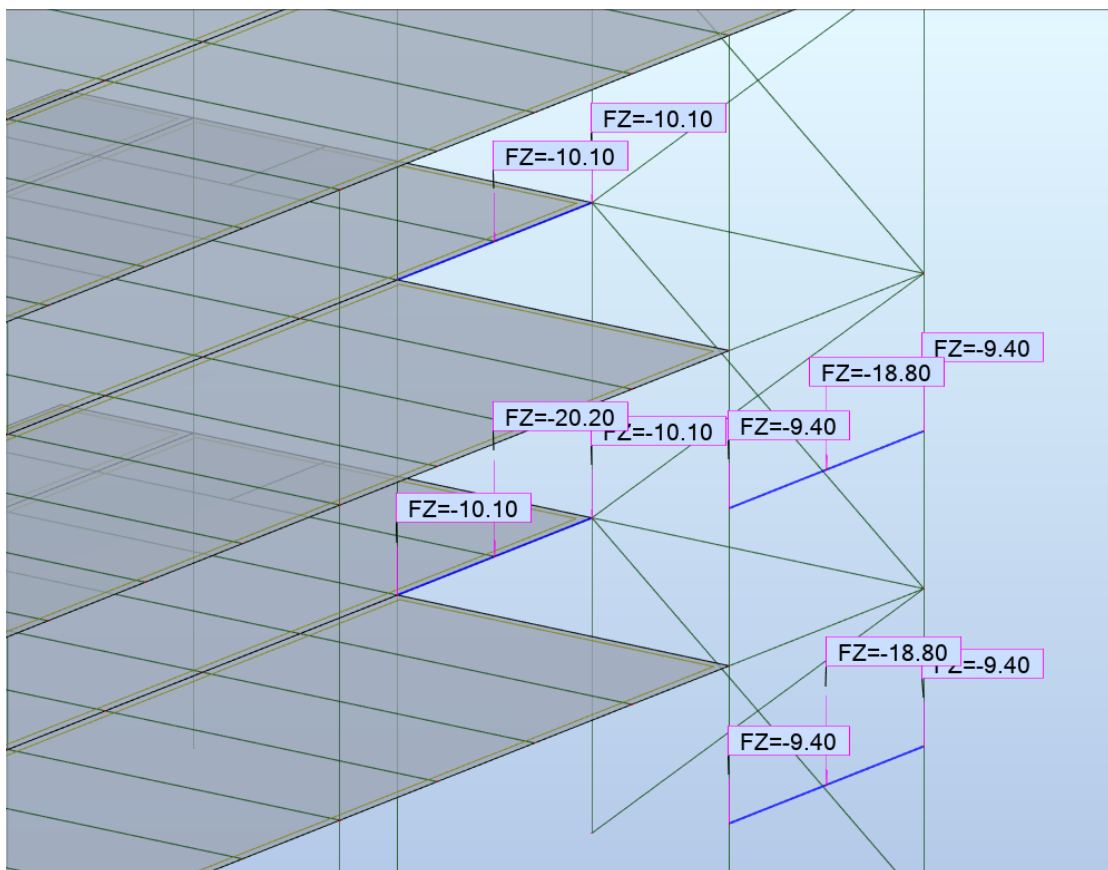
Σχήμα 2.10: Επιβαλλόμενα φορτία στα δάπεδα



Σχήμα 2.11: Επιβαλλόμενα φορτία στα μπαλκόνια



Σχήμα 2.12: Επιβαλλόμενα φορτία στη μη βατή στέγη



Σχήμα 2.13: Σημειακή φόρτιση φορέα λόγω των επιβαλλόμενων φορτίων των σκαλών

2.2.2 Φορτία χιονιού

Τα φορτία του χιονιού εξασκούνται στις στέγες και λαμβάνονται ως μεταβλητές δράσεις λόγω της μεταβολής του μεγέθους τους ως προς το χρόνο. Ως προς το χώρο θεωρούνται σταθερές. Για κανονικές συνθήκες χιονόπτωσης, οι δράσεις κατατάσσονται στις «με διάρκεια» καταστάσεις σχεδιασμού. Οι κύριες διατάξεις

φορτίων που λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό, είναι το μη παρασυρόμενο φορτίο χιονιού από απλή απόθεση επί της στέγης και το παρασυρόμενο φορτίο χιονιού από υψηλότερες κατασκευές σε επαφή, ή πολύ κοντινές με τη στέγη.

Το φορτίο του χιονιού θεωρείται ότι δρα κατακορύφως, και το μέγεθος του καθορίζεται από τον Ευρωκώδικα EN1991-1-3, συναρτήσει του υψομέτρου τοποθεσίας της κατασκευής, του βαθμού έκθεσης της, της κλίσης της στέγης και του υλικού κατασκευής της.

Η χαρακτηριστική τιμή $s_{k,A}$ του φορτίου του χιονιού στο έδαφος, συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A) για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση του αντίστοιχου Εθνικού Προσαρτήματος:

$$s_{k,A} = s_{k,0} \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right] \quad (2.6)$$

όπου,

$s_{k,0}$ είναι το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού σε έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας (A=0)

A είναι το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας (σε m).

Ως τοποθεσία κατασκευής του κτιρίου θεωρήθηκε η Αθήνα που με βάση την κατηγοριοποίηση των νομών της Ελλάδας σε ζώνες από το Εθνικό Προσάρτημα ανήκει στη ζώνη Β. Συνεπώς λήφθηκε $s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$, όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.4. Το υψόμετρο της τοποθεσίας του κτιρίου θεωρήθηκε 230 m. Βάση του κανονισμού το υψόμετρο A μετριέται με ακρίβεια 100m και στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα. Επομένως, λήφθηκε A = 300 m. Τελικώς προέκυψε $s_{k,A} = 0,9 \text{ kN/m}^2$ από την εξίσωση (2.6).

Πίνακας 2.4: Χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού σε έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας

Ζώνη	$s_{k,0} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
A	0,4
B	0,8
Γ	1,7

Τα φορτία χιονιού επί της στέγης προσδιορίζονται μέσω της εξίσωσης:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{k,A} \quad (2.7)$$

όπου,

μ_i Ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού

C_e Ο συντελεστής εκθέσεως

C_t Ο θερμικός συντελεστής, ο οποίο λαμβάνεται ίσος με 1 για στέγες από σκυρόδεμα

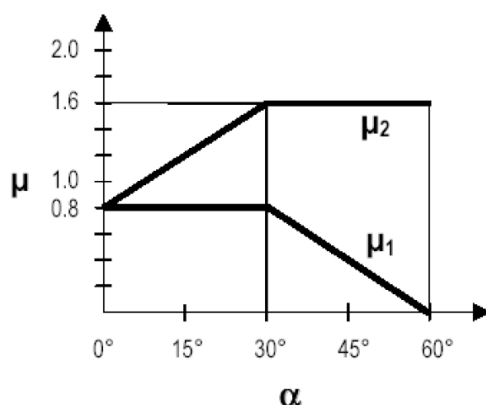
Το κτίριο θεωρήθηκε εκτεθειμένο και συνεπώς λήφθηκε $C_e = 0,8$ βάση του Πίνακα 5.1 του Ευρωκώδικα EN1991-1-3.

Φορτίο για μη παρασυρόμενο χιόνι επί της στέγης:

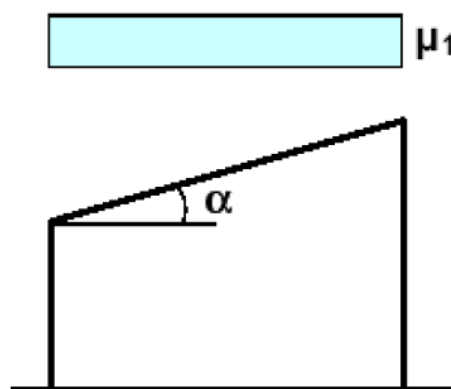
Πρόκειται για ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο χιονιού επί της στέγης το οποίο επηρεάζεται μόνον από το σχήμα της στέγης. Για μονοκλινείς στέγες με κλίση $\alpha = 0^\circ$ λαμβάνεται ο συντελεστής $\mu = 0,8$ σύμφωνα με το Σχήμα 2.14, ο οποίος είναι ενιαίος σε όλη την στέγη όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.15. Από την εξίσωση (2.7) προέκυψε το ομοιόμορφο επιφανειακό φορτίο χιονιού επί στέγης:

$$s = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 0,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (2.8)$$

Το φορτίο εισάγεται στα claddings της στέγης όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.20.



Σχήμα 2.14: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού



Σχήμα 2.15: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού – μονοκλινής στέγη

Παρασυρμένο φορτίο χιονιού επί της στέγης:

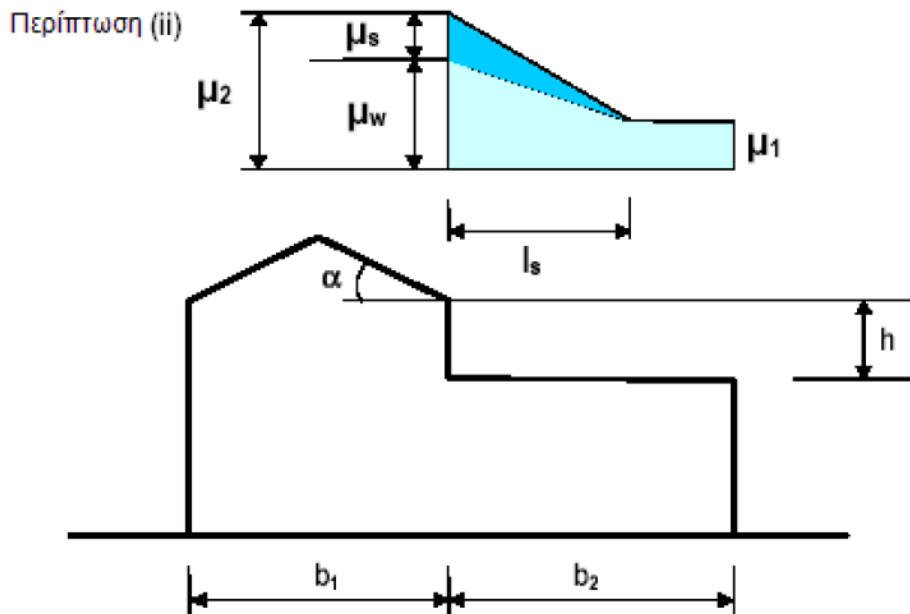
Πρόκειται για την κατανομή του φορτίου χιονιού επί της στέγης που είναι αποτέλεσμα της μετατόπισης του χιονιού από μια θέση σε άλλη θέση της στέγης π.χ. λόγω της δράσης του ανέμου. Η κατανομή του φορτίου έχει τη μορφή των διαγραμμάτων που απεικονίζονται στα Σχήματα: Σχήμα 2.16 και Σχήμα 2.17

όπου,

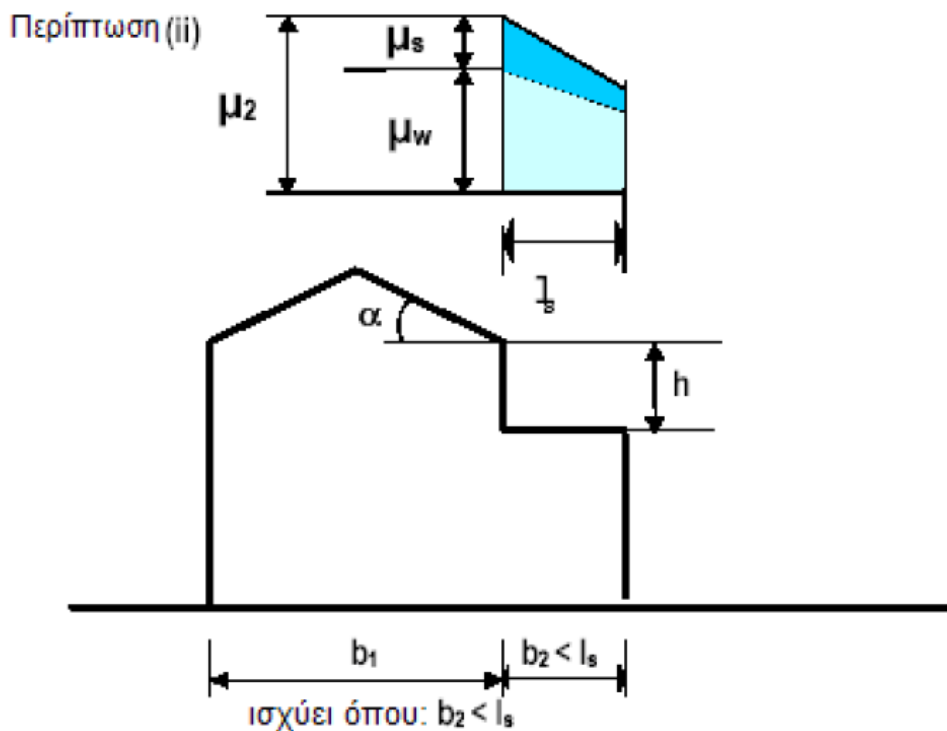
$\mu_1 = 0,8$, όπως υπολογίστηκε προηγουμένως,

$\mu_2 = \mu_w + \mu_s$, με $\mu_s = 0$ για κλίση στέγης $\alpha = 0^\circ$,

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h} \leq \frac{\gamma \cdot h}{s_k}, \text{ με } \gamma = 2 \text{ kN/m}^2 \text{ και περιορισμό } 0,8 \leq \mu_w \leq 4$$



Σχήμα 2.16: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού για στέγες σε επαφή με υψηλότερες κατασκευές ($l_s < b_2$)

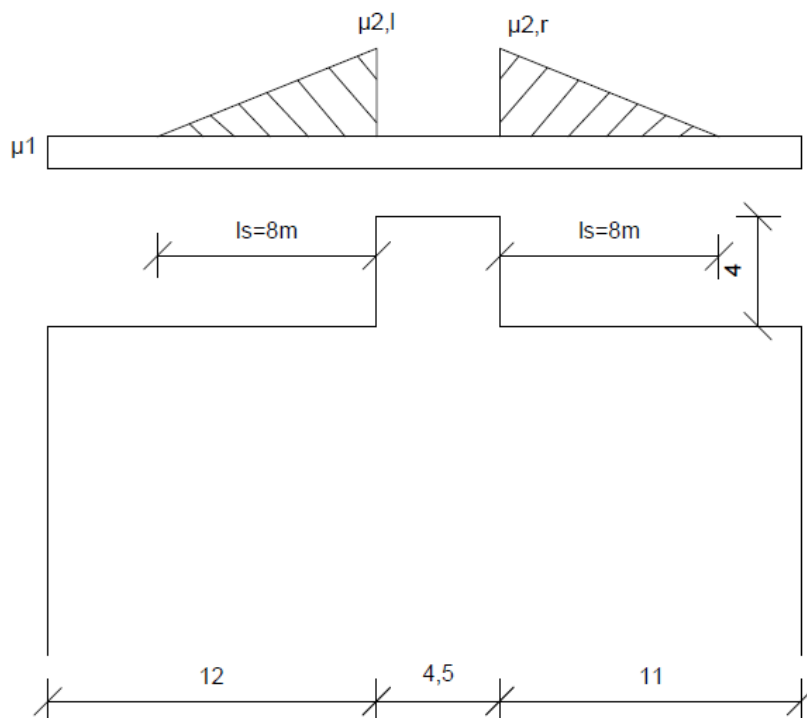


Σχήμα 2.17: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού για στέγες σε επαφή με υψηλότερες κατασκευές ($l_s > b_2$)

Για τις όψεις Y-Z και X-Z του κτιρίου, υπολογίζεται το πρόσθετο φορτίο χιονιού για τις περιοχές των διαγραμμάτων με συντελεστή μεγαλύτερο του μ_1 και μήκος l_s , μιας

και το ομοιόμορφο καταναμημένο φορτίο χιονιού με συντελεστή μ_1 υπολογίστηκε και επιβλήθηκε στην κατασκευή σύμφωνα με την προηγούμενη παράγραφο.

Όψη Y-Z:



Σχήμα 2.18: Συντελεστές σχήματος στέγης για την Όψη Y-Z του κτιρίου

Αριστερά:

$$\mu_{w,l} = \frac{4,5 + 11}{2 \cdot 4} = 1,94 \leq \frac{\gamma \cdot h}{s_k} = \frac{2 \cdot 4}{0,9} = 8,9$$

Δεξιά:

$$\mu_{w,r} = \frac{4,5 + 12}{2 \cdot 4} = 2,1 \leq \frac{\gamma \cdot h}{s_k} = \frac{2 \cdot 4}{0,9} = 8,9$$

Συντηρητικά λαμβάνεται $\mu_{2,r} = \mu_{2,l} = 2,1$ όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.18. Το μήκος απόθεσης προκύπτει $l_s = 2h = 8$ m. Για τον υπολογισμό του πρόσθετου φορτίου χιονιού με την τριγωνική κατανομή υπολογίζεται ο ισοδύναμος συντελεστής ομοιόμορφης κατανομής:

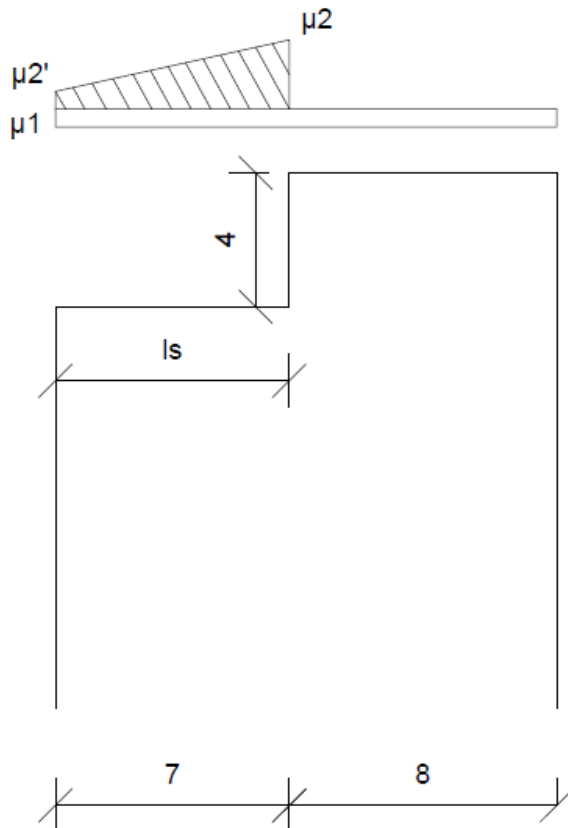
$$\mu_{i\sigma} = \frac{\mu_2 - \mu_1}{2} = 0,65$$

Το ισοδύναμο ομοιόμορφο φορτίο χιονιού υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης (2.7):

$$s = 0,65 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 0,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Το φορτίο μεταφέρεται μέσω των δευτερευουσών δοκών στις επηρεαζόμενες κύριες δοκούς πολλαπλασιασμένο με τα αντίστοιχα πλάτη επιρροής. Τα γραμμικά φορτία καταπόνησης των κύριων δοκών φαίνονται στο Σχήμα 2.20.

Όψη X-Z:



Σχήμα 2.19: Συντελεστές σχήματος στέγης για την Όψη X-Z του κτιρίου

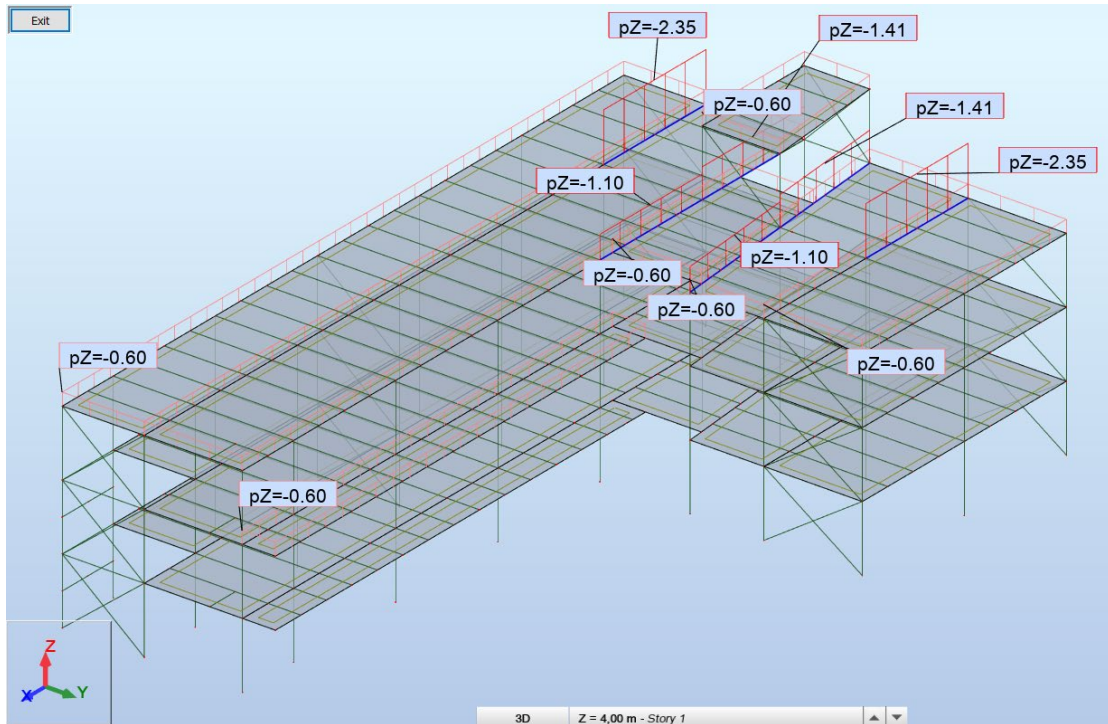
Αντίστοιχα με πριν υπολογίζονται τα μεγέθη:

$$\mu_2 = \mu_w = \frac{7 + 8}{2 \cdot 4} = 1,88 \leq \frac{\gamma \cdot h}{s_k} = \frac{2 \cdot 4}{0,9} = 8,9$$

Επειδή προκύπτει $l_s = 2h > b_2 = 7\text{m}$ το μήκος παράθεσης l_s λαμβάνεται 7 m σύμφωνα με την περίπτωση που απεικονίζεται στο Σχήμα 2.17. Η τιμή του μ_2 στο άκρο της στέγης προκύπτει μέσω γραμμικής παρεμβολής ίση με 0,94. Για τον υπολογισμό του πρόσθετου φορτίου χιονιού με την τραπεζοειδή κατανομή υπολογίζεται ο ισοδύναμος συντελεστής ομοιόμορφης κατανομής:

$$\mu_{\sigma} = \frac{(\mu_2 - \mu_1) + (\mu'_2 - \mu_1)}{2} = 0,61$$

Το ισοδύναμο ομοιόμορφο φορτίο χιονιού προκύπτει $s = 0,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ μέσω της εξίσωσης (2.7) και μεταφέρεται στο μοντέλο μέσω της γραμμικής καταπόνησης των επηρεαζόμενων κύριων δοκών όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.20.



Σχήμα 2.20: Φορτία χιονιού επί της στέγης

2.2.3 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου παρουσιάζουν διακυμάνσεις στο χρόνο και δρουν άμεσα ως πιέσεις επί των εξωτερικών επιφανειών κλειστών κατασκευών και, λόγω της πορώδους φύσης της εξωτερικής επιφάνειας, δρουν επίσης έμμεσα επί των εσωτερικών επιφανειών. Από τις πιέσεις που αναπτύσσονται σε περιοχές της επιφάνειας προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την επιφάνεια της κατασκευής. Οι δράσεις του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις και οι χαρακτηριστικές τιμές τους προσδιορίζονται βάση των διατάξεων του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 .

Βασική ταχύτητα ανέμου

Η βασική ταχύτητα ανέμου υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 33 \text{ m/s} \quad (2.9)$$

όπου,

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου και λαμβάνεται 33 m/s

για κατασκευές σε απόσταση μεγαλύτερη των 10 km από τη θάλασσα βάση του Εθνικού Προσαρτήματος

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης και λαμβάνεται ίσος με 1 βάση του Εθνικού Προσαρτήματος

c_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής και λαμβάνεται ίσος με 1 βάση του Εθνικού Προσαρτήματος

Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z από το έδαφος υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (2.10)$$

όπου,

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας εδάφους που υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης (4.9)

$c_0(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1

Για τον υπολογισμό του $c_r(z)$ θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους III βάση του Πίνακα 2.5.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (2.11)$$

όπου,

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας το οποίο λαμβάνεται από τον Πίνακα 2.5

k_r συντελεστής εδάφους ο οποίος υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,215$$

Για το ύψος του κτιρίου, $z = 12$ m προέκυψαν:

$$c_r(z = 12) = 0,793 \text{ και } v_m(z = 12) = 26,17 \text{ m/s}$$

Πίνακας 2.5: Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία εδάφους	z_0 m	z_{min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, 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

Στροβιλισμός ανέμου

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος $z = 12$ m υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης:

$$I_v(z = 12) = \frac{k_r \cdot v_b \cdot k_I}{v_m(z = 12)} = \frac{0,215 \cdot 33 \text{ m/s} \cdot 1}{26,17 \text{ m/s}} = 0,271 \quad (2.12)$$

όπου,

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού και λαμβάνεται ίσος με μονάδα βάση του Εθνικού Προσαρτήματος

Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος $z = 12$ m υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης:

$$q_p(z = 12) = [1 + 7 \cdot I_v(z = 12)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z = 12) = 1,24 \text{ kN/m}^2 \quad (2.13)$$

όπου,

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα και λαμβάνεται ίση με $1,25 \text{ kg/m}^3$ σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα

Πίεση ανέμου σε επιφάνειες

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$w_e = q_p(z = 12) \cdot c_{pe} \quad (2.14)$$

όπου,

c_{pe} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες του κτιρίου λαμβάνεται από την εξίσωση:

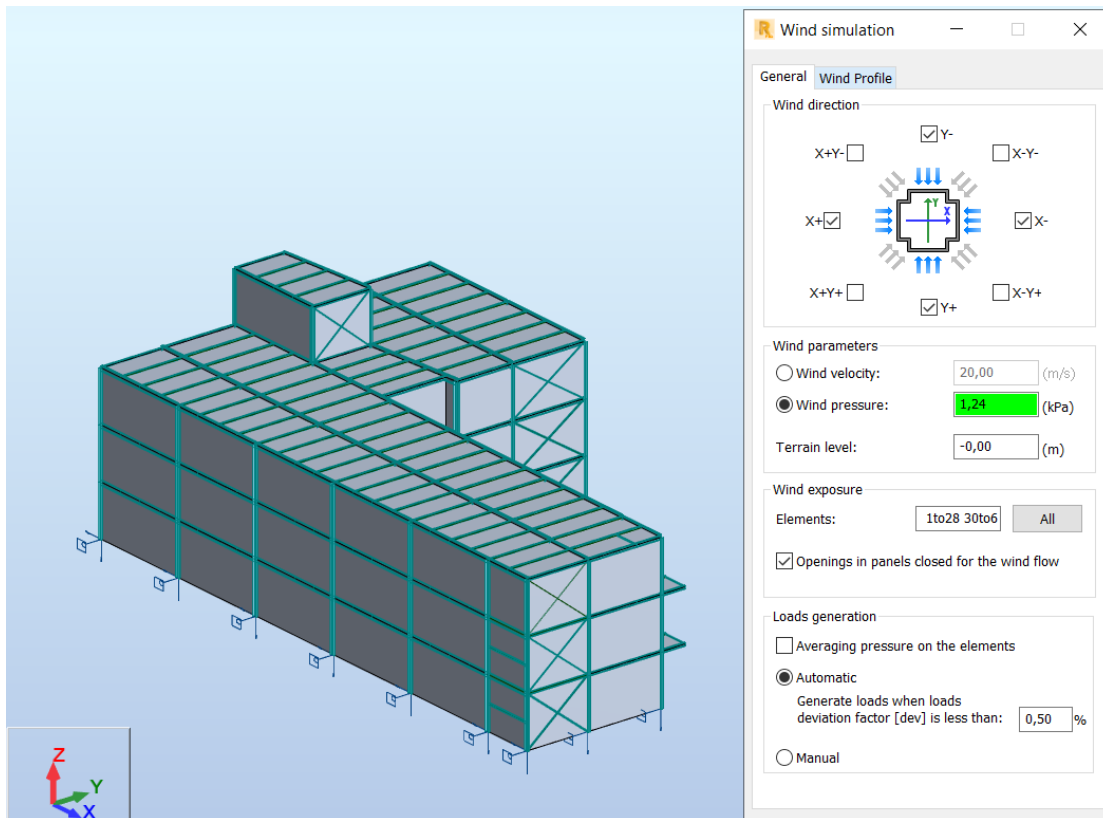
$$w_i = q_p(z = 12) \cdot c_{pi} \quad (2.15)$$

όπου,

c_{pi} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

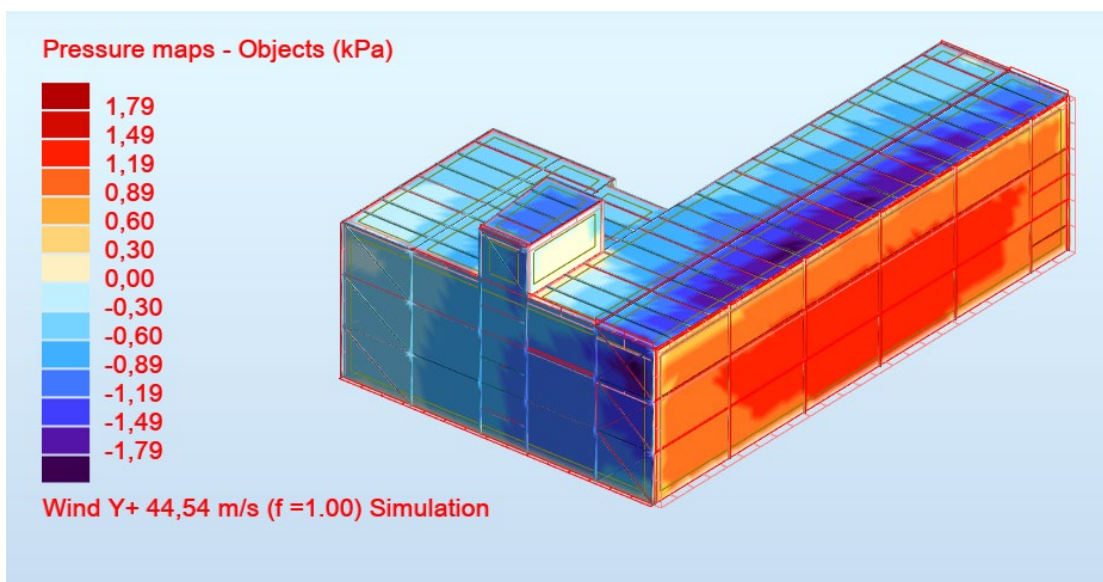
Προσομοίωση πίεσης ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες υπολογίστηκε απευθείας μέσω του εργαλείου wind simulation του Robot για 4 διευθύνσεις του ανέμου (+Y, -Y, +X, -X). Αρχικά εισήχθησαν στο πρόγραμμα κατακόρυφα claddings προκειμένου να λαμβάνονται ως επιφάνειες πρόσκρουσης του ανέμου (Σχήμα 2.21). Στη συνέχεια, στις παραμέτρους του wind simulation εισήχθη η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z = 12) = 1,24 \text{ kPa}$ που υπολογίστηκε μέσω της εξίσωσης (2.13).

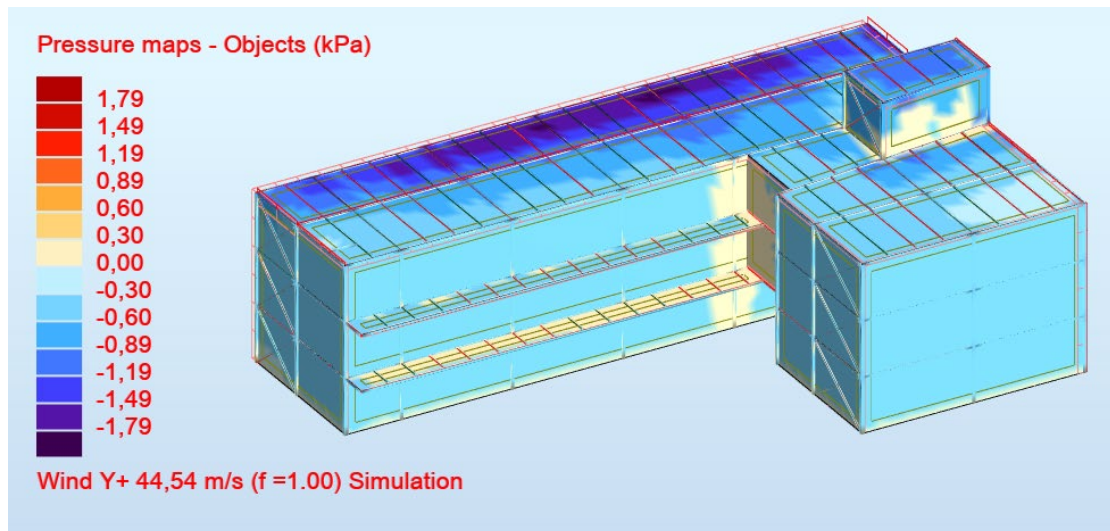


Σχήμα 2.21: Παράμετροι του εργαλείου wind simulation

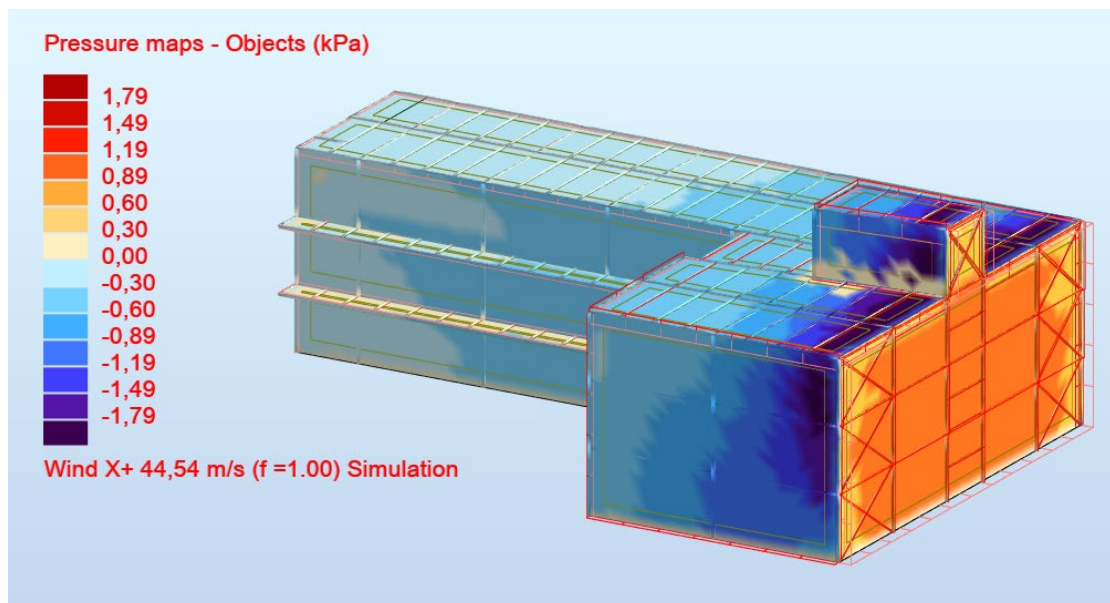
Ενδεικτικά παρουσιάζονται γραφικά, οι πιέσεις στις εξωτερικές επιφάνειες για τις διευθύνσεις ανέμου +Y και +X ως οι δυσμενέστερες.



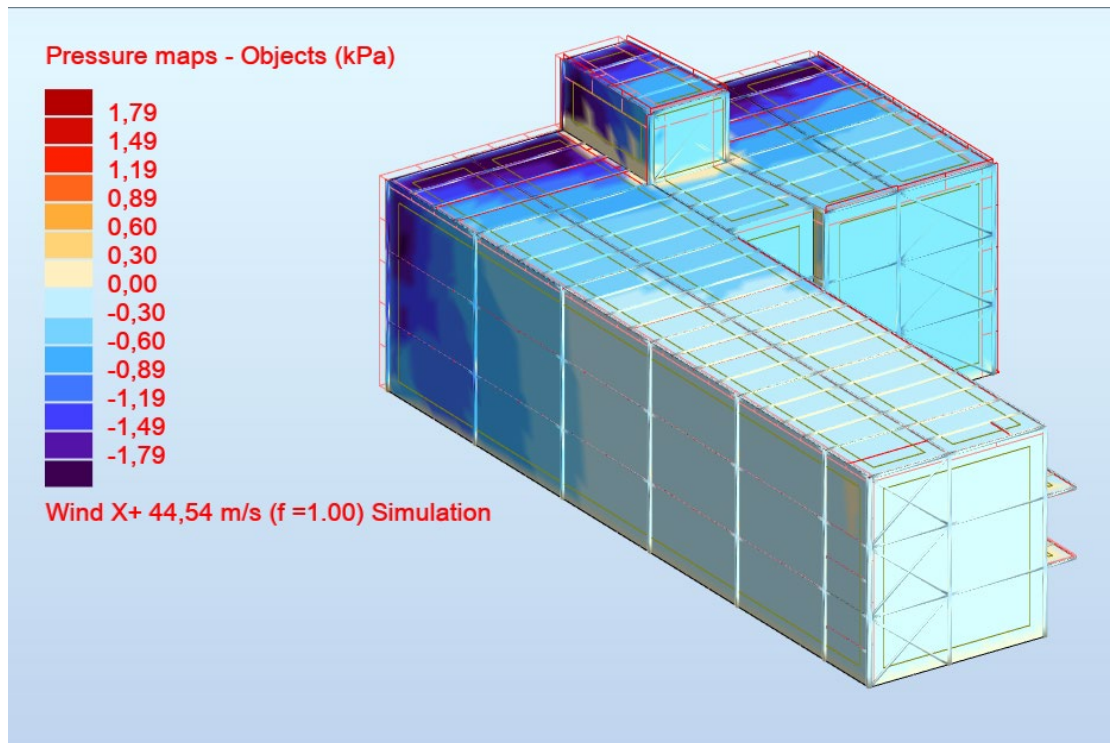
Σχήμα 2.22: Πιέσεις στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου λόγω ανέμου διεύθυνσης +Y (Προσήνεμη όψη)



Σχήμα 2.23: Πιέσεις στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου λόγω ανέμου διεύθυνσης +Y (Υπήνεμη όψη)



Σχήμα 2.24: Πιέσεις στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου λόγω ανέμου διεύθυνσης +X (Προσήνεμη όψη)



Σχήμα 2.25: Πιέσεις στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου λόγω ανέμου διεύθυνσης +X (Υπήνεμη όψη)

Προκειμένου να επαληθευτεί η εγγύτητα των αποτελεσμάτων του προγράμματος για τις πιέσεις των εξωτερικών επιφανειών, συγκρίθηκε η ολική τέμνουσα κατά την διεύθυνση του ανέμου που προκύπτει από το Robot με την τέμνουσα που υπολογίστηκε στο χέρι βάση των διατάξεων του Κανονισμού. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για διεύθυνση ανέμου +Y.

Άνεμος +Y:

Πίνακας 2.6: Πιέσεις στις εξωτερικές επιφάνειες των ορόφων του κτιρίου λόγω της δράσης ανέμου +Y

Κατακόρυφοι τοίχοι ορόφων	Ζώνη	$C_{p,e,10}$	w_e [kPa]
Προσήνεμη πλευρά	D	0,75	0,93
Υπήνεμη πλευρά	E	-0,4	-0,29

Πίνακας 2.7: Πιέσεις στις εξωτερικές επιφάνειες της απόληξης κλιμακοστασίου λόγω της δράσης ανέμου +Y

Κατακόρυφοι τοίχοι απόληξης κλιμακοστασίου	Ζώνη	$c_{p,e,10}$	w_e [kPa]
Προσήνεμη πλευρά	D	0,8	1,1
Υπήνεμη πλευρά	E	-0,5	-0,69

όπου,

οι συντελεστές $c_{p,e,10}$ για τους κατακόρυφους τοίχους ορόφων και τους τοίχους απόληξης κλιμακοστασίου λήφθηκαν από τον Πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4.

Η ολική τέμνουσα στη διεύθυνση Y με υπολογισμό στο χέρι προκύπτει:

$$V_Y = (0,93 + 0,29)kPa \cdot 44 m \cdot 12 m + (1,1 + 0,69)kPa \cdot 4 m \cdot 8 m = 701,44 kN$$

όπου,

(44 m · 12 m) η κατακόρυφη επιφάνεια των τοίχων των ορόφων του κτιρίου της προσήνεμης και της υπήνεμης πλευράς,

(4 m · 8 m) η κατακόρυφη επιφάνεια των τοίχων της απόληξης κλιμακοστασίου της προσήνεμης και της υπήνεμης πλευράς

Η ολική τέμνουσα στη διεύθυνση Y από το Robot προκύπτει: $V_Y = 700,76 kN$

Συνεπώς, κρίθηκε έγκυρη η διαδικασία υπολογισμού των πιέσεων στις εξωτερικές επιφάνειες από το πρόγραμμα.

Πίεση ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες του κτιρίου

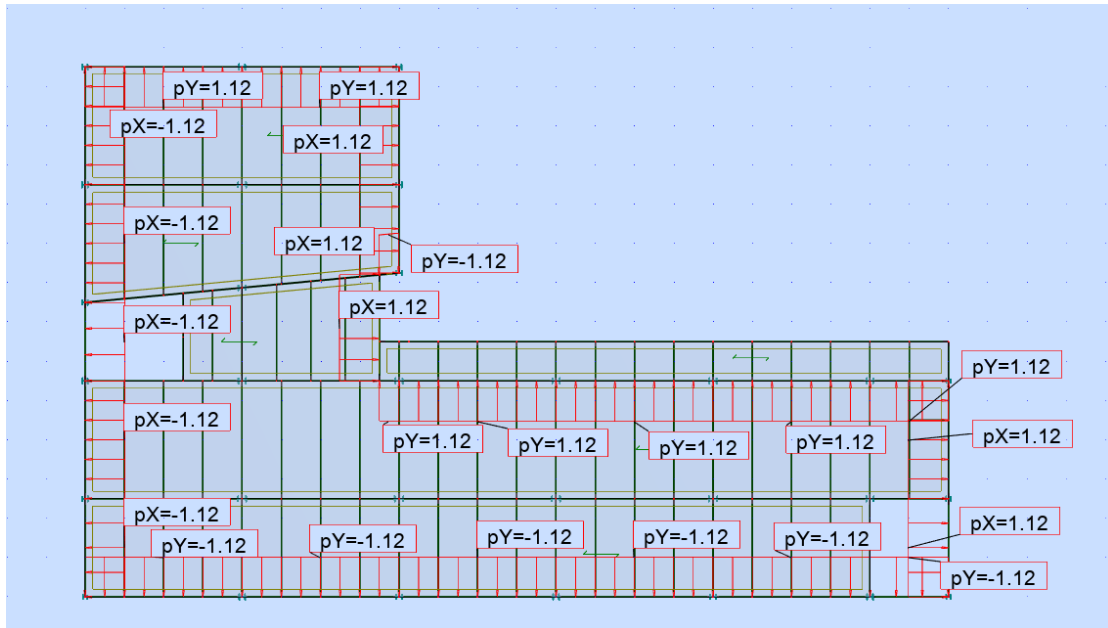
Για τον προσδιορισμό των πιέσεων στις εσωτερικές επιφάνειες του κτιρίου λαμβάνεται συντελεστής εσωτερικής πίεσης $c_{pi} = +0,2$ και $c_{pi} = -0,3$. Οι πιέσεις λόγω του ανέμου υπολογίζονται από την εξίσωση (2.15).

Για συντελεστή $c_{pi} = +0,2$ προκύπτει:

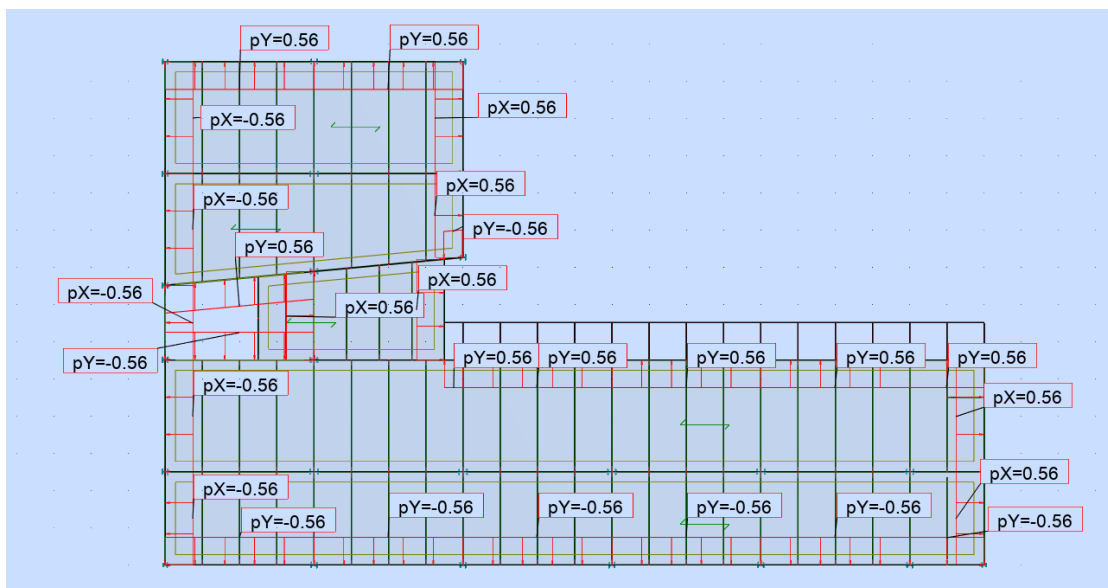
$$w_i = q_p(z = 16) \cdot c_{pi} = 1,38 kPa \cdot 0,2 = 0,28 kPa$$

όπου, ως ύψος κτιρίου λήφθηκε συντηρητικά $z = 16 m$.

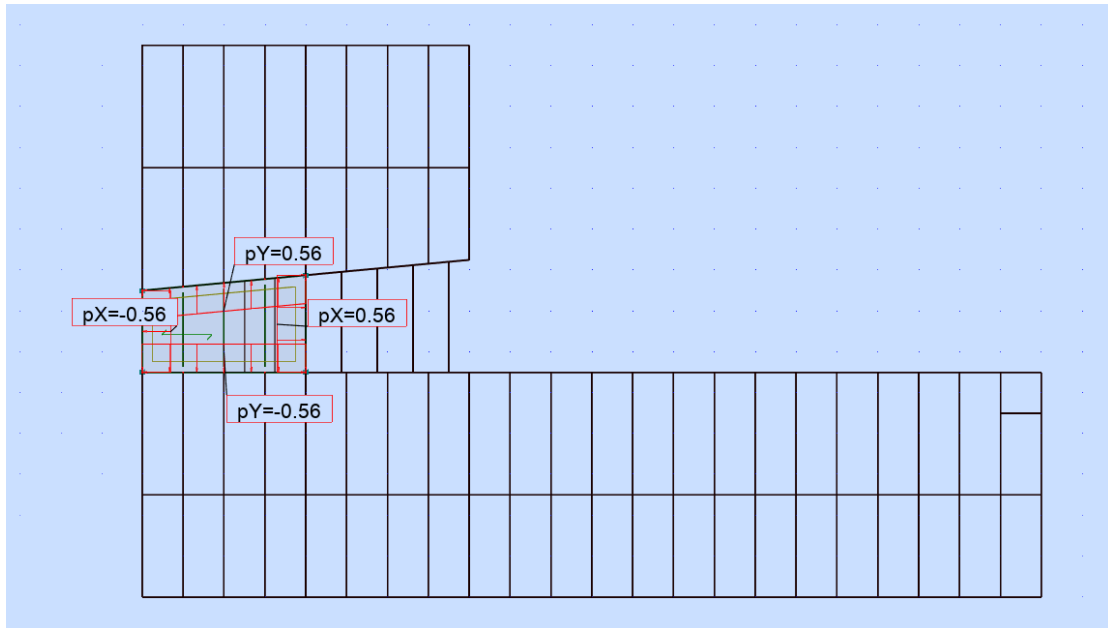
Το επιφανειακό φορτίο w_i μεταφέρεται στις δοκούς γραμμικά πολλαπλασιάζοντας με τα αντίστοιχα πλάτη επιρροής τους. Η φορά και το μέγεθος των γραμμικών φορτίων απεικονίζονται στα: Σχήμα 2.26, Σχήμα 2.27 και Σχήμα 2.28.



Σχήμα 2.26: Φόρτιση περιμετρικών δοκών 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου λόγω πίεσης ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες με $c_{pi} = +0,2$



Σχήμα 2.27: Φόρτιση περιμετρικών δοκών 3^{ου} ορόφου λόγω πίεσης ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες με $c_{pi} = +0,2$

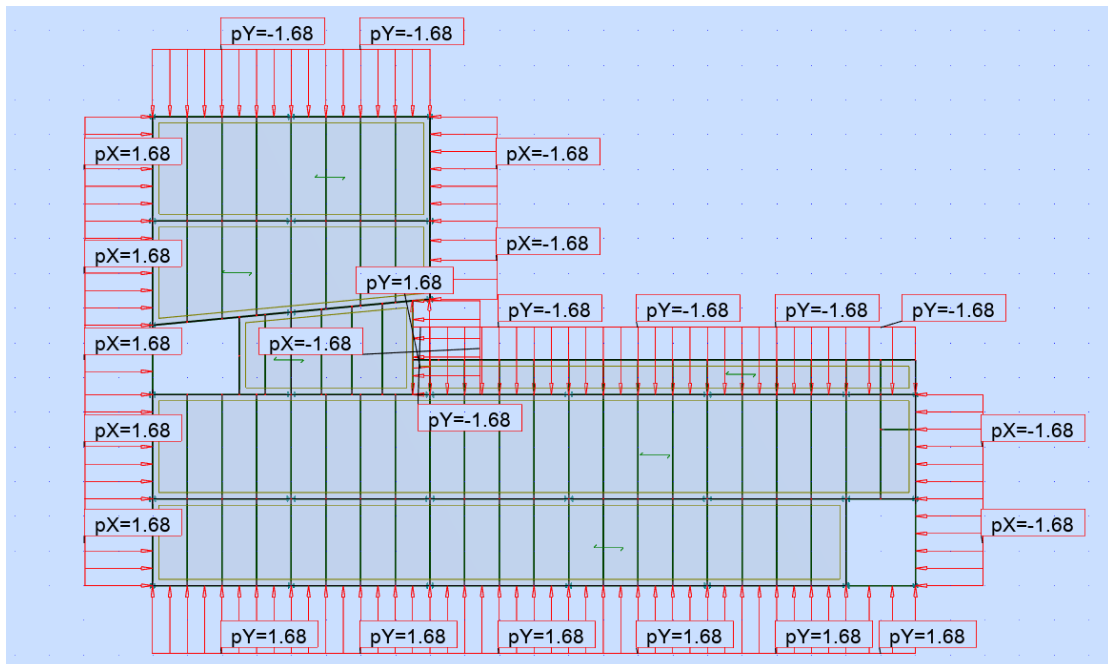


Σχήμα 2.28: Φόρτιση περιμετρικών δοκών της απόληξης κλιμακοστασίου λόγω πίεσης ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες με $c_{pi} = +0,2$

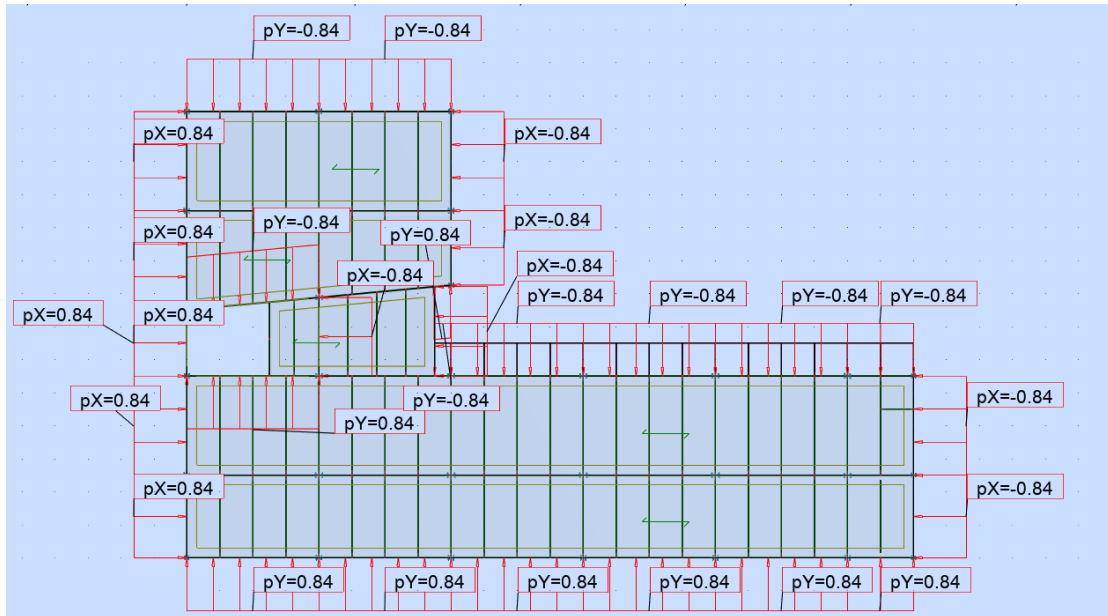
Για συντελεστή $c_{pi} = -0,3$ προκύπτει:

$$w_i = q_p(z = 16) \cdot c_{pi} = 1,38 \text{ kPa} \cdot (-0,3) = -0,42 \text{ kPa}$$

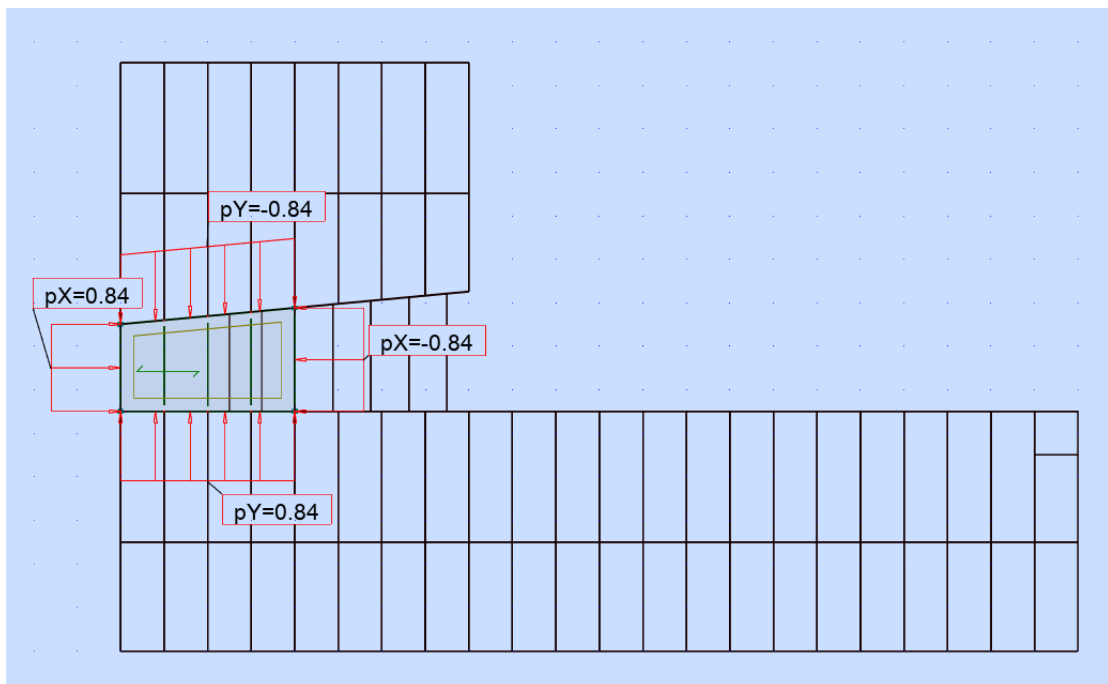
Οι πιέσεις μετατρέπονται σε γραμμικά φορτία επί των περιμετρικών δοκών και εισάγονται στο πρόγραμμα με φορές όπως φαίνονται στα: Σχήμα 2.29, Σχήμα 2.30 και Σχήμα 2.31.



Σχήμα 2.29: Φόρτιση περιμετρικών δοκών 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου λόγω πίεσης ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες με $c_{pi} = -0,3$



Σχήμα 2.30: Φόρτιση περιμετρικών δοκών 3^{ου} ορόφου λόγω πίεσης ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες με $c_{pi} = -0,3$



Σχήμα 2.31: Φόρτιση περιμετρικών δοκών της απόληξης κλιμακοστασίου λόγω πίεσης ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες με $c_{pi} = -0,3$

Οι εσωτερικές και οι εξωτερικές πιέσεις θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα στην κατασκευή. Συνεπώς, δημιουργήθηκαν στο πρόγραμμα όλοι οι πιθανοί συνδυασμοί τους όπως απεικονίζεται στον Πίνακα 2.8.

Πίνακας 2.8: Συνδυασμοί εσωτερικών και εξωτερικών πιέσεων ανέμου.
(εξωτερικές πιέσεις)/εσωτερικές

Combinations	Name	Case	Coeff.	Case	Coeff.
23 (C)	(+X)/+	13	1,00	21	1,00
24 (C)	(+X)/-	13	1,00	22	1,00
25 (C)	(-X)/+	20	1,00	21	1,00
26 (C)	(-X)/-	20	1,00	22	1,00
27 (C)	(+Y)/+	17	1,00	21	1,00
28 (C)	(+Y)/-	17	1,00	22	1,00
29 (C)	(-Y)/+	19	1,00	21	1,00
30 (C)	(-Y)/-	19	1,00	22	1,00

2.3 Σεισμικές δράσεις

Οι σεισμικές δράσεις προσδιορίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN1998-1. Θεωρούνται τυχηματικές δράσεις και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις ανέμου ή χιονιού.

Μέσω του προγράμματος πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης και για τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος CQC. Για την προσομοίωση της σεισμικής δράσης στο κτίριο προσδιορίστηκαν οι παρακάτω παράμετροι.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και τιμή αναφοράς εδαφικής επιτάχυνσης

Δεδομένου ότι το κτίριο θεωρείται ότι κατασκευάζεται στην Αττική, κατατάσσεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1, σύμφωνα με το αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η τιμή αναφοράς της εδαφικής επιτάχυνσης a_{gR} για τη ζώνη Z1 και κατηγορία εδάφους A προκύπτει 0,16g από τον Πίνακα 2.9. Σε μαλακά εδάφη η τιμή πρέπει να επαυξάνεται με τον συντελεστή εδάφους S, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους που προσδιορίζεται στην επόμενη παράγραφο.

Πίνακας 2.9: Τιμές αναφοράς της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης για κατηγορία εδάφους A

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Κατηγορία εδάφους

Για την αποτίμηση της επιρροής των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες ανάλογα τη στρωματογραφία τους. Για το κτίριο θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους B με χαρακτηριστικά του Πίνακα 2.10.

Πίνακας 2.10: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 κατά ΕΚ8, για τις διάφορες κατηγορίες εδάφους.

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

Κατηγορία σπουδαιότητας και τιμή σχεδιασμού σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους

Τα κτίρια χρήσης γραφείων κατατάσσονται στην κατηγορία σπουδαιότητας II σύμφωνα με τον Πίνακα 2.11. Ο συντελεστής σπουδαιότητας προκύπτει $\gamma_I = 1$. Η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους a_g υπολογίζεται ως:

$$a_g = \alpha_{gR} \cdot \gamma_I = 0,16g \cdot 1 = 0,16g \quad (2.16)$$

Πίνακας 2.11: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

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

Συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς χρησιμοποιείται για την μείωση των δυνάμεων που προκύπτουν από γραμμική ανάλυση ώστε να ληφθεί υπόψη η μη-γραμμική απόκριση του φορέα, και ο οποίος εξαρτάται από το υλικό, το στατικό σύστημα και τις μεθόδους ελέγχου. Πρόκειται για μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Το κτίριο παραλαμβάνει τη σεισμική δράση στη διεύθυνση X μέσω των πλαισίων ροής, ενώ στη διεύθυνση Y μέσω των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας. Επιλέχθηκε

Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας και συντελεστής συμπεριφοράς $q = 4$ και για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις ώστε να ικανοποιεί τις μέγιστες τιμές του συντελεστή όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.12.

Πίνακας 2.12: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4	4
	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρος συνδέσμους	4	$5\alpha_w/\alpha_1$

Για τη δεδομένη κατηγορία πλαστιμότητας και τον συντελεστή συμπεριφοράς ελέγχεται κατά την διαστασιολόγηση ότι οι διατομές των πλάστιμων μελών έχουν κατηγορία διατομής 1 ή 2, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Πίνακα 2.13.

Πίνακας 2.13: Απαιτήσεις της κατηγορίας διατομής των πλάστιμων στοιχείων

Κατηγορία Πλαστιμότητας	Τιμή αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής
ΚΠΜ	$1,5 < q \leq 2$	κατηγορία 1, 2 ή 3
	$2 < q \leq 4$	κατηγορία 1 ή 2
ΚΠΥ	$q > 4$	κατηγορία 1

Φάσμα σχεδιασμού

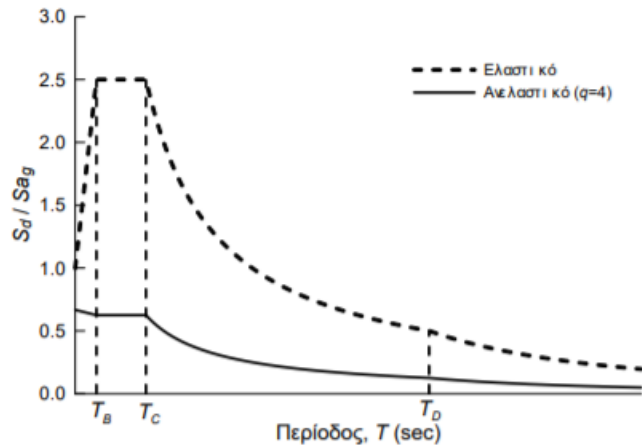
Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει τον σχεδιασμό τους με μικρότερες σεισμικές δυνάμεις από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Συνεπώς, χρησιμοποιήθηκε το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$ με μορφή που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.32 και που ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.17)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.18)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (2.19)$$

$$T > T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right) \quad (2.20)$$



Σχήμα 2.32: Ελαστικό και ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού για συντελεστή $q = 4$ και απόσβεση $\zeta = 5\%$

Για το κτίριο θεωρήθηκε απόσβεση $\zeta = 5\%$.

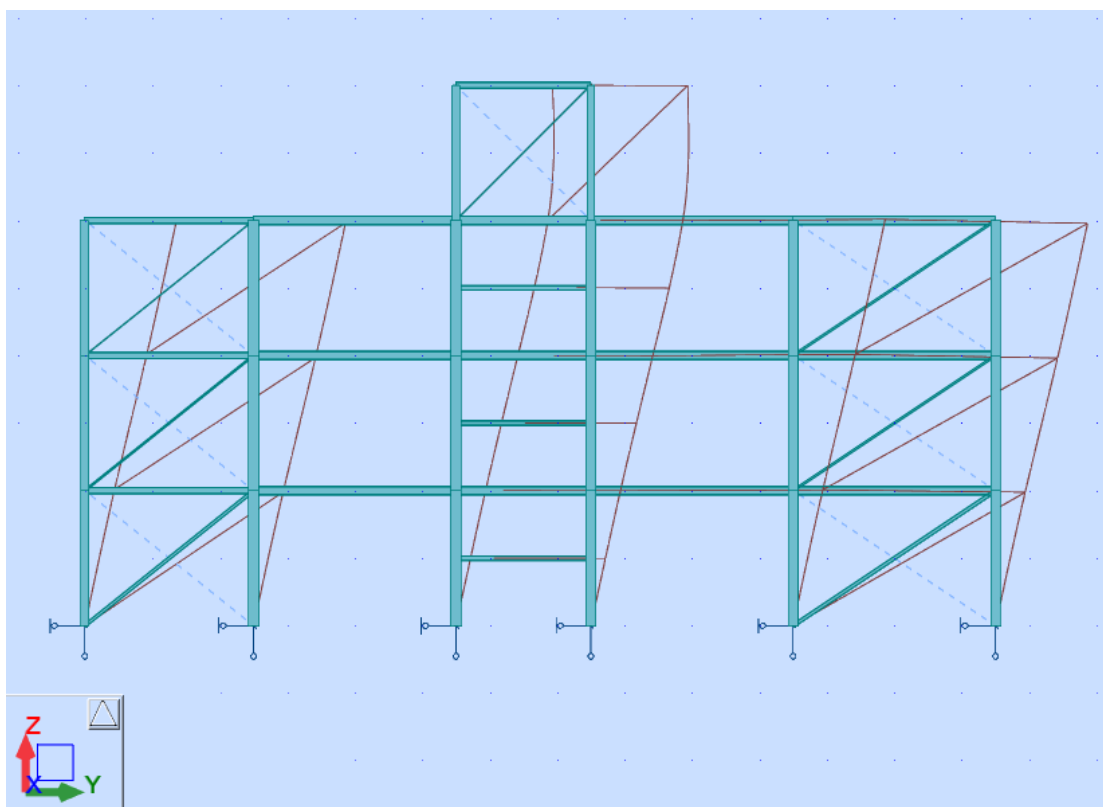
Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Η ιδιομορφική ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο Robot για συμμετέχουσα μάζα λόγω των φορτίων $G+0,3Q$, μη λαμβάνοντας υπόψη δράσεις ανέμου ή χιονιού. Ταυτόχρονα αγνοήθηκαν κατά την ανάλυση τα θλιβόμενα μέλη των κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας μέσω της εντολής “inactive”.

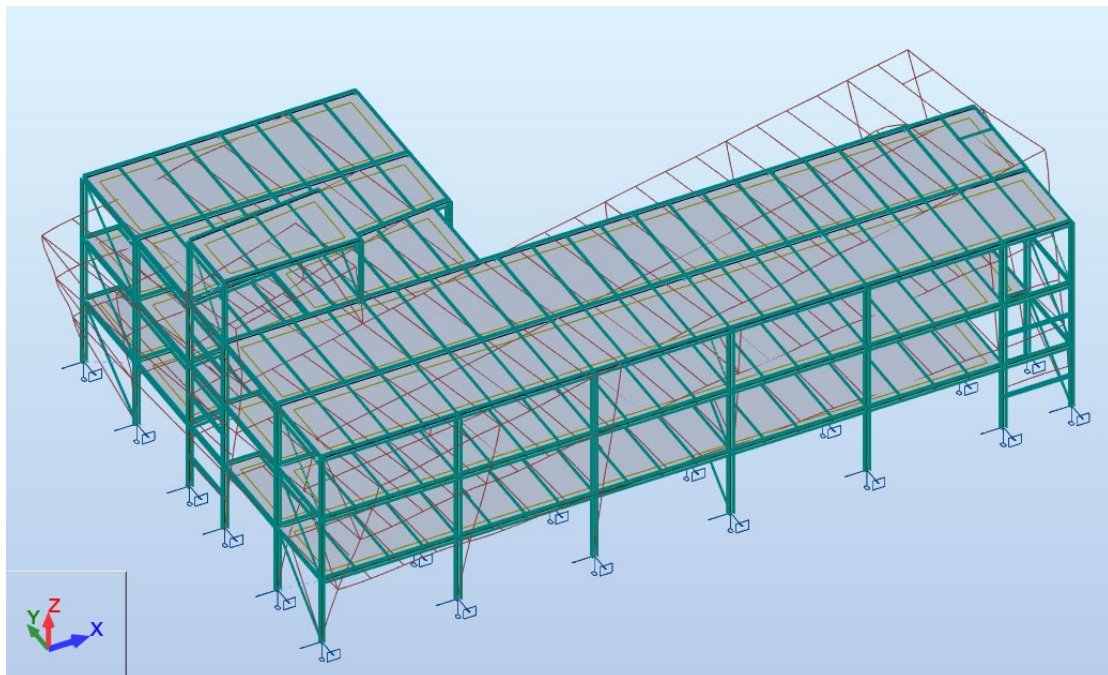
Πιο εύκαμπτη διεύθυνση προέκυψε η Y (διεύθυνση με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας), με δεσπόζουσα ιδιομορφή την 1^η, ιδιοπερίοδο $T_1 = 1,22$ s και δρώσα ιδιομορφική μάζα $m_1^* = 84,22\% m_{tot}$. Στη X διεύθυνση (διεύθυνση με πλαίσια ροπής) δεσπόζουσα ιδιομορφή προέκυψε η 3^η, με $T_3 = 0,88$ s και $m_3^* = 80,71\% m_{tot}$. Οι ιδιοπερίοδοι των δεσποζουσών ιδιομορφών των διευθύνσεων X και Y προέκυψαν μεταξύ των περιόδων $T_C = 0,5$ s και $T_D = 2$ s και κατά συνέπεια εντός του τρίτου κλάδου του ανελαστικού φάσματος σχεδιασμού (Σχήμα 2.32). Επιπλέον, για να επιτευχθεί το 90% της ολικής μάζας του κτιρίου και στις δύο διευθύνσεις απαιτήθηκαν συνολικά 21 ιδιομορφές (Πίνακας 2.14). Στα Σχήματα: Σχήμα 2.33, Σχήμα 2.34 και Σχήμα 2.35 απεικονίζονται οι 3 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου.

Πίνακας 2.14: Ιδιοσυχνότητες, ιδιοπερίοδοι και ενεργά ποσοστά μάζας των ιδιομορφών

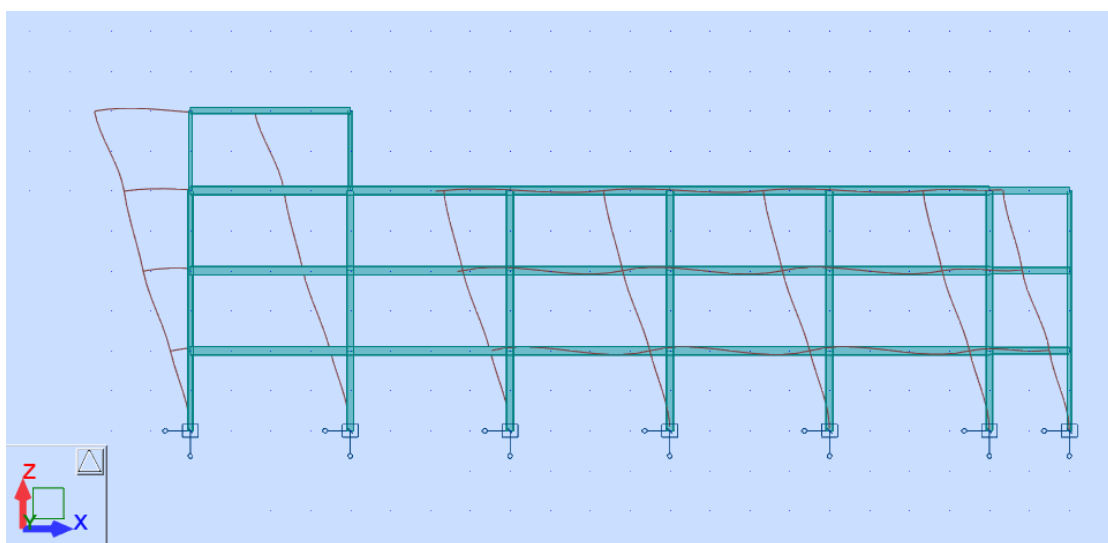
Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)
167/ 1	0,82	1,22	0,01	84,22	0,00	0,01	84,22
167/ 2	1,07	0,93	3,49	84,68	0,00	3,48	0,46
167/ 3	1,14	0,88	84,20	84,73	0,00	80,71	0,05
167/ 4	1,92	0,52	84,28	84,73	0,00	0,09	0,00
167/ 5	2,24	0,45	85,92	84,74	0,01	1,64	0,02
167/ 6	2,39	0,42	85,92	97,23	0,01	0,00	12,49
167/ 7	3,13	0,32	85,93	97,23	0,01	0,01	0,00
167/ 8	3,18	0,31	85,93	97,33	0,01	0,00	0,10
167/ 9	3,28	0,31	86,13	97,33	0,01	0,20	0,00
167/ 10	3,29	0,30	86,31	97,33	0,01	0,18	0,00
167/ 11	3,29	0,30	86,32	97,33	0,01	0,01	0,00
167/ 12	3,40	0,29	86,32	97,33	0,01	0,00	0,00
167/ 13	3,43	0,29	86,32	97,33	0,19	0,00	0,00
167/ 14	3,43	0,29	86,32	97,36	0,19	0,00	0,02
167/ 15	3,47	0,29	86,33	97,36	0,19	0,00	0,00
167/ 16	3,52	0,28	86,33	97,36	0,20	0,00	0,00
167/ 17	3,57	0,28	86,33	97,36	0,20	0,00	0,00
167/ 18	3,59	0,28	86,33	97,36	0,23	0,00	0,00
167/ 19	3,66	0,27	86,33	97,36	2,15	0,00	0,00
167/ 20	3,68	0,27	86,33	97,37	2,51	0,00	0,01
167/ 21	4,00	0,25	96,55	97,37	2,51	10,23	0,00
167/ 22	4,08	0,25	96,56	97,45	2,91	0,00	0,08
167/ 23	4,12	0,24	96,60	97,45	3,20	0,05	0,00
167/ 24	4,14	0,24	96,62	97,46	4,46	0,02	0,02
167/ 25	4,27	0,23	96,62	98,90	4,47	0,00	1,44



Σχήμα 2.33: 1η ιδιομορφή του κτιρίου, κυρίως μεταφορική κατά Y



Σχήμα 2.34: 2η ιδιομορφή του κτιρίου, κυρίως στρωφική



Σχήμα 2.35: 3η ιδιομορφή του κτιρίου, κυρίως μεταφορική κατά X

2.4 Συνδυασμοί δράσεων

Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που προσδιορίζονται σύμφωνα με των Ευρωκώδικα 1, πολλαπλασιάζονται με επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ , ανάλογα την κατηγορία της δράσης και τις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού, προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες σε σχέση με το μέγεθος των δράσεων. Επιπλέον, επειδή η πιθανότητα να συμπέσουν χρονικά οι μέγιστες τιμές των ανεξάρτητων μεταβλητών δράσεων είναι μικρή, οι μεταβλητές δράσεις πολλαπλασιάζονται με επιμέρους συντελεστές συνδυασμού ψ , που λαμβάνουν υπόψη το ποσοστό της χαρακτηριστικής

τιμής μιας δράσης, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, που έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης με άλλες δράσεις. Οι διατάξεις συνδυασμού των δράσεων υποδεικνύονται από τον Ευρωκώδικα 0.

2.4.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας συνδέονται με κατάρρευση ή παρόμοιους τρόπους αστοχίας και αφορούν την ασφάλεια της ίδιας της κατασκευής και των προσώπων εντός αυτής. Κατά τις οριακές αυτές συνθήκες ελέγχεται η απώλεια της στατικής ισορροπίας του φορέα, η αστοχία λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης καθώς και η αστοχία έναντι κόπωσης. Οι συνδυασμοί των δράσεων που εξετάστηκαν για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας είναι:

Θεμελιώδεις συνδυασμοί για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού:

$$\sum G_{k,j} "+" P "+" A_{ED} "+" \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

όπου,

"+" σημαίνει "επαλληλία με"

$Q_{k,1}$ χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$ χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν

A_{Ed} τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

γ_P επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Q,i}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

$\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ και συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ λήφθηκαν από τον Πίνακα 2.15 και 2.16 αντίστοιχα. Τελικώς, δημιουργήθηκαν και εισήχθησαν στο πρόγραμμα οι συνδυασμοί δράσεων με συντελεστές του Πίνακα 2.17 για θεμελιώσεις συνδυασμούς δράσεων και του Πίνακα 2.18 για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Πίνακας 2.15: Συντελεστές ασφαλείας μόνιμων και μεταβλητών δράσεων

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακές κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0	1,0	0

Πίνακας 2.16: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Πίνακας 2.17: Θεμελιώδεις συνδυασμοί δράσεων Ο.Κ.Α (στη στήλη (ΕΞΩΤ.)/ΕΣΩΤ. μέσα στην παρένθεση συμβολίζεται ο εξωτερικός άνεμος, ενώ εκτός ο εσωτερικός)

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΣ	ΜΟΝΙΜΑ	ΩΦΕΛΙΜΑ	ΆΝΕΜΟΣ	(ΕΣΩΤ.)/ ΕΞΩΤ.	ΧΙΟΝΙ	ΚΥΡΙΑ ΜΕΤΑΒΛΗΤΗ ΔΡΑΣΗ
ULS1	1,35	1,5				ωφέλιμα
ULS2	1,35	1,5	0,9	(+X)/+		ωφέλιμα
ULS3	1,35	1,5	0,9	(+X)/-		ωφέλιμα
ULS4	1,35	1,5	0,9	(-X)/+		ωφέλιμα
ULS5	1,35	1,5	0,9	(-X)/-		ωφέλιμα
ULS6	1,35	1,5	0,9	(+Y)/+		ωφέλιμα
ULS7	1,35	1,5	0,9	(+Y)/-		ωφέλιμα
ULS8	1,35	1,5	0,9	(-Y)/+		ωφέλιμα
ULS9	1,35	1,5	0,9	(-Y)/-		ωφέλιμα
ULS10	1,35	1,5			0,75	ωφέλιμα
ULS11	1,35	1,5	0,9	(+X)/+	0,75	ωφέλιμα
ULS12	1,35	1,5	0,9	(+X)/-	0,75	ωφέλιμα
ULS13	1,35	1,5	0,9	(-X)/+	0,75	ωφέλιμα
ULS14	1,35	1,5	0,9	(-X)/-	0,75	ωφέλιμα
ULS15	1,35	1,5	0,9	(+Y)/+	0,75	ωφέλιμα
ULS16	1,35	1,5	0,9	(+Y)/-	0,75	ωφέλιμα

ULS17	1,35	1,5	0,9	(-Y)/+	0,75	ωφέλιμα
ULS18	1,35	1,5	0,9	(-Y)/-	0,75	ωφέλιμα
ULS19	1,35		1,5			άνεμος +X/+
ULS20	1,35	1,05	1,5			άνεμος +X/+
ULS21	1,35		1,5		0,75	άνεμος +X/+
ULS22	1,35	1,05	1,5		0,75	άνεμος +X/+
ULS23	1,35		1,5			άνεμος +X/-
ULS24	1,35	1,05	1,5			άνεμος +X/-
ULS25	1,35		1,5		0,75	άνεμος +X/-
ULS26	1,35	1,05	1,5		0,75	άνεμος +X/-
ULS27	1,35		1,5			άνεμος -X/+
ULS28	1,35	1,05	1,5			άνεμος -X/+
ULS29	1,35		1,5		0,75	άνεμος -X/+
ULS30	1,35	1,05	1,5		0,75	άνεμος -X/+
ULS31	1,35		1,5			άνεμος -X/-
ULS32	1,35	1,05	1,5			άνεμος -X/-
ULS33	1,35		1,5		0,75	άνεμος -X/-
ULS34	1,35	1,05	1,5		0,75	άνεμος -X/-
ULS35	1,35		1,5			άνεμος +Y/+
ULS36	1,35	1,05	1,5			άνεμος +Y/+
ULS37	1,35		1,5		0,75	άνεμος +Y/+
ULS38	1,35	1,05	1,5		0,75	άνεμος +Y/+
ULS39	1,35		1,5			άνεμος +Y/-
ULS40	1,35	1,05	1,5			άνεμος +Y/-
ULS41	1,35		1,5		0,75	άνεμος +Y/-
ULS42	1,35	1,05	1,5		0,75	άνεμος +Y/-
ULS43	1,35		1,5			άνεμος -Y/+
ULS44	1,35	1,05	1,5			άνεμος -Y/+
ULS45	1,35		1,5		0,75	άνεμος -Y/+
ULS46	1,35	1,05	1,5		0,75	άνεμος -Y/+
ULS47	1,35		1,5			άνεμος -Y/-
ULS48	1,35	1,05	1,5			άνεμος -Y/-
ULS49	1,35		1,5		0,75	άνεμος -Y/-
ULS50	1,35	1,05	1,5		0,75	άνεμος -Y/-
ULS51	1,35				1,5	χιόνι

ULS52	1,35	1,05			1,5	χιόνι
ULS53	1,35		0,9	(+X)/+	1,5	χιόνι
ULS54	1,35		0,9	(+X)/-	1,5	χιόνι
ULS55	1,35		0,9	(-X)/+	1,5	χιόνι
ULS56	1,35		0,9	(-X)/-	1,5	χιόνι
ULS57	1,35		0,9	(+Y)/+	1,5	χιόνι
ULS58	1,35		0,9	(+Y)/-	1,5	χιόνι
ULS59	1,35		0,9	(-Y)/+	1,5	χιόνι
ULS60	1,35		0,9	(-Y)/-	1,5	χιόνι
ULS61	1,35	1,05	0,9	(+X)/+	1,5	χιόνι
ULS62	1,35	1,05	0,9	(+X)/-	1,5	χιόνι
ULS63	1,35	1,05	0,9	(-X)/+	1,5	χιόνι
ULS64	1,35	1,05	0,9	(-X)/-	1,5	χιόνι
ULS65	1,35	1,05	0,9	(+Y)/+	1,5	χιόνι
ULS66	1,35	1,05	0,9	(+Y)/-	1,5	χιόνι
ULS67	1,35	1,05	0,9	(-Y)/+	1,5	χιόνι
ULS68	1,35	1,05	0,9	(-Y)/-	1,5	χιόνι

Πίνακας 2.18: Σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων στην Ο.Κ.Α

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΣ	ΜΟΝΙΜΑ	ΩΦΕΛΙΜΑ	A _{EX}	A _{EY}
Seismic 1	1	0,3	1	0,3
Seismic 2	1	0,3	1	-0,3
Seismic 3	1	0,3	-1	0,3
Seismic 4	1	0,3	-1	-0,3
Seismic 5	1	0,3	0,3	1
Seismic 6	1	0,3	-0,3	1
Seismic 7	1	0,3	0,3	-1
Seismic 8	1	0,3	-0,3	-1

2.4.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων, για έναν φορέα ή ένα δομικό μέλος, δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις. Κατά τις οριακές αυτές συνθήκες ελέγχονται οι παραμορφώσεις που επηρεάζουν την άνεση των χρηστών και την καλή λειτουργία, οι

υπερβολικές ταλαντώσεις και οι ρηγματώσεις που επηρεάζουν την εμφάνιση και την μακροχρόνια αντοχή.

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας εξετάστηκε ο Χαρακτηριστικός συνδυασμός δράσεων:

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Οι επιμέρους συντελεστές των μεταβλητών δράσεων ψ λήφθηκαν από τον Πίνακα 2.16. Τελικώς, δημιουργήθηκαν και εισήχθησαν στο πρόγραμμα οι συνδυασμοί δράσεων με συντελεστές από τον Πίνακα 2.19.

Πίνακας 2.19: Χαρακτηριστικός συνδυασμός δράσεων στην Ο.Κ.Λ (στη στήλη (ΕΞΩΤ.)/ΕΣΩΤ. μέσα στην παρένθεση συμβολίζεται ο εξωτερικός άνεμος, ενώ εκτός ο εσωτερικός)

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΣ	ΜΟΝΙΜΑ	ΩΦΕΛΙΜΑ	ΆΝΕΜΟΣ	(ΕΞΩΤ.)/ ΕΣΩΤ	ΧΙΟΝΙ	ΚΥΡΙΑ ΜΕΤΑΒΛΗΤΗ ΔΡΑΣΗ
SLS1	1	1				ωφέλιμα
SLS2	1	1	0,6	(+X)/+		ωφέλιμα
SLS3	1	1	0,6	(+X)/-		ωφέλιμα
SLS4	1	1	0,6	(-X)/+		ωφέλιμα
SLS5	1	1	0,6	(-X)/-		ωφέλιμα
SLS6	1	1	0,6	(+Y)/+		ωφέλιμα
SLS7	1	1	0,6	(+Y)/-		ωφέλιμα
SLS8	1	1	0,6	(-Y)/+		ωφέλιμα
SLS9	1	1	0,6	(-Y)/-		ωφέλιμα
SLS10	1	1			0,5	ωφέλιμα
SLS11	1	1	0,6	(+X)/+	0,5	ωφέλιμα
SLS12	1	1	0,6	(+X)/-		ωφέλιμα
SLS13	1	1	0,6	(-X)/+		ωφέλιμα
SLS14	1	1	0,6	(-X)/-		ωφέλιμα
SLS15	1	1	0,6	(+Y)/+		ωφέλιμα
SLS16	1	1	0,6	(+Y)/-		ωφέλιμα
SLS17	1	1	0,6	(-Y)/+		ωφέλιμα
SLS18	1	1	0,6	(-Y)/-		ωφέλιμα
SLS19	1		1	(+X)/+		άνεμος +X/+
SLS20	1	0,7	1	(+X)/+		άνεμος +X/+
SLS21	1		1	(+X)/+	0,5	άνεμος +X/+
SLS22	1	0,7	1	(+X)/+	0,5	άνεμος +X/+

SLS23	1		1		άνεμος +X/-	
SLS24	1	0,7	1		άνεμος +X/-	
SLS25	1		1	0,5	άνεμος +X/-	
SLS26	1	0,7	1	0,5	άνεμος +X/-	
SLS27	1		1		άνεμος -X/+	
SLS28	1	0,7	1		άνεμος -X/+	
SLS29	1		1	0,5	άνεμος -X/+	
SLS30	1	0,7	1	0,5	άνεμος -X/+	
SLS31	1		1		άνεμος -X/-	
SLS32	1	0,7	1		άνεμος -X/-	
SLS33	1		1	0,5	άνεμος -X/-	
SLS34	1	0,7	1	0,5	άνεμος -X/-	
SLS35	1		1		άνεμος +Y/+	
SLS36	1	0,7	1		άνεμος +Y/+	
SLS37	1		1	0,5	άνεμος +Y/+	
SLS38	1	0,7	1	0,5	άνεμος +Y/+	
SLS39	1		1		άνεμος +Y/-	
SLS40	1	0,7	1		άνεμος +Y/-	
SLS41	1		1	0,5	άνεμος +Y/-	
SLS42	1	0,7	1	0,5	άνεμος +Y/-	
SLS43	1		1		άνεμος -Y/+	
SLS44	1	0,7	1		άνεμος -Y/+	
SLS45	1		1	0,5	άνεμος -Y/+	
SLS46	1	0,7	1	0,5	άνεμος -Y/+	
SLS47	1		1		άνεμος -Y/-	
SLS48	1	0,7	1		άνεμος -Y/-	
SLS49	1		1	0,5	άνεμος -Y/-	
SLS50	1	0,7	1	0,5	άνεμος -Y/-	
SLS51	1			1	χιόνι	
SLS52	1	0,7		1	χιόνι	
SLS53	1		0,5	(+X)/+	1	χιόνι
SLS54	1		0,5	(+X)/-	1	χιόνι
SLS55	1		0,5	(-X)/+	1	χιόνι
SLS56	1		0,5	(-X)/-	1	χιόνι
SLS57	1		0,5	(+Y)/+	1	χιόνι

SLS58	1		0,5	(+Y)/-	1	χιόνι
SLS59	1		0,5	(-Y)/+	1	χιόνι
SLS60	1		0,5	(-Y)/-	1	χιόνι
SLS61	1	0,7	0,5	(+X)/+	1	χιόνι
SLS62	1	0,7	0,5	(+X)/-	1	χιόνι
SLS63	1	0,7	0,5	(-X)/+	1	χιόνι
SLS64	1	0,7	0,5	(-X)/-	1	χιόνι
SLS65	1	0,7	0,5	(+Y)/+	1	χιόνι
SLS66	1	0,7	0,5	(+Y)/-	1	χιόνι
SLS67	1	0,7	0,5	(-Y)/+	1	χιόνι
SLS68	1	0,7	0,5	(-Y)/-	1	χιόνι

3 Ανάλυση διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών

3.1 Ανάλυση

Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών στα μέλη του φορέα πραγματοποιήθηκε γραμμική ελαστική ανάλυση, δηλαδή ανάλυση με βάση την αρχική, απαραμόρφωτη γεωμετρία του φορέα και λαμβάνοντας υπόψη τον ελαστικό κλάδο του διαγράμματος τάσης παραμόρφωσης του υλικού. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN1993-1-1, η ανάλυση πρώτης τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται, εάν η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα οφειλόμενη σε παραμορφώσεις (φαινόμενα 2^{ης} τάξης), μπορεί να αγνοηθεί. Οι επιδράσεις των φαινομένων 2^{ης} τάξης μπορούν να αγνοηθούν, αν για ελαστική ανάλυση ικανοποιείται η ανίσωση:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad (3.1)$$

όπου,

α_{cr} είναι ο παράγοντας με τον οποίο θα πρέπει να αυξηθεί η φόρτιση σχεδιασμού ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια

F_{Ed} είναι το φορτίο σχεδιασμού του φορέα

F_{cr} είναι το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες

Για τον προσδιορισμό του α_{cr} πραγματοποιήθηκε στο Robot, buckling analysis για τους θεμελιώδεις συνδυασμούς ULS και προέκυψε $\alpha_{cr} > 10$. Ενδεικτικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του buckling analysis για τους συνδυασμούς ULS1(case31) και ULS13(case43) στον Πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1: Συντελεστής α_{cr} ($1e+01=1*10$)

Case/Mode	Critical coef.	Precision
31/ 1	1,04255e+01	3,74222e-03
31/ 2	1,10765e+01	5,48683e-03
31/ 3	1,12973e+01	4,44499e-03
31/ 4	1,19928e+01	5,44072e-03
31/ 5	1,28903e+01	6,72577e-03
31/ 6	1,29567e+01	7,15442e-03
31/ 7	1,34298e+01	3,48800e-03
31/ 8	1,35441e+01	1,99085e-03
31/ 9	1,35564e+01	5,67496e-03
31/ 10	1,37477e+01	2,92331e-03
43/ 1	1,02974e+01	3,72199e-03
43/ 2	1,09474e+01	5,15918e-03
43/ 3	1,12101e+01	4,57848e-03
43/ 4	1,18315e+01	4,55057e-03
43/ 5	1,27976e+01	6,05008e-03
43/ 6	1,28629e+01	6,60913e-03
43/ 7	1,33330e+01	4,96973e-03
43/ 8	1,34344e+01	5,62515e-03
43/ 9	1,35245e+01	6,31401e-03
43/ 10	1,35538e+01	6,17168e-03

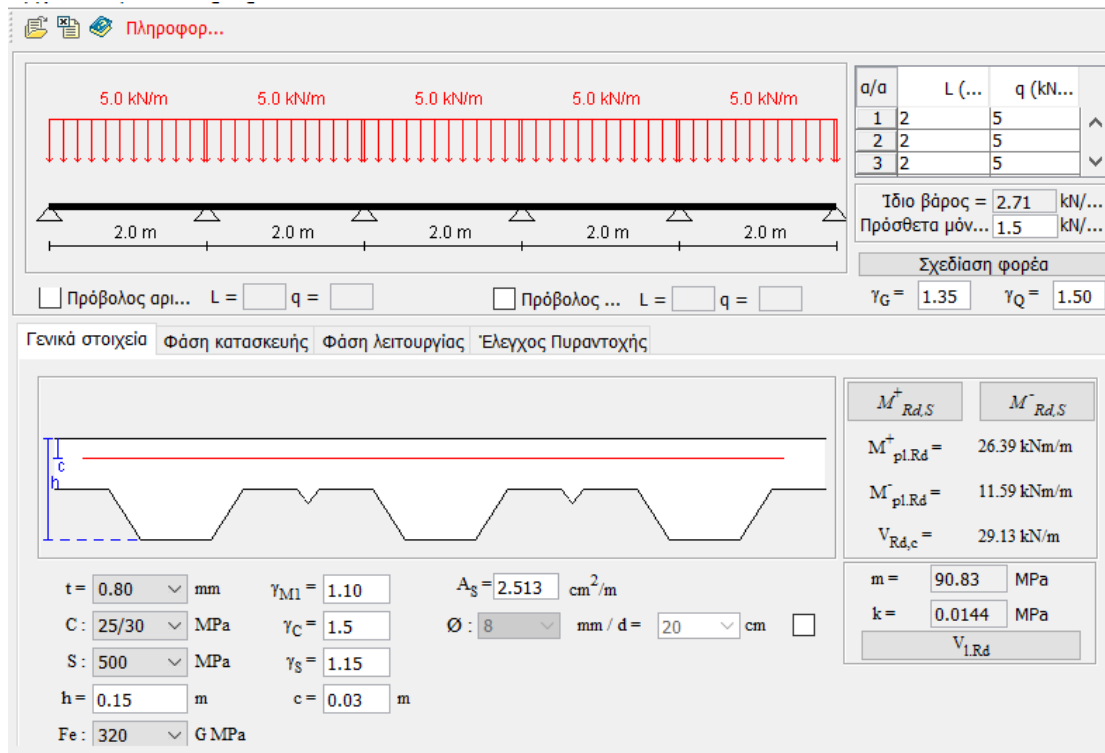
3.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας

Η σύμμικτη πλάκα αποτελείται από το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73, πάχους $t = 0.8\text{mm}$, από επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα C25/30, πάχους $h_c = 77\text{ mm}$ και ένα ελαφρύ συνεχές πλέγμα οπλισμού $\Phi 8/20\text{ cm}$ με επικάλυψη 3 cm . Το χαλυβδόφυλλο επιλέχθηκε να τοποθετηθεί έτσι ώστε οι αυλακώσεις του να είναι κάθετες στις δευτερεύουσες δοκούς.

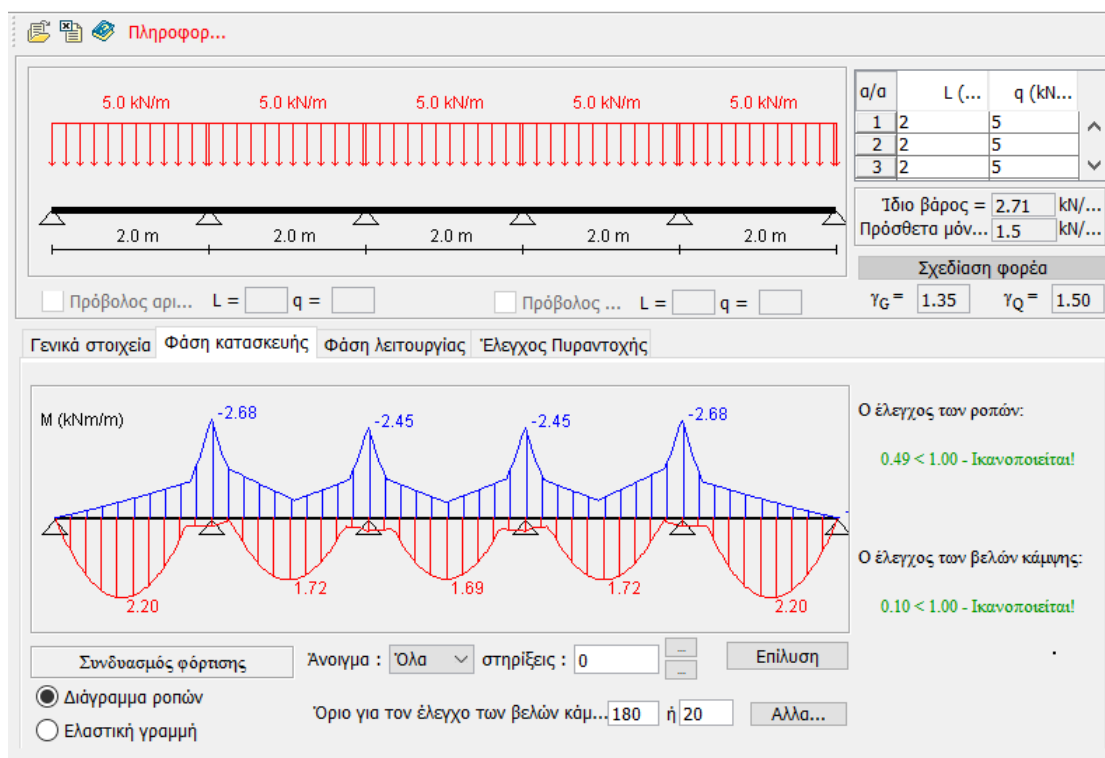
Η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας έγινε στο πρόγραμμα SymDeck Designer 2. Η πλάκα επιλύθηκε ως συνεχής δοκός 5 ανοιγμάτων με στηρίξεις τις δοκούς της διεύθυνσης Y που απέχουν κατά μέγιστο 2 m μεταξύ τους (Σχήμα 3.1). Η διαστασιολόγηση έγινε για την οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας σε 2 φάσεις, δηλαδή στη φάση κατασκευής και στη φάση λειτουργίας της. Επισημαίνεται ότι τα φορτία λόγω του ίδιου βάρους της σύμμικτης πλάκας καθώς και τα φορτία διάστρωσης εισάγονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Στη φάση κατασκευής τα φορτία παραλαμβάνονται από το χαλυβδόφυλλο. Στη φάση αυτή καταπονείται με τα μόνιμα φορτία του νωπού σκυροδέματος και του ίδιου βάρους του και με τα κινητά φορτία διάστρωσης ($0,75\text{kN/m}^2$ ομοιόμορφα κατανεμημένο και $0,75\text{kN/m}^2$ σε επιφάνεια $3 \times 3\text{ m}$) κατά τον Ευρωκώδικα 4. Το χαλυβδόφυλλο ελέγχεται σε Ο.Κ.Α έναντι κάμψης και σε Ο.Κ.Λ έναντι βέλους κάμψης και επαρκεί όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.

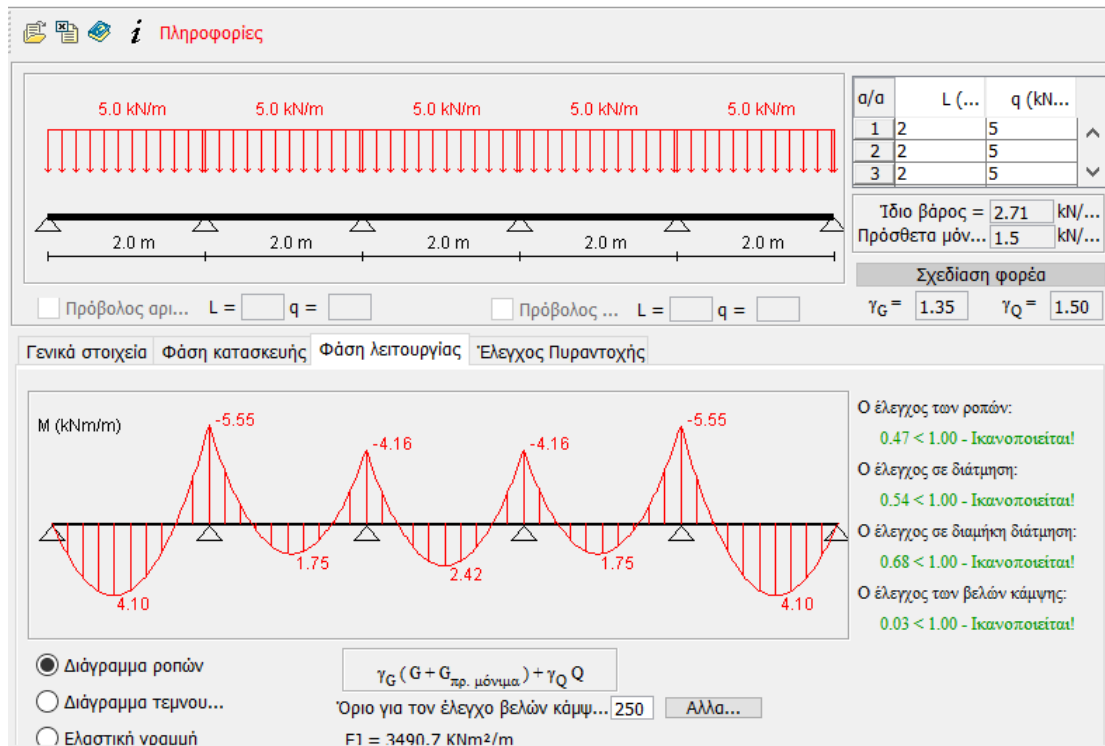
Στη φάση λειτουργίας τα φορτία παραλαμβάνονται από την σύμμικτη πλάκα. Στη συγκεκριμένη φάση καταπονείται με μόνιμα φορτία λόγω του ίδιου βάρους του σκυροδέματος και του χαλυβδόφυλλου, πρόσθετα μόνιμα φορτία $1,5\text{kN/m}^2$ και κινητά φορτία 5kN/m^2 . Η διαστασιολόγηση έγινε για την περιοχή των μπαλκονιών όπου τα κινητά φορτία είναι τα δυσμενέστερα. Η σύμμικτη πλάκα ελέγχθηκε σε Ο.Κ.Α έναντι κάμψης, διάτμησης και διαμήκους διάτμησης και σε Ο.Κ.Λ έναντι βέλους κάμψης σύμφωνα με το Σχήμα 3.3.



Σχήμα 3.1: Παράμετροι εισαγωγής στο SymDeck Designer 2 και αντοχές σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 3.2: Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής



Σχήμα 3.3: Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας

Οπλισμός πλάκας

Όσον αφορά τον οπλισμό της πλάκας, απαιτείται ελάχιστος οπλισμός $A_{s,min} = 0,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ ανά διεύθυνση, εντός του καθαρού ύψους σκυροδέματος.

Επιπρόσθετα, προς περιορισμό της ρηγμάτωσης στη διεύθυνση X του κτιρίου, απαιτείται στις περιοχές των στηρίξεων, πρόσθετος οπλισμός (παράλληλος στις αυλακώσεις) με ποσοστό $\rho = 0,2\%$ για πλάκες χωρίς προσωρινή υποστήριξη στη φάση κατασκευής. Το μήκος οπλισμού πρέπει να είναι 1,2m εκατέρωθεν κάθε στήριξης (δοκού Y). Συνεπώς, απαιτείται ελάχιστος οπλισμός X με εμβαδόν:

$$A_{s,min,X} = 0,8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} + \frac{0,2}{100} \cdot 100 \cdot 7,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 2,34 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (3.2)$$

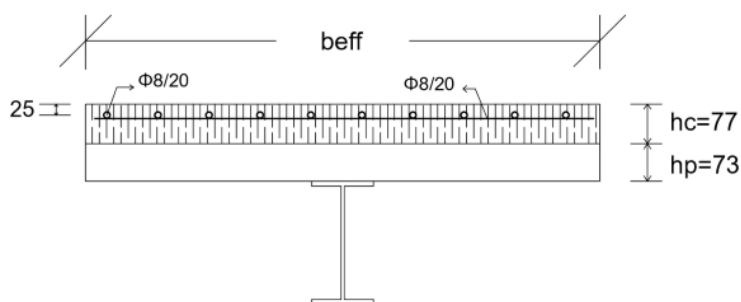
Στη διεύθυνση Y του κτιρίου, παρόλο που οι σύμμικτες δοκοί εξετάζονται ως αμφίεριστες, υπάρχει συνέχεια στην πλάκα του σκυροδέματος. Συνεπώς, αναπτύσσονται αρνητικές ροπές στις στηρίξεις και κατ' επέκταση εφελκυσμός στο σκυρόδεμα. Προς περιορισμό των ρωγμών, απαιτείται ελάχιστος οπλισμός στην περιοχή των στηρίξεων (δοκοί X):

$$A_{s,min,Y} = 0,80 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} + 4\% \cdot A_{c,t} = 0,8 + \frac{0,4}{100} \cdot 100 \cdot 7,7 = 3,88 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (3.3)$$

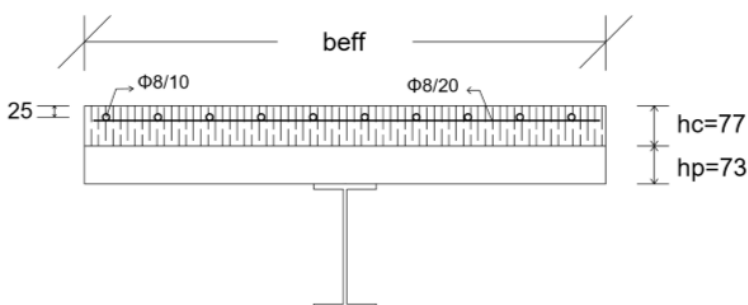
Τελικώς, επιλέχθηκε ενιαίος οπλισμός Φ8/20 (= 2,51 cm²/m) και για τις 2 διευθύνσεις (Σχήμα 3.4). Πρόσθετα σε αυτόν τοποθετείται οπλισμός Y, Φ8/20 στις

περιοχές των στηρίξεων (δοκοί X) με μήκος ($L_{\text{ανοίγματος}} / 4$) εκατέρωθεν κάθε στήριξης, και μήκος $L_{\text{προβόλου}}$ στην περιοχή των μπαλκονιών. Δηλαδή, στις περιοχές των στηρίξεων τοποθετήθηκε ολικός οπλισμός Y, $\Phi 8/10$ ($=5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$) $> A_{s,min,Y}$ (Σχήμα 3.5).

Επιπλέον, για να εξασφαλιστεί ο περιορισμός του εύρους ρωγμών, ελέγχθηκε για τον τοποθετούμενο οπλισμό ότι οι αποστάσεις των οπλισμών είναι εντός των επιτρεπτών ορίων σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2. Συγκεκριμένα, κατόπιν υπολογισμών προέκυψε τάση οπλισμού μετά τον πλήρη σχηματισμό των ρωγμών $\sigma_s = 280 \text{ MPa}$ και συνεπώς, μέγιστη απόσταση οπλισμών 150-200 mm για εύρη ρωγμών 0,3-0,4 mm αντίστοιχα.



Σχήμα 3.4: Οπλισμοί X και Y στο άνοιγμα σύμμικτης δοκού



Σχήμα 3.5: Οπλισμοί X και Y στη στήριξη σύμμικτης δοκού

Πίνακας 3.2: Μέγιστες αποστάσεις οπλισμού

Τάση χάλυβα ² [MPa]	Μέγιστη απόσταση ράβδων [mm]		
	$w_k=0,4 \text{ mm}$	$w_k=0,3 \text{ mm}$	$w_k=0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

3.3 Διαστασιολόγηση δευτερευουσών δοκών και κύριων δοκών Υ

Οι δοκοί της διεύθυνσης Υ λόγω του στατικού τους συστήματος καταπονούνται κυρίως σε θετικές ροπές. Προκείμενου να εκμεταλλευτεί η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, καθώς και η εφελκυστική αντοχή των μεταλλικών διατομών επιλέχθηκε οι δοκοί της διεύθυνσης Υ να σχεδιαστούν ως σύμμικτες.

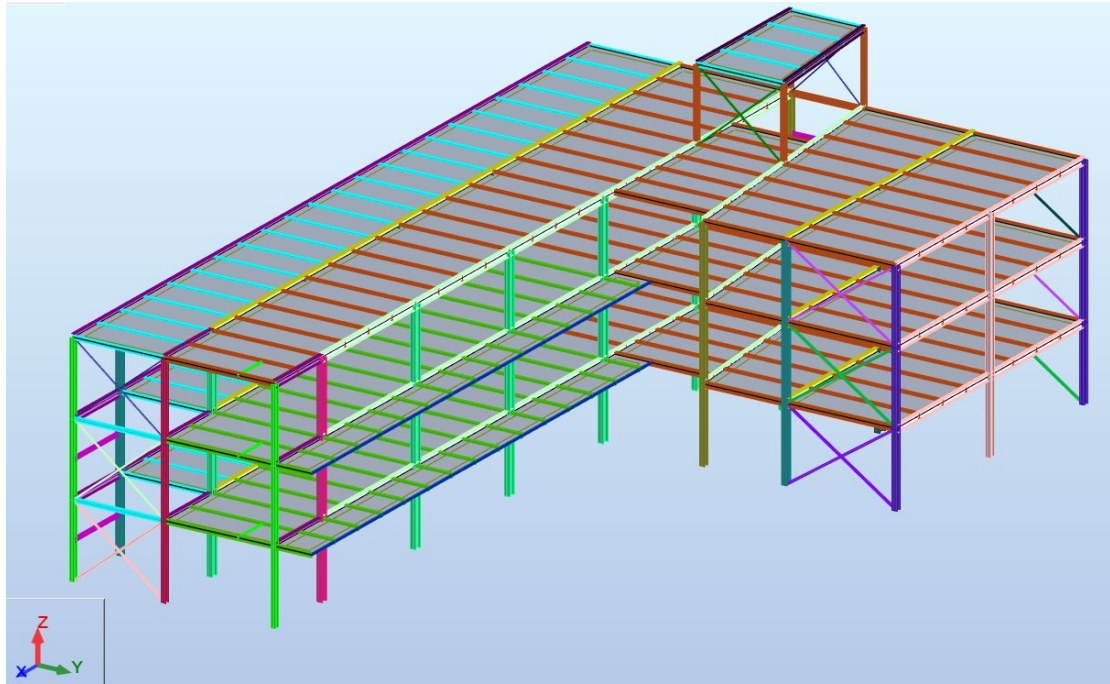
Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων δοκών έγινε κυρίως στο πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator (ABC), καθώς και με υπολογισμούς στο χέρι για συμπληρωματικούς ελέγχους ή για τις περιπτώσεις που δεν καλύπτονταν από το πρόγραμμα. Ως προς το στατικό τους σύστημα διακρίνονται σε: αμφιέριστες δοκούς με μήκος 5m, αμφιέριστες δοκούς με μήκος 6m, μονόπακτες δοκούς με μήκος 6m για την παραλαβή των αρνητικών ροπών από τους προβόλους των μπαλκονιών κυρίως στη φάση κατασκευής, και προβόλους με μήκος 2m στην περιοχή των μπαλκονιών.

Όλες οι σύμμικτες δοκοί διαστασιολογήθηκαν σε Ο.Κ.Α και Ο.Κ.Λ για τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας τους. Στη φάση κατασκευής λειτουργεί μόνο η μεταλλική δοκός και καταπονείται με μόνιμα και κινητά φορτία διάστρωσης. Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνεται το ίδιο βάρος της δοκού και του χαλυβδόφυλλου καθώς και το βάρος του νωπού σκυροδέματος. Στα κινητά φορτία περιλαμβάνονται τα φορτία διάστρωσης που υπολογίστηκαν σε 3kN/m (=0,75kN/m² ομοιόμορφα κατανεμημένο και 0,75kN/m² σε επιφάνεια 3x3 m). Το επιφανειακό φορτίο 0,75 kN/m² σε επιφάνεια 3 x 3 m λήφθηκε συντηρητικά σε όλο το μήκος της δοκού έναντι των 3m. Στη φάση λειτουργίας η δοκός λειτουργεί ως σύμμικτη (συνεργασία οπλισμένου σκυροδέματος και μεταλλικής δοκού) και καταπονείται με όλα τα δρώντα φορτία επί της κατασκευής (μόνιμα φορτία λόγω ιδίων βαρών, φορτία επικαλύψεων, κινητά φορτία).

Για την Ο.Κ.Λ ελέγχεται ότι σε κάθε φάση το ολικό βέλος κάμψης της δοκού δεν ξεπερνά το όριο $L/250$, και το βέλος κάμψης λόγω κινητών φορτίων δεν ξεπερνά το όριο $L/300$. Επιπλέον προς περιορισμό της ταλάντωσης της σύμμικτης πλάκας ελέγχεται ότι η πρώτη ιδιοσυχνότητα της, θεωρώντας την πλάκα ως αμφιέριστη, υπερβαίνει τα 4 Hz.

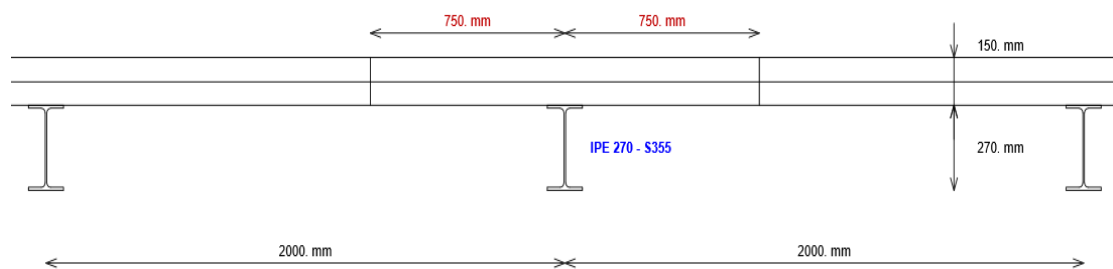
Όσον αφορά τη διατμητική σύνδεση των δοκών με τη σύμμικτη πλάκα, υλοποιείται με μερική διατμητική σύνδεση για τις αμφιέριστες και τις μονόπακτες δοκούς, ενώ με πλήρη διατμητική σύνδεση για τους προβόλους. Τα χαρακτηριστικά και η διάταξη των τοποθετούμενων ήλων παρουσιάζονται για κάθε τύπο δοκού στις επόμενες παραγράφους.

Στο Σχήμα 3.6 παρουσιάζονται όλες οι μεταλλικές διατομές των σύμμικτων δοκών.



Σχήμα 3.6: Μεταλλικές διατομές σύμμικτων δοκών Y. Με γαλάζιο χρώμα αναπαρίσταται οι δοκοί IPE 200, με κόκκινο οι IPE270 και με πράσινο οι IPE 240

Αμφιέρειστες δοκοί 6m, διατομής IPE 270:



Σχήμα 3.7: Διατομή σύμμικτης αμφιέρειστης δοκού μήκους 6m, με μεταλλική διατομή IPE 270

Η δοκός καταπονείται με ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο και αναπτύσσει θετικές ροπές κατά μήκος της.

Στη *φάση κατασκευής*, για την Ο.Κ.Α, η μεταλλική δοκός ελέγχεται έναντι κάμψης και τέμνουσας σε επίπεδο διατομής και έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σε επίπεδο μέλους. Επισημαίνεται ότι το πρόγραμμα ABC δε λαμβάνει υπόψη τη στροφική δέσμευση του θλιβόμενου άνω πέλματος της δοκού λόγω της δυσκαμψίας του χαλυβδόφυλλου. Παρόλα αυτά για τη συγκεκριμένη κατηγορία δοκών, ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στη φάση κατασκευής ικανοποιείται χωρίς να ληφθεί υπόψη η στροφική αυτή δέσμευση.

Στη *φάση λειτουργίας*, για την Ο.Κ.Α, η σύμμικτη δοκός (Σχήμα 3.7) ελέγχεται έναντι κάμψης και τέμνουσας σε επίπεδο διατομής, ενώ σε επίπεδο μέλους δεν

ελέγχεται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, δεδομένου ότι στη φάση αυτή το θλιβόμενο άνω πέλαμα της δοκού δεσμεύεται πλευρικά από την σύμμικτη πλάκα.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης από το πρόγραμμα ABC:

<u>Connection</u>	Connectors Diameter 19-125
	ϕ = 19.0 mm h = 125.0 mm f_y = 350.0 N/mm ² f_u = 450.0 N/mm ²
Main span	L = 6.000 m e = 0.188 m n = 2 row(s)
Total number of connectors : 64	

Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports

Propping in the construction stage No propping

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.35 kN/m
	Dead weight of the slab (2.72 kN/m ²)	5.44 kN/m
Construction load (Q_c)	Q _c = 1.13 kN/m ²	2.25 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.35 kN/m
	Dead weight of the slab (2.72 kN/m ²)	5.44 kN/m
Span	Surface load = 4.00 kN/m ²	
Live load case n° 1 (ψ₀ = 0.70)		
Span	Surface load = 2.80 kN/m ²	
Live load case n° 2 (ψ₀ = 0.50)		
Span	Surface load = 0.60 kN/m ²	

Partial Factors

Permanent loads	γ _{G sup} = 1.35	Structural steel	γ _{M0} = 1.00
	γ _{G inf} = 1.00	Structural steel (instabilities)	γ _{M1} = 1.00
Live loads	γ _Q = 1.50	Concrete	γ _c = 1.50
		Reinforcement bars	γ _s = 1.15
		Connectors	γ _v = 1.25
		Shear resistance of the steel sheeting	γ _{ap} = 1.10

Combinations of actions

ULS combination (construction stage)	1.35 G + 1.50 Q _c
ULS combination(s)	1.35 G + 1.50 Q ₁ + 1.50 (ψ ₀ = 0.50) Q ₂
	1.35 G + 1.50 Q ₂ + 1.50 (ψ ₀ = 0.70) Q ₁
	1.00 G + 1.50 Q ₁ + 1.50 (ψ ₀ = 0.50) Q ₂
	1.00 G + 1.50 Q ₂ + 1.50 (ψ ₀ = 0.70) Q ₁
SLS combination(s)	G + R + Q ₁
	G + R + (ψ ₀ = 0.70) Q ₁
	G + R + Q ₁ + (ψ ₀ = 0.50) Q ₂
	G + R + Q ₂ + (ψ ₀ = 0.70) Q ₁

CONSTRUCTION stage

Moment resistance

Section Class 1

$M_{Rd} = 171.82 \text{ kN.m}$

Plastic shear force resistance

$V_{pl,Rd} = 453.74 \text{ kN}$ ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \epsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))

ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q_c

Support reactions

$R_{V1} = 33.58 \text{ kN}$

$R_{V2} = 33.58 \text{ kN}$

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 1.15$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 50.37 \text{ kN.m}$

$M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m}$

$\Gamma_M = 0.293$ (x = 3.000 m)

$V_{Ed,max} = 33.59 \text{ kN}$

$\Gamma_V = 0.074$ (x = 6.000 m)

$\Gamma_{MV} = 0.293$ (x = 3.000 m)

$\Gamma_{LT} = 0.868$

Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} = 0.293$
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} = 0.074$
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} = 0.293$
Maximum criterion for lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max} = 0.868$

Serviceability Limit States (CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight' Span $v_{max} = 8.0 \text{ mm}$ (L / 746)

Case 'Construction load' (Q_c) Span $v_{max} = 3.1 \text{ mm}$ (L / 1921)

Total deflection $v_{max} = 11.2 \text{ mm}$ (L / 538)

FINAL stage

Participating width

on left support 1.125 m

L / 4 (= 1.500 m) 1.500 m

3 L / 4 (= 4.500 m) 1.500 m

on right support 1.125 m

Moments of inertia

...at mid-span

Long-term 21691 cm⁴

Short-term 28707 cm⁴

Resistance of the connectors

$P_{Rd} = 26.11 \text{ kN}$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.430		
F_{Steel}	=	1631.05 kN
$F_{Concrete}$	=	1636.25 kN
Degree of connection = 0.512 > 0.430		

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance

$$V_{pl,Rd} = 453.74 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$$

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \epsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁ + 1.50 ($\psi_0 = 0.50$) Q₂

Support reactions

$$R_{V1} = 83.76 \text{ kN}$$

$$R_{V2} = 83.76 \text{ kN}$$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$$A_s / s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$M_{Ed,max(+)} = 125.63 \text{ kN.m}$	$M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m}$	$\Gamma_M = 0.399$	(x = 2.500 m)
$V_{Ed,max} = -83.77 \text{ kN}$		$\Gamma_V = 0.185$	(x = 0.000 m)
		$\Gamma_{MV} = 0.399$	(x = 2.500 m)
		$\Gamma_{Vh} = 0.452$	

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

Minimum transverse reinforcement ratio :
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$$\rho_{w,min} = 0.08 \%$$

$$A_s / s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

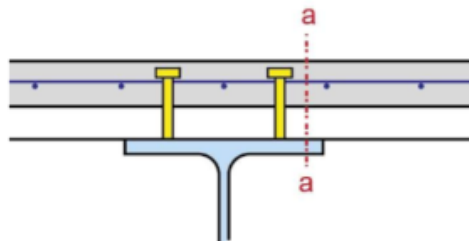
Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :

$$A_s / s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\rho_w > 0.08 \%)$$

Note: this result is provided as an indication.

Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.

Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.



Calculation according to the reinforcement configuration displayed above

Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam

Any other configuration requires a specific calculation

the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.

In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.

When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab,

their influence can be considered with a specific calculation.

The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance has not been considered.

Plastic moment in span

$$M_{pl,Rd} = 325.77 \text{ kN.m}$$

Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} = 0.399$
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} = 0.185$
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} = 0.399$
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} = 0.452$

Serviceability Limit States

Deflections per load case

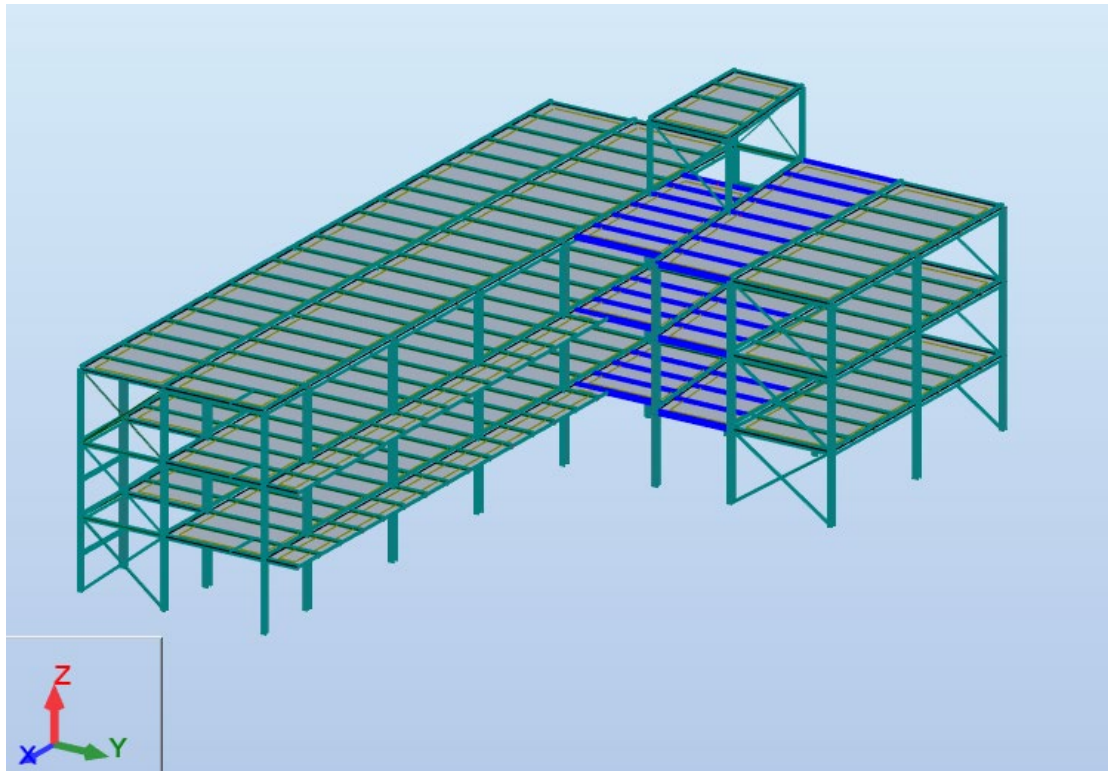
Case 'Dead weight'	$V_{\max} = 8.0 \text{ mm (L / 746)}$
Case 'Other permanent loads'	$V_{\max} = 3.0 \text{ mm (L / 2017)}$
Case 'Q ₁ '	$V_{\max} = 1.6 \text{ mm (L / 3819)}$
Case 'Q ₂ '	$V_{\max} = 0.3 \text{ mm}$
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$V_{\max} = 4.1 \text{ mm (L / 1480)}$

Deflections per combination

Combination SLS ' G + R + Q ₁ '	$V_{\max} = 16.6 \text{ mm (L / 361)}$
Combination SLS ' G + R + ($\psi_0 = 0.70$) Q ₁ '	$V_{\max} = 16.2 \text{ mm (L / 371)}$
Combination SLS ' G + R + Q ₁ + ($\psi_0 = 0.50$) Q ₂ '	$V_{\max} = 16.8 \text{ mm (L / 357)}$
Combination SLS ' G + R + Q ₂ + ($\psi_0 = 0.70$) Q ₁ '	$V_{\max} = 16.5 \text{ mm (L / 364)}$

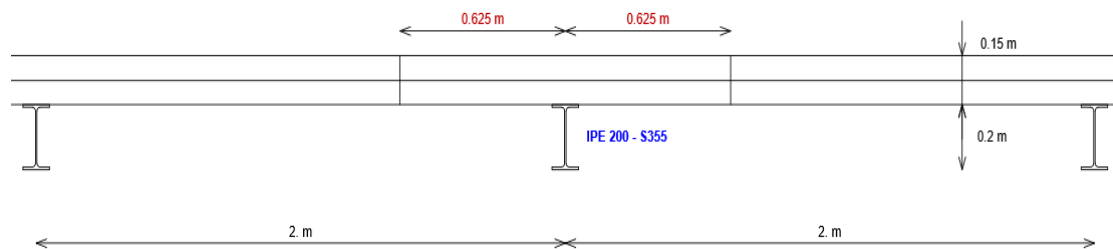
<u>Estimation of the first natural frequency</u> G + 0.00 Q ₁ : 9.03 Hz	G + 0.00 Q ₂ : 9.03 Hz
G + 0.10 Q ₁ : 8.85 Hz	G + 0.10 Q ₂ : 8.99 Hz
G + 0.20 Q ₁ : 8.68 Hz	G + 0.20 Q ₂ : 8.95 Hz
G + 0.30 Q ₁ : 8.53 Hz	G + 0.30 Q ₂ : 8.91 Hz
G + 0.40 Q ₁ : 8.38 Hz	G + 0.40 Q ₂ : 8.88 Hz
G + 0.50 Q ₁ : 8.23 Hz	G + 0.50 Q ₂ : 8.84 Hz
G + 0.60 Q ₁ : 8.10 Hz	G + 0.60 Q ₂ : 8.80 Hz
G + 0.70 Q ₁ : 7.97 Hz	G + 0.70 Q ₂ : 8.77 Hz
G + 0.80 Q ₁ : 7.85 Hz	G + 0.80 Q ₂ : 8.73 Hz
G + 0.90 Q ₁ : 7.73 Hz	G + 0.90 Q ₂ : 8.70 Hz
G + 1.00 Q ₁ : 7.62 Hz	G + 1.00 Q ₂ : 8.66 Hz

Επισημαίνεται ότι οι αμφιέρειστες δοκοί που απεικονίζονται υπογραμμισμένες στο Σχήμα 3.8 με μήκος μεταξύ 4,5m έως 6m, διαστασιολογήθηκαν, χάριν ομοιομορφίας, βάση της αμφιέρειστης σύμμικτης δοκού με μήκος 6m και προέκυψαν διατομές IPE 270.



Σχήμα 3.8: Αμφιέρειστες σύμμικτες δοκοί με μεταβαλλόμενο μήκος (4,5m - 6m) κατά τη διεύθυνση X

Αμφιέρειστες δοκοί 5m, διατομής IPE 200:



Σχήμα 3.9: Διατομή σύμμικτης αμφιέρειστης δοκού μήκους 5m, με μεταλλική διατομή IPE 200

Για την αμφιέρειστη δοκό IPE 200, γίνονται οι ίδιοι έλεγχοι με αυτούς της δοκού IPE 270, με μόνη διαφορά στον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού της μεταλλικής διατομής στη φάση κατασκευής. Ο έλεγχος αυτός, πραγματοποιείται με υπολογισμό στο χέρι προκειμένου να ληφθεί υπόψη η στροφική δέσμευση που παρέχει το χαλυβδόφυλλο στο θλιβόμενο άνω πέλαμα της δοκού. Ο αντίστοιχος έλεγχος από το πρόγραμμα ABC (Γ_{LT} – construction stage) αγνοείται.

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στη φάση κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη τη στροφική δέσμευση από το χαλυβδόφυλλο:

Η προσομοίωση της δέσμευσης της στροφής γίνεται με «εισαγωγή» ενός στροφικού ελατηρίου σταθεράς c_θ . Η κρίσιμη ροπή λυγισμού λαμβάνεται μέσω της σχέσης:

$$M_{cr} = C1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{(kl)^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{(kl)^2}{\pi^2} \cdot \frac{GI_{t,eq}}{EI_z} + \frac{c_\theta}{EI_z} \cdot \frac{(kl)^4}{\pi^4}} \quad (3.4)$$

όπου,

$I_{t,eq}$ η ισοδύναμη ροπή στρέψης που λαμβάνεται από τη σχέση:

$$I_{t,eq} = I_t + c_\theta \cdot \frac{(kl)^2}{G \cdot \pi^2} \quad (3.5)$$

c_θ η ολική σταθερά του στροφικού ελατηρίου που λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\frac{1}{c_\theta} = \frac{1}{c_{\theta,e}} + \frac{1}{c_{\theta,\sigma}} + \frac{1}{c_{\theta,p}} \quad (3.6)$$

όπου,

$c_{\theta,e}$ σταθερά ελατηρίου λόγω παραμορφώσεων του χαλυβδόφυλλου

$c_{\theta,\sigma}$ σταθερά ελατηρίου λόγω παραμορφώσεων της σύνδεσης, η οποία λαμβάνεται ίση με 5,2 kNm/m για χαλυβδόφυλλα συνδεδεμένα στο κάτω τους στενό πέλμα με τη δοκό

$c_{\theta,p}$ σταθερά ελατηρίου λόγω παραμορφώσεων της διατομής

Οι σταθερές ελατηρίου λαμβάνονται μέσω των σχέσεων:

$$c_{\theta,e} = k \cdot \frac{EI}{\alpha} \quad (3.7)$$

όπου,

$k = 2$ για φύλλα αμφιέριστα ή συνεχή 2 ανοιγμάτων

α είναι η απόσταση δύο διαδοχικών στηρίξεων του χαλυβδόφυλλου

$$c_{\theta,p} = 5770 \cdot \frac{1}{\frac{h}{t_w^3} + c \cdot \frac{b_f}{t_f^3}} \quad (3.8)$$

όπου,

h το ύψος της διατομής

b_f το πλάτος του πέλματος

t_f, t_w το πάχος πέλματος και κορμού

$c = 0,5$ για διατομές I

Στους Πίνακες 3.3 έως 3.8 παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για τον προσδιορισμό της ροπής αντοχής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού με στροφική δέσμευση

Πίνακας 3.3: Χαρακτηριστικά μεταλλικής διατομής

I_z (m ⁴)	I_w (m ⁶)	I_t (m ⁴)	$I_{t,eq}$ (m ⁴)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	f_y (kN/cm ²)	$M_{pl,y}$ (kNm)
0,00000142	1,299E-08	7,02E-08	2,13969E-07	367	35,5	130,285

Πίνακας 3.4: Παράμετροι υπολογισμού της σταθεράς $c_{\theta,p}$

h (cm)	t_w (cm)	b_f (cm)	t_f (cm)	c (cm)
20	0,56	10	0,85	0,5

Πίνακας 3.5: Παράμετροι υπολογισμού της σταθεράς $c_{\theta,e}$

k	α	I (m ⁴ /m)
2	2	1,1733E-06

Πίνακας 3.6: Σταθερές ελατηρίων

$c_{\theta,e}$ (kNm/m)	$c_{\theta,\sigma}$ (kNm/m)	$c_{\theta,p}$ (kNm/m)	c_{θ} (kNm/m)
246,393	5,200	47,285	4,597

Πίνακας 3.7: Υπολογισμός M_{cr}

E (kPa)	G (kPa)	C_1	k	l (m)	M_{cr} (kNm)
210000000	81000000	1,132	1	5	67,33

Πίνακας 3.8: Υπολογισμός ροπής αντοχής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού με στροφική δέσμευση

λ_{Lt}	α_{Lt}	Φ_{Lt}	χ_{Lt}	$M_{b,Rd}$ (kNm)
1,39	0,21	1,59	0,4223	55,022

Τελικά $M_{b,Rd} = 55,02 \text{ kNm} > M_{Ed,construction stage} = 34,41 \text{ kNm}$

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης από το πρόγραμμα ABC:

Connection	Connectors Diameter 19-125
	$\phi = 19.0 \text{ mm}$ $h = 125.0 \text{ mm}$ $f_y = 350.0 \text{ N/mm}^2$ $f_u = 450.0 \text{ N/mm}^2$
Main span	$L = 5.000 \text{ m}$ $e = 0.188 \text{ m}$ $n = 1 \text{ row(s)}$
Total number of connectors : 27	

Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports

Propping in the construction stage No propping

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.22 kN/m
	Dead weight of the slab (2.72 kN/m ²)	5.44 kN/m
Construction load (Q_c)	Q _c = 1.13 kN/m ²	2.25 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.22 kN/m
	Dead weight of the slab (2.72 kN/m ²)	5.44 kN/m
Span	Surface load = 4.00 kN/m ²	
Live load case n° 1 ($\psi_0 = 0.70$)		
Span	Surface load = 2.80 kN/m ²	
Live load case n° 2 ($\psi_0 = 0.50$)		
Span	Surface load = 0.60 kN/m ²	

Partial Factors

Permanent loads	$\gamma_{G.sup} = 1.35$	Structural steel	$\gamma_{M0} = 1.00$
	$\gamma_{G.inf} = 1.00$	Structural steel (instabilities)	$\gamma_{M1} = 1.00$
Live loads	$\gamma_Q = 1.50$	Concrete	$\gamma_c = 1.50$
		Reinforcement bars	$\gamma_s = 1.15$
		Connectors	$\gamma_v = 1.25$
		Shear resistance of the steel sheeting	$\gamma_{sp} = 1.10$

Combinations of actions

ULS combination (construction stage)	$1.35 G + 1.50 Q_c$
ULS combination(s)	$1.35 G + 1.50 Q_1 + 1.50 (\psi_0 = 0.50) Q_2$
	$1.35 G + 1.50 Q_2 + 1.50 (\psi_0 = 0.70) Q_1$
	$1.00 G + 1.50 Q_1 + 1.50 (\psi_0 = 0.50) Q_2$
	$1.00 G + 1.50 Q_2 + 1.50 (\psi_0 = 0.70) Q_1$
SLS combination(s)	$G + R + Q_1$
	$G + R + (\psi_0 = 0.70) Q_1$
	$G + R + Q_1 + (\psi_0 = 0.50) Q_2$
	$G + R + Q_2 + (\psi_0 = 0.70) Q_1$

CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section Class 1 $M_{Rd} = 78.33 \text{ kN.m}$

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 286.95 \text{ kN}$ ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))

ULS combination (construction stage): $1.35 G + 1.50 Q_c$

Support reactions $R_{V1} = 27.53 \text{ kN}$

$R_{V2} = 27.53 \text{ kN}$

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 0.77 < 1$!!! (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 34.41 \text{ kN.m}$	$M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m}$	$\Gamma_M = 0.439$	($x = 2.500 \text{ m}$)
$V_{Ed,max} = 27.53 \text{ kN}$		$\Gamma_V = 0.096$	($x = 5.000 \text{ m}$)
		$\Gamma_{MV} = 0.439$	($x = 2.500 \text{ m}$)
		$\Gamma_{LT} = 1.301$	

Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} = 0.439$
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} = 0.096$
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} = 0.439$
Maximum criterion for lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max} = 1.301 > 1$!

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight' Span $v_{max} = 11.3 \text{ mm}$ ($L / 443$)

Case 'Construction load' (Q_c) Span $v_{max} = 4.5 \text{ mm}$ ($L / 1114$)

Total deflection $v_{max} = 15.8 \text{ mm}$ ($L / 317$)

FINAL stage

<u>Participating width</u>	on left support	0.938 m
	$L / 4 (= 1.250 \text{ m})$	1.250 m
	$3 L / 4 (= 3.750 \text{ m})$	1.250 m
	on right support	0.938 m

<u>Moments of inertia</u>	...at mid-span
Long-term	10215 cm^4
Short-term	13296 cm^4

Resistance of the connectors $P_{Rd} = 36.92 \text{ kN}$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection =	0.400
F_{Steel} =	1011.19 kN
$F_{Concrete}$ =	1363.54 kN
Degree of connection =	0.475 > 0.400

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 286.95 \text{ kN}$ ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁ + 1.50 ($\psi_0 = 0.50$) Q₂

Support reactions $R_{V1} = 69.34 \text{ kN}$
 $R_{V2} = 69.34 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab : $A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$

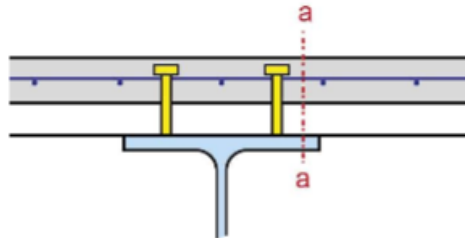
$M_{Ed,max(+)} =$	86.67 kN.m	$\Gamma_M =$	0.547	(x = 3.083 m)
$V_{Ed,max} =$	-69.35 kN	$\Gamma_V =$	0.242	(x = 0.000 m)
		$\Gamma_{MV} =$	0.547	(x = 3.083 m)
		$\Gamma_{Vh} =$	0.339	

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

Minimum transverse reinforcement ratio : $\rho_{w,min} = 0.08 \%$
 (EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))
 $A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) : $A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\rho_w > 0.08 \%$)

Note: this result is provided as an indication.
 Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
 Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.



Calculation according to the reinforcement configuration displayed above
 Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam
 Any other configuration requires a specific calculation
 the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.
 In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.
 When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab,
 their influence can be considered with a specific calculation.
 The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance
 has not been considered.

Plastic moment in span $M_{pl,Rd} = 164.62 \text{ kN.m}$

Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.547
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.242
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.547
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.339

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	11.3 mm (L / 443)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	3.0 mm (L / 1641)
Case 'Q ₁ '	$v_{max} =$	1.6 mm (L / 3057)
Case 'Q ₂ '	$v_{max} =$	0.4 mm
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	3.6 mm (L / 1400)

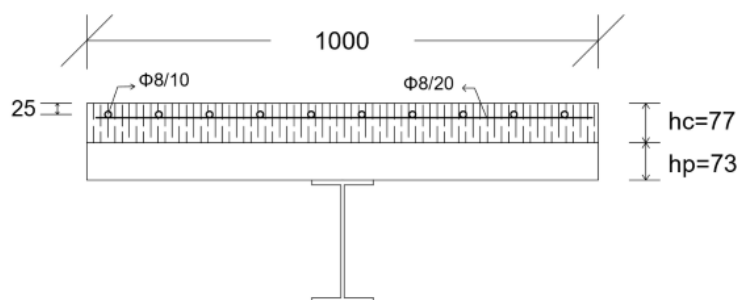
Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q ₁ '	$v_{max} =$	19.5 mm (L / 256)
Combination SLS 'G + R + ($\psi_0 = 0.70$) Q ₁ '	$v_{max} =$	19.0 mm (L / 263)
Combination SLS 'G + R + Q ₁ + ($\psi_0 = 0.50$) Q ₂ '	$v_{max} =$	19.7 mm (L / 254)
Combination SLS 'G + R + Q ₂ + ($\psi_0 = 0.70$) Q ₁ '	$v_{max} =$	19.4 mm (L / 258)

Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q ₁ : 8.89 Hz	G + 0.00 Q ₂ : 8.89 Hz
G + 0.10 Q ₁ : 8.72 Hz	G + 0.10 Q ₂ : 8.85 Hz
G + 0.20 Q ₁ : 8.55 Hz	G + 0.20 Q ₂ : 8.82 Hz
G + 0.30 Q ₁ : 8.39 Hz	G + 0.30 Q ₂ : 8.78 Hz
G + 0.40 Q ₁ : 8.24 Hz	G + 0.40 Q ₂ : 8.74 Hz
G + 0.50 Q ₁ : 8.10 Hz	G + 0.50 Q ₂ : 8.70 Hz
G + 0.60 Q ₁ : 7.97 Hz	G + 0.60 Q ₂ : 8.67 Hz
G + 0.70 Q ₁ : 7.84 Hz	G + 0.70 Q ₂ : 8.63 Hz
G + 0.80 Q ₁ : 7.72 Hz	G + 0.80 Q ₂ : 8.60 Hz
G + 0.90 Q ₁ : 7.60 Hz	G + 0.90 Q ₂ : 8.56 Hz
G + 1.00 Q ₁ : 7.49 Hz	G + 1.00 Q ₂ : 8.53 Hz

Πρόβολοι μήκους 2m, διατομής IPE 240:



Σχήμα 3.10: Σύμμικτη διατομή προβόλων με μεταλλική διατομή IPE 240

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων προβόλων έγινε με υπολογισμούς στο χέρι. Σε όλες της φάσεις κατασκευής το κάτω πέλμα της δοκού θλίβεται ενώ το άνω εφελκύεται. Επιπλέον, κατόπιν κατάταξης της μεταλλικής διατομής, προέκυψε κατηγορίας 1.

Φάση κατασκευής

Φορτία: $g_{tot} = 6,3 \text{ kN/m}$, $q_{tot} = 3 \text{ kN/m}$

Ο.Κ.Α:

Η μεταλλική δοκός ελέγχθηκε έναντι τέμνουσας σε επίπεδο διατομής, (ο έλεγχος διατομής σε κάμψη παραλήφθηκε ως ευμενέστερος) και έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σε επίπεδο μέλους.

$$q_d = 13 \text{ kN/m} \rightarrow M_{Ed, \sigmaτηρ.} = 24 \text{ kNm}, V_{Ed, \sigmaτηρ.} = 26 \text{ kN}$$

Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα:

$$V_{pl,Rd} = 392,37 \text{ kN} > V_{Ed, \sigmaτηρ.} = 26 \text{ kN}$$

Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

Πίνακας 3.9: Χαρακτηριστικά διατομής IPE 240

$I_z \text{ (m}^4\text{)}$	$I_w \text{ (m}^6\text{)}$	$I_t \text{ (m}^4\text{)}$	$W_{pl,y} \text{ (cm}^3\text{)}$	$f_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$M_{pl,y} \text{ (kNm)}$
0,00000284	3,739E-08	0,000000129	367	35,5	130,285

Πίνακας 3.10: Παράμετροι υπολογισμού της ροπής αντοχής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

E (kPa)	G (kPa)	C ₁	k	l (m)	M _{cr} (kNm)
210000000	81000000	1,879	2	2	140,937

λ _{1t}	α _{1t}	Φ _{1t}	χ _{1t}	M _{b,Rd} (kNm)
0,961	0,21	1,042	0,692	90,208

Τελικά $M_{b,Rd} = 90,208 \text{ kNm} > M_{Ed,στηρ.} = 24 \text{ kN}$

Ο.Κ.Α:

Η μεταλλική δοκός απαιτείται να έχει ολικό βέλος δ_{max} μικρότερο από $\frac{(L/2)}{250}$ και βέλος λόγω κινητών φορτίων μικρότερο από $\frac{(L/2)}{300}$.

$$q_{d,tot} = 9,3 \text{ kN/m} \rightarrow \delta_{max} = \frac{q \cdot L^4}{8 \cdot EI_y} = 0,00228 \text{ m} < \frac{(L/2)}{250} = 0,004 \text{ m}$$

$$q_2 = 3 \text{ kN/m} \rightarrow \delta_2 = \frac{q \cdot L^4}{8 \cdot EI_y} = 0,000735 \text{ m} < \frac{(L/2)}{300} = 0,0033 \text{ m}$$

Φάση λειτουργίας

Ο.Κ.Α:

Το σκυρόδεμα εφελκύεται και συνεπώς θεωρείται ανενεργό. Αμελώντας συντηρητικά τον εφελκόμενο οπλισμό εντός της πλάκας, η μεταλλική δοκός ελέγχθηκε έναντι τέμνουσας σε επίπεδο διατομής και έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σε επίπεδο μέλους.

Λήφθηκαν οι δυσμενέστερες δράσεις για όλους τους στατικούς συνδυασμούς ULS από το Robot:

$$M_{Ed, στηρ,max} = 66,96 \text{ kNm}, \quad V_{Ed,στηρ,max} = 63,86 \text{ kN}$$

Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα:

$$V_{pl,Rd} = 392,37 \text{ kN} > V_{Ed,στηρ,max} = 63,86 \text{ kN}$$

Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$M_{b,Rd} = 90,208 \text{ kNm} > M_{Ed, στηρ,max} = 66,96 \text{ kNm}$$

Ο.Κ.Λ:

Για τον έλεγχο των βελών κάμψης, λήφθηκε υπόψη ο εφελκόμενος σπλισμός εντός της πλάκας. Συνεπώς, υπολογίστηκαν τα βέλη της σύμμικτης δοκού που απεικονίζεται στο Σχήμα 3.10, για ρηγματωμένο σκυρόδεμα. Εφαρμόζοντας ελαστική ανάλυση για τον υπολογισμό τους προέκυψε:

Εμβαδόν σύμμικτης διατομής:

$$A_e = A_a + A_s = 39,1 + 5,03 = 44,13 \text{ cm}^2 \quad (3.9)$$

Κέντρο βάρους – Ουδέτερος άξονας σύμμικτης διατομής (ως σημείο αναφοράς είναι η άνω στάθμη του σκυροδέματος):

$$z_e = \frac{z_s \cdot A_s + z_a \cdot A_a}{A_e} = \frac{2,5 \cdot 5,03 + 27 \cdot 39,1}{44,13} = 24,207 \text{ cm} \quad (3.10)$$

Ροπή αδράνειας σύμμικτης διατομής:

$$I_e = I_{a,o} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + A_s \cdot (z_e - z_s)^2 = 6565,1 \text{ cm}^4 \quad (3.11)$$

όπου,

$I_{a,o} = 3890 \text{ cm}^4$, η ροπή αδράνειας της μεταλλικής δοκού

$$q_{d,tot} = 22,46 \text{ kN/m} \rightarrow \delta_{max} = \frac{q \cdot L^4}{8 \cdot EI_e} = 0,0033 \text{ m} < \frac{(L/2)}{250} = 0,004 \text{ m}$$

$$q_2 = 10,6 \text{ kN/m} \rightarrow \delta_2 = \frac{q \cdot L^4}{8 \cdot EI_y} = 0,0016 \text{ m} < \frac{(L/2)}{300} = 0,0033 \text{ m}$$

Διατμητική σύνδεση

Υλοποιήθηκε πλήρης διατμητική σύνδεση με ήλους αντοχής $f_u = 450 \text{ MPa}$, διαμέτρου $d = 16 \text{ mm}$, ύψους $h = 125 \text{ mm}$ και με απόσταση μεταξύ τους $e_L = 187,5 \text{ mm}$. Δηλαδή, τοποθετήθηκε ένας ήλος σε κάθε κάτω αυλάκωση του χαλυβδόφυλλου. Οι έλεγχοι που έγιναν παρουσιάζονται συνοπτικά:

Διαμήκης διάτμηση:

$$V_l = A_{s,tot} \cdot f_{sd} = 5,03 \text{ cm}^2 \cdot \frac{50 \text{ kN}}{1,15 \text{ cm}^2} = 218,7 \text{ kN}$$

Αντοχή ενός ήλου:

$$P_{Rd} = k_t \cdot \min[P_{Rd,1} ; P_{Rd,2}] = 0,652 \cdot \min[57,9 \text{ kN} ; 51,86 \text{ kN}] = 33,8 \text{ kN}$$

Απαιτούμενοι ήλοι σε μήκος $l = 2 \text{ m}$:

$$n_f = \frac{V_l}{P_{Rd}} = 7 \text{ ήλοι}$$

Απαιτούμενη διαμήκης απόσταση ήλων:

$$e_{l,req} = \frac{l}{n_f} = 285 \text{ mm} > 187,5 \text{ mm}$$

Επισημαίνεται ότι ελέγχθηκαν επιπλέον οι περιορισμοί ως προς τη διάταξη των ήλων για κτίρια, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4.

Διατμητική κάλυψη πλάκας

Τομή α-α: (γίνεται σε αντίστοιχη θέση με αυτή που απεικονίζεται στο Σχήμα 3.12)

Δρώσα διατμητική ροή στην πλάκα:

$$v_{lc,Ed} = V_{l,Ed} \cdot \frac{A_{sp}}{A_{s,tot}} = 109,35 \cdot \frac{2,21}{5,03} = 48 \text{ kN/m} \quad (3.12)$$

Αντοχή λοξών θλιπτήρων:

$$v_{c,Rd} = \frac{0,75 \cdot L_V \cdot f_{sd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0,75 \cdot 7,7 \cdot 1,667}{2} \cdot 100 = 481 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > v_{lc,Ed} \quad (3.13)$$

Αντοχή εγκάρσιων οπλισμών (Φ8/20) που διέρχονται από την τομή:

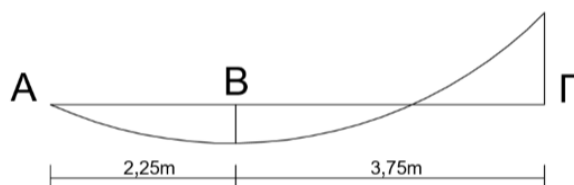
$$v_{s,Rd} = \frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta = \frac{0,5}{20} \cdot 43,478 \cdot 1 \cdot 100 = 109 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > v_{lc,Ed} \quad (3.14)$$

Μονόπακτες δοκοί 6m, διατομής IPE 240:

Οι μονόπακτες σύμμικτες δοκοί διαστασιολογήθηκαν επί το δυσμενέστερο ως αμφιέρειστες στο πρόγραμμα ABC. Ταυτόχρονα, εξασφαλίστηκε ότι η διατομή στη στήριξη επαρκεί σύμφωνα με τους ελέγχους επάρκειας που πραγματοποιήθηκαν για τους προβόλους. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του προγράμματος επισυνάπτονται στο Παράρτημα Β.

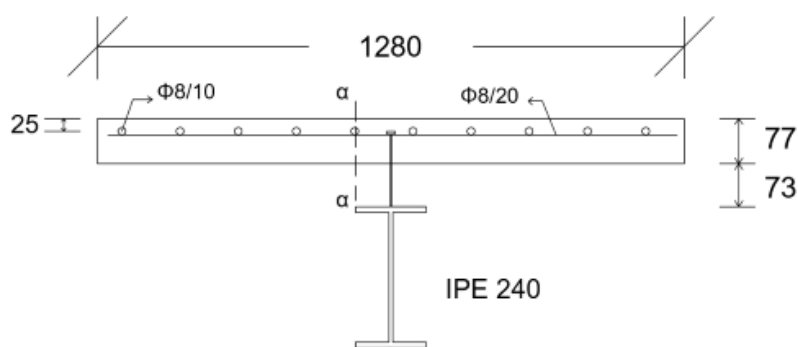
Διατμητική σύνδεση

Πραγματοποιήθηκε μερική διατμητική σύνδεση σε όλο το μήκος της δοκού με έναν ήλο ανά κάτω αυλάκωση του χαλυβδόφυλλου ($e_L = 187,5 \text{ mm}$), διαμέτρου ήλου $d = 19 \text{ mm}$, ύψους $h = 125 \text{ mm}$ και αντοχής $f_u = 450 \text{ MPa}$. Στη συνέχεια παρατίθενται συνοπτικά οι υπολογισμοί για κάθε κρίσιμο τμήμα της δοκού (Σχήμα 3.11).



Σχήμα 3.11: Ποιοτικό διάγραμμα ροπών μονόπακτης δοκού

Τμήμα AB:



Σχήμα 3.12: Διατομή Β μονόπακτης δοκού

Διατομή Β:

συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος: $b_{eff} = 1280mm$

ύψος θλιβόμενης ζώνης:

$$z_o = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} = \frac{39,1 \cdot 355}{128 \cdot 14,167} = 7,65 \text{ cm} < 7,7 \text{ cm} \quad (3.15)$$

Συνεπώς η διαμήκης διάτμηση στο τμήμα AB είναι:

$$V_{L,AB} = D_B = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot z_o \cdot b = 1387,2 \text{ kN} \quad (3.16)$$

$$P_{Rd} = k_t \cdot \min[P_{Rd,1}; P_{Rd,2}] = 0,652 \cdot \min[81,65kN; 73,13kN] = 47,68 \text{ kN}$$

Απαιτούμενοι ήλοι για πλήρη διατμητική σύνδεση: $n_{req} = \frac{V_{L,AB}}{P_{Rd}} = 30$

Ποσοστό μερικής διατμητικής σύνδεσης: $n_{req} = \frac{n_{prov}}{n_{req}} = \frac{12}{30} = 0,4 = n_{min}$

Τμήμα ΒΓ:

Διατομή Γ:

Πλάτος ρηγματωμένου σκυροδέματος: $b_{eff} = 1000mm$

Διαμήκης διάτμηση στο τμήμα ΒΓ :

$$V_{L,B\Gamma} = D_B + A_\alpha \cdot f_{sd} = 1387,2 + 5,03 \cdot \frac{50}{1,15} = 1605,9 \text{ kN} \quad (3.17)$$

$$P_{Rd} = 47,68 \text{ kN}$$

Απαιτούμενοι ήλοι για πλήρη διατμητική σύνδεση: $n_{req} = \frac{V_{L,BF}}{P_{Rd}} = 34$

Ποσοστό μερικής διατμητικής σύνδεσης: $n_{req} = \frac{n_{prov}}{n_{req}} = \frac{20}{34} = 0,588 > n_{min} = 0,4$

Διατμητική κάλυψη πλάκας

Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι έλεγχοι για το τμήμα AB:

Τομή α-α: (Σχήμα 3.12)

$$V_{l,Ed} = n \cdot \frac{V_{l,AB}}{l_{AB}} = 0,4 \cdot \frac{1387,2}{2,25} = 246,6 \text{ kN/m} \quad (3.18)$$

$$v_{lc,Ed} = V_{l,Ed} \cdot \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}} = 246,6 \cdot \frac{77 \cdot 580}{77 \cdot 1280} = 111,75 \text{ kN/m} \quad (3.19)$$

$$v_{c,Rd} = \frac{0,75 \cdot L_V \cdot f_{sd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0,75 \cdot 0,077 \cdot 16666,67}{1,2 + 0,833} = 473,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3.20)$$

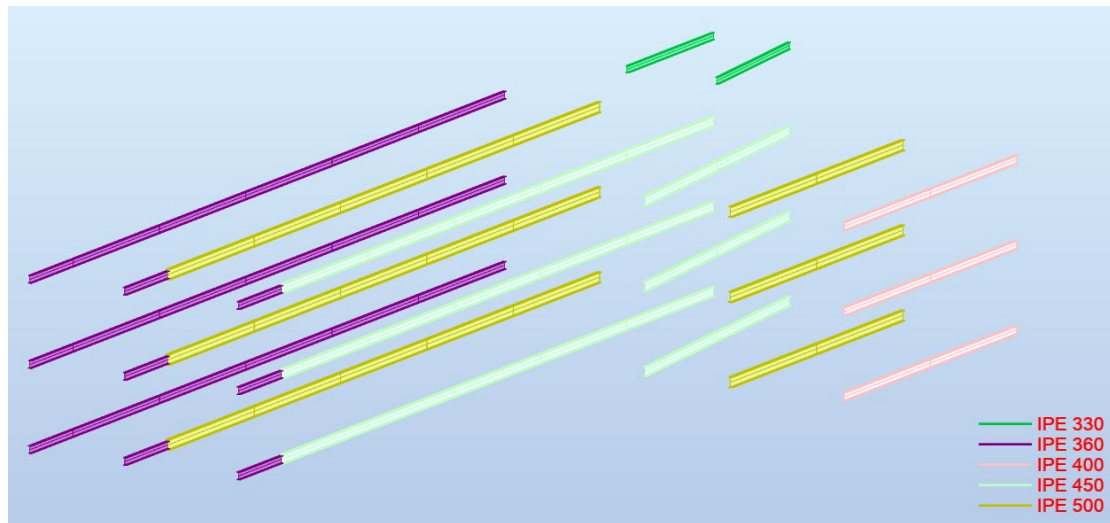
$$v_{s,Rd} = \frac{A_{sf}}{S_f} \cdot f_{sd} \cdot \cot\theta = 2,513 \cdot 43,478 \cdot 1 = 131,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > v_{lc,Ed} \quad (3.21)$$

3.4 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών X

Οι κύριες δοκοί της διεύθυνσης X επιλέχθηκαν να σχεδιαστούν και να διαστασιολογηθούν ως αμιγώς μεταλλικές δοκοί. Αποτελούν τις κύριες δοκούς των πλαισίων ροπής και παραλαμβάνουν τα φορτία που τους μεταφέρονται από τις δοκούς της διεύθυνσης Y. Καταπονούνται σε ροπή και τέμνουσα, ενώ λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας δεν καταπονούνται σε αξονική δύναμη. Διαστασιολογούνται σε Ο.Κ.Α για όλους του θεμελιώδεις συνδυασμούς (ULS) και ελέγχονται έναντι τέμνουσας και κάμψης σε επίπεδο διατομής, και έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σε επίπεδο μέλους. Τέλος, ελέγχεται ότι για όλους τους συνδυασμούς της Ο.Κ.Α δεν αναπτύσσουν βέλη κάμψης που να υπερβαίνουν τα επιτρεπτά όρια. Συγκεκριμένα, το ολικό βέλος κάμψης δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $L/250$, ενώ το βέλος λόγω κινητών φορτίων την τιμή $L/300$, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Εθνικού Προσαρτήματος του EN1993-1-1.

Η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του Robot. Τα μήκη λυγισμού των δοκών εισήχθησαν στο πρόγραμμα σύμφωνα με την αντίστοιχη παράγραφο του κεφαλαίου 1.2. Οι δοκοί χωρίστηκαν σε 9 διαφορετικές ομάδες (groups) ανάλογα τη θέση τους στην κατασκευή, τα πλάτη επιρροής φόρτισης και τα εντατικά τους μεγέθη. Η διατομή κάθε ομάδας δοκών προέκυψε με βάση τη

διαστασιολόγηση της δυσμενέστερης δοκού της ομάδας. Τελικά, προέκυψαν οι διατομές που απεικονίζονται στο Σχήμα 3.13.



Σχήμα 3.13: Διατομές κύριων δοκών X

Στη συνέχεια, στα Σχήματα: Σχήμα 3.14 έως Σχήμα 3.23 παρουσιάζονται τα φύλλα αποτελεσμάτων του Robot για τις 5 διαφορετικές τοποθετούμενες διατομές. Επιλέγονται να παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των groups με τον μεγαλύτερο βαθμό εκμετάλλευσης για τις περιπτώσεις που περισσότερα από ένα groups κατέληξαν στην ίδια διατομή.

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

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 8 3 _internal beams

MEMBER: 833

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 40 ULS10 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+(8+9+10+11)*1.50+14*0.75

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 450

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=63.21 cm ²	Az=50.85 cm ²	Ax=98.82 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.90 cm ⁴	Iz=1675.86 cm ⁴	Ix=63.80 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=1701.92 cm ³	Wplz=276.39 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 0.00 kN	My _{Ed} = -404.70 kN*m	Mz _{Ed} = 0.00 kN*m	Vy _{Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 2717.57 kN	My _{Ed,max} = -404.70 kN*m	Mz _{Ed,max} = -0.00 kN*m	Vy _{T,Rd} = 1003.23 kN
N _{b,Rd} = 2412.93 kN	My _{c,Rd} = 468.03 kN*m	Mz _{c,Rd} = 76.01 kN*m	Vz _{Ed} = 243.85 kN
	MN _{y,Rd} = 468.03 kN*m	MN _{z,Rd} = 76.01 kN*m	Vz _{T,Rd} = 807.06 kN
	Mb _{Rd} = 452.83 kN*m		Tt _{Ed} = -0.01 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	Mcr = 1870.99 kN*m	Curve _{LT} - c	XLT = 0.94
L _{cr,low} = 1.76 m	Lam _{LT} = 0.50	f _{i,LT} = 0.62	XLT _{mod} = 0.97

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 8.04 m	Lam _y = 0.50
L _{cr,y} = 8.04 m	Xy = 0.92
Lamy = 43.48	kyy = 1.00



About z axis:

Lz = 8.04 m	Lam _z = 0.49
L _{cr,z} = 1.76 m	Xz = 0.89
Lamz = 42.68	kyz = 0.82

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$
$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.86 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$
$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$
$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.75 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$
$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$
$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 43.48 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 42.68 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.89 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.89 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.14: Φύλλο αποτελεσμάτων δοκών IPE 450 σε Ο.Κ.Α

CODE GROUP: 6 2 _internal beams

MEMBER: 834

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 8.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 40 ULS10 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+(8+9+10+11)*1.50+14*0.75

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm ²	Az=59.87 cm ²	Ax=115.52 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm ⁴	Iz=2141.69 cm ⁴	Ix=89.00 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm ³	Wplz=335.89 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 0.00 kN	M _{y,Ed} = -499.57 kN*m	M _{z,Ed} = -0.00 kN*m	V _{y,Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 3176.86 kN	M _{y,Ed,max} = -499.57 kN*m	M _{z,Ed,max} = -0.00 kN*m	V _{y,T,Rd} = 1144.26 kN
N _{b,Rd} = 2758.64 kN	M _{y,c,Rd} = 603.42 kN*m	M _{z,c,Rd} = 92.37 kN*m	V _{z,Ed} = -287.24 kN
	MN _{y,Rd} = 603.42 kN*m	MN _{z,Rd} = 92.37 kN*m	V _{z,T,Rd} = 950.62 kN
	M _{b,Rd} = 570.59 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	M _{cr} = 2071.60 kN*m	Curve,LT - c	XLT = 0.92
L _{cr,low} = 2.00 m	Lam _{LT} = 0.54	fi,LT = 0.64	XLT,mod = 0.95

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 8.00 m	Lam _y = 0.45
L _{cr,y} = 8.00 m	Xy = 0.94
Lamy = 39.17	kyy = 1.00



About z axis:

Lz = 8.00 m	Lam _z = 0.54
L _{cr,z} = 2.00 m	Xz = 0.87
Lamz = 46.45	kyz = 0.84

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$
$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.83 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$
$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$
$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.69 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$
$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$
$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 39.17 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 46.45 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$
$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$
$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$
$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.15: Φύλλο αποτελεσμάτων δοκών IPE 500 σε Ο.Κ.Α

CODE GROUP: 4 1_external beams

MEMBER: 814

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 8.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 40 ULS10 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+(8+9+10+11)*1.50+14*0.75

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=36.20 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.22 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 0.00 kN	My _{Ed} = -221.31 kN*m	Mz _{Ed} = -0.00 kN*m	Vy _{Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 2000.05 kN	My _{Ed,max} = -221.31 kN*m	Mz _{Ed,max} = -0.00 kN*m	Vy _{T,Rd} = 775.45 kN
N _{b,Rd} = 1665.88 kN	My _{c,Rd} = 280.29 kN*m	Mz _{c,Rd} = 52.55 kN*m	Vz _{Ed} = -129.27 kN
	MN _{y,Rd} = 280.29 kN*m	MN _{z,Rd} = 52.55 kN*m	Vz _{T,Rd} = 557.88 kN
	Mb _{Rd} = 253.78 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	M _{cr} = 754.42 kN*m	Curve _{LT} - c	XLT = 0.88
L _{cr,low} = 2.00 m	Lam _{LT} = 0.61	fi _{LT} = 0.69	XLT _{mod} = 0.91

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

L _y = 8.00 m	Lam _y = 0.62
L _{cr,y} = 8.00 m	X _y = 0.88
Lam _y = 53.49	k _{yy} = 1.00



About z axis:

L _z = 8.00 m	Lam _z = 0.61
L _{cr,z} = 2.00 m	X _z = 0.83
Lam _z = 52.80	k _{yz} = 0.90

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$
$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.79 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$
$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$
$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$
$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$
$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 53.49 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 52.80 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.16: Φύλλο αποτελεσμάτων δοκών IPE 360 σε Ο.Κ.Α

CODE GROUP: 5 2_external beams

MEMBER: 837

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 45 ULS15 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+(8+9+10+11)*1.50+27*0.90+14*0.75

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 400

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

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 0.00 kN	My _{Ed} = -270.75 kN*m	Mz _{Ed} = -0.39 kN*m	Vy _{Ed} = -1.16 kN
N _{c,Rd} = 2322.75 kN	My _{Ed,max} = -270.75 kN*m	Mz _{Ed,max} = -0.39 kN*m	Vy _{T,Rd} = 889.07 kN
N _{b,Rd} = 1963.61 kN	My _{c,Rd} = 359.50 kN*m	Mz _{c,Rd} = 62.98 kN*m	Vz _{Ed} = 154.00 kN
	MN _{y,Rd} = 359.50 kN*m	MN _{z,Rd} = 62.98 kN*m	Vz _{T,Rd} = 677.86 kN
	Mb _{Rd} = 330.11 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	M _{cr} = 1041.30 kN*m	Curve _{LT} - c	XLT = 0.89
L _{cr,low} = 2.00 m	Lam _{LT} = 0.59	fi _{LT} = 0.68	XLT _{mod} = 0.92

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

L _y = 8.00 m	Lam _y = 0.56
L _{cr,y} = 8.00 m	X _y = 0.91
Lam _y = 48.35	k _{yy} = 1.00



About z axis:

L _z = 8.00 m	Lam _z = 0.58
L _{cr,z} = 2.00 m	X _z = 0.85
Lam _z = 50.63	k _{yz} = 0.87

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.75 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.57 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.23 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 48.35 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 50.63 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.82 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/gM1) + k_{yz} * Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.83 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * My_{Ed,max}/(XLT * My_{Rk}/gM1) + k_{zz} * Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.43 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Σχήμα 3.17: Φύλλο αποτελεσμάτων δοκών IPE 400 σε Ο.Κ.Α

CODE GROUP: 11 beams 4th_story

MEMBER: 1148 Beam_1148

POINT: 3

COORDINATE: $x = 0.50 L = 4.02 \text{ m}$

LOADS:

Governing Load Case: 82 ULS52 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+14*1.50+(8+9+10+11)*1.05

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



SECTION PARAMETERS: IPE 330

$h=33.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=16.0 \text{ cm}$	$A_y=42.28 \text{ cm}^2$	$A_z=30.81 \text{ cm}^2$	$A_x=62.61 \text{ cm}^2$
$tw=0.8 \text{ cm}$	$I_y=11766.90 \text{ cm}^4$	$I_z=788.14 \text{ cm}^4$	$I_x=25.70 \text{ cm}^4$
$tf=1.1 \text{ cm}$	$W_{ply}=804.40 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=153.68 \text{ cm}^3$	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 121.26 \text{ kN*m}$		
$N_{c,Rd} = 1721.67 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 121.26 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = -0.00 \text{ kN*m}$	
$N_{b,Rd} = 1394.61 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 221.21 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 42.26 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 23.37 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 221.21 \text{ kN*m}$		$V_{z,T,Rd} = 488.92 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 195.09 \text{ kN*m}$		$T_{t,Ed} = -0.01 \text{ kN*m}$
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 525.12 \text{ kN*m}$	Curve _{LT} - c	$X_{LT} = 0.86$
$L_{cr,upp} = 2.01 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.65$	$f_{i,LT} = 0.72$	$X_{LT,mod} = 0.88$

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 8.04 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.68$
$L_{cr,y} = 8.04 \text{ m}$	$X_y = 0.86$
$\lambda_{m,y} = 58.61$	$k_{yy} = 1.00$



About z axis:

$L_z = 8.04 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 0.65$
$L_{cr,z} = 2.01 \text{ m}$	$X_z = 0.81$
$\lambda_{m,z} = 56.62$	$k_{zy} = 0.52$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

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

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Global stability check of member:

$$\lambda_{m,y} = 58.61 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 56.62 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.62 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.32 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.18: Φύλλο αποτελεσμάτων δοκών IPE 330 σε O.K.A

CODE GROUP: 8 3 _internal beams

MEMBER: 833

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: IPE 450

ht=45.0 cm

bf=19.0 cm

tw=0.9 cm

tf=1.5 cm

Ay=55.48 cm²

Iy=33742.90 cm⁴

Wely=1499.68 cm³

Az=42.30 cm²

Iz=1675.86 cm⁴

Welz=176.41 cm³

Ax=98.82 cm²

Ix=63.80 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 3.2 cm Verified

Governing Load Case: 132 SLS34 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+26)*1.00+(8+9+10+11)*0.70+14*0.50

uz = 1.2 cm < uz max = L/250.00 = 3.2 cm Verified

Governing Load Case: 108 SLS10 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+8+9+10+11)*1.00+14*0.50

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/300.00 = 2.7 cm Verified

Governing Load Case: 0.7*8 + 0.7*9 + 0.7*10 + 0.7*11 + 0.5*14 + 1*20 + 1*22

u inst,z = 0.4 cm < u inst,max,z = L/300.00 = 2.7 cm Verified

Governing Load Case: 1*8 + 1*9 + 1*10 + 1*11 + 0.5*14



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

Σχήμα 3.19: Φύλλο αποτελεσμάτων δοκών IPE 450 σε Ο.Κ.Λ

CODE GROUP: 6 2 _internal beams

MEMBER: 834

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: IPE 500

ht=50.0 cm

bf=20.0 cm

tw=1.0 cm

tf=1.6 cm

Ay=64.00 cm²

Iy=48198.50 cm⁴

Wely=1927.94 cm³

Az=51.00 cm²

Iz=2141.69 cm⁴

Welz=214.17 cm³

Ax=115.52 cm²

Ix=89.00 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 3.2 cm Verified

Governing Load Case: 144 SLS46 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+29)*1.00+(8+9+10+11)*0.70+14*0.50

uz = 1.0 cm < uz max = L/250.00 = 3.2 cm Verified

Governing Load Case: 108 SLS10 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+8+9+10+11)*1.00+14*0.50

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/300.00 = 2.7 cm Verified

Governing Load Case: 0.7*8 + 0.7*9 + 0.7*10 + 0.7*11 + 0.5*14 + 1*19 + 1*21

u inst,z = 0.3 cm < u inst,max,z = L/300.00 = 2.7 cm Verified

Governing Load Case: 1*8 + 1*9 + 1*10 + 1*11 + 0.5*14



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

Σχήμα 3.20: Φύλλο αποτελεσμάτων δοκών IPE 500 σε Ο.Κ.Λ

CODE GROUP: 4 1_external beams

MEMBER: 814

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: IPE 360

ht=36.0 cm

bf=17.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.3 cm

Ay=43.18 cm²

Iy=16265.60 cm⁴

Wely=903.64 cm³

Az=28.80 cm²

Iz=1043.45 cm⁴

Welz=122.76 cm³

Ax=72.73 cm²

Ix=36.20 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 3.2 cm Verified

Governing Load Case: 138 SLS40 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+28)*1.00+(8+9+10+11)*0.70

uz = 1.3 cm < uz max = L/250.00 = 3.2 cm Verified

Governing Load Case: 108 SLS10 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+8+9+10+11)*1.00+14*0.50

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/300.00 = 2.7 cm Verified

Governing Load Case: 0.7*8 + 0.7*9 + 0.7*10 + 0.7*11 + 1*17 + 1*22

u inst,z = 0.4 cm < u inst,max,z = L/300.00 = 2.7 cm Verified

Governing Load Case: 1*8 + 1*9 + 1*10 + 1*11 + 0.5*14



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

Σχήμα 3.21: Φύλλο αποτελεσμάτων δοκών IPE 360 σε Ο.Κ.Λ

CODE GROUP: 5 2_external beams

MEMBER: 837

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: IPE 400

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

tw=0.9 cm

tf=1.4 cm

Ay=48.60 cm²

Iy=23128.40 cm⁴

Wely=1156.42 cm³

Az=34.40 cm²

Iz=1317.82 cm⁴

Welz=146.42 cm³

Ax=84.46 cm²

Ix=46.80 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 3.2 cm Verified

Governing Load Case: 145 SLS47 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+30)*1.00

uz = 1.0 cm < uz max = L/250.00 = 3.2 cm Verified

Governing Load Case: 108 SLS10 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+8+9+10+11)*1.00+14*0.50

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/300.00 = 2.7 cm Verified

Governing Load Case: 1*19 + 1*22

u inst,z = 0.3 cm < u inst,max,z = L/300.00 = 2.7 cm Verified

Governing Load Case: 1*8 + 1*9 + 1*10 + 1*11 + 0.5*14



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

Σχήμα 3.22: Φύλλο αποτελεσμάτων δοκών IPE 400 σε Ο.Κ.Λ

CODE GROUP: 11 beams 4th_story

MEMBER: 1148 Beam_1148 POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.80 cm²

Iy=11766.90 cm⁴

Wely=713.15 cm³

Az=24.75 cm²

Iz=788.14 cm⁴

Welz=98.52 cm³

Ax=62.61 cm²

Ix=25.70 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 3.2 cm Verified

Governing Load Case: 117 SLS19 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+23)*1.00

uz = 1.9 cm < uz max = L/250.00 = 3.2 cm Verified

Governing Load Case: 150 SLS52 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+14)*1.00+(8+9+10+11)*0.70

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/300.00 = 2.7 cm Verified

Governing Load Case: 1*13 + 1*21

u inst,z = 0.2 cm < u inst,max,z = L/300.00 = 2.7 cm Verified

Governing Load Case: 0.7*8 + 0.7*9 + 0.7*10 + 0.7*11 + 1*14



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

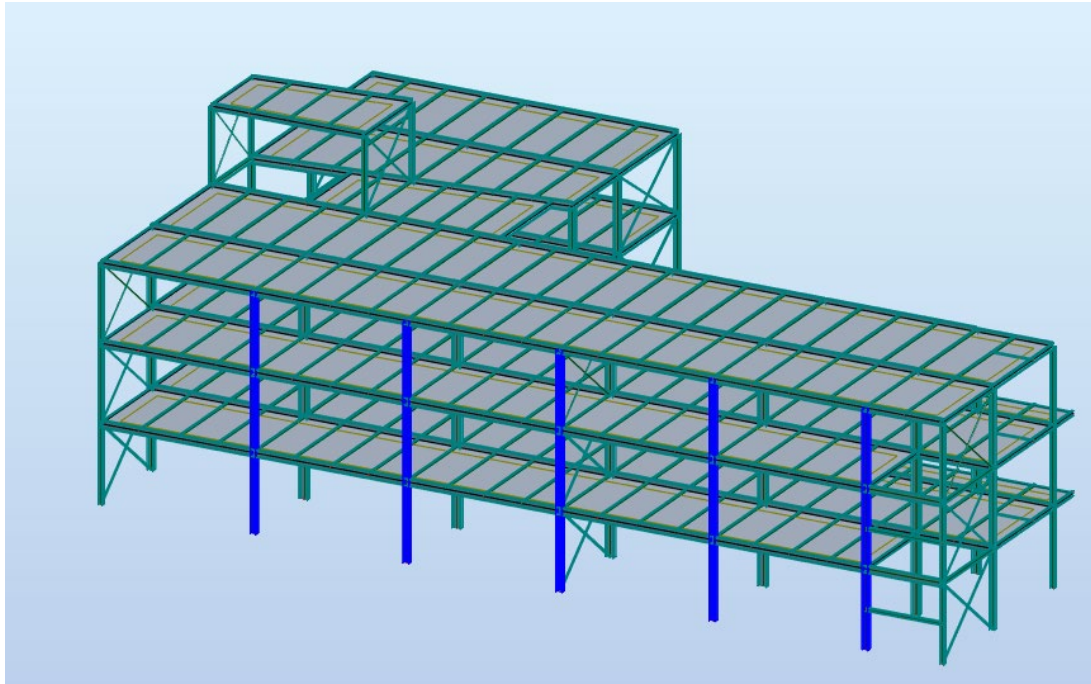
Section OK !!!

Σχήμα 3.23: Φύλλο αποτελεσμάτων δοκών IPE 330 σε Ο.Κ.Λ

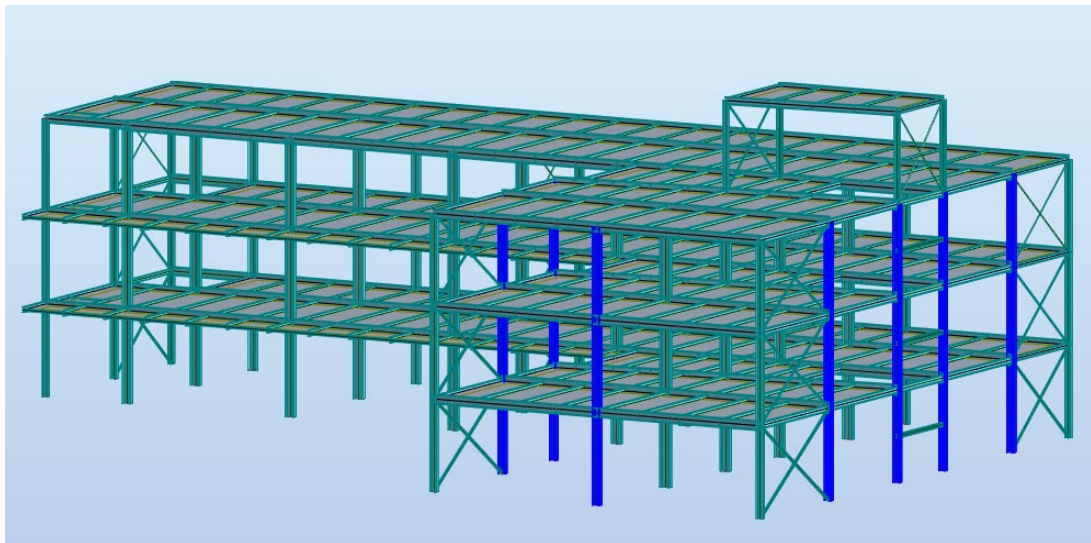
3.5 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα τοποθετήθηκαν με προσανατολισμό τέτοιοι ώστε, να κάμπτονται περί τον ισχυρό άξονα εντός των πλαισίων ροπής. Καταπονούνται από τα φορτία που τους μεταβιβάζονται μέσω των κύριων δοκών X σε αξονική, τέμνουσα και ροπή. Ελέγχεται ότι σε Ο.Κ.Α, για όλους τους θεμελιώδεις συνδυασμούς (ULS), τα υποστυλώματα επαρκούν έναντι θλίψης, τέμνουσας και κάμψης σε επίπεδο διατομής, ενώ σε επίπεδο μέλους έναντι καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Σε Ο.Κ.Λ ελέγχεται ότι η σχετική μετατόπιση των υποστυλωμάτων δεν ξεπερνάει την τιμή h/300.

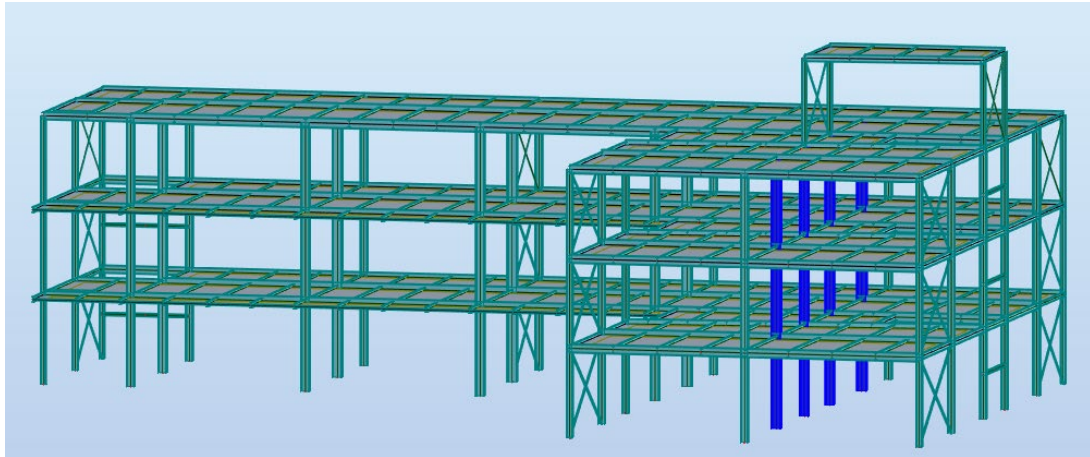
Η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων έγινε στο Robot. Τα μήκη λυγισμού τους εισήχθησαν στο πρόγραμμα σύμφωνα με την αντίστοιχη παράγραφο του κεφαλαίου 1.2. Παρά τη μείωση της αξονικής στα υποστυλώματα των υψηλότερων ορόφων, επιλέχθηκαν ενιαίες διατομές καθ' ύψος του κτιρίου. Η επιλογή αυτή, έγινε προκειμένου να εκμεταλλευτεί το ενιαίο εργοστασιακό μήκος των μελών (περίπου 12m) και κατ' επέκταση να αποφευχθούν οι ισχυρές συνδέσεις ροπής μεταξύ των υποστυλωμάτων. Τα υποστυλώματα χωρίστηκαν σε 8 groups μερικά από τα οποία παρουσιάζονται στα Σχήματα: Σχήμα 3.24 έως Σχήμα 3.26. Οι τελικές διατομές τους, που προέκυψαν κυρίως λόγω του αντισεισμικού σχεδιασμού τους (παράγραφος 4.2.3), παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.27.



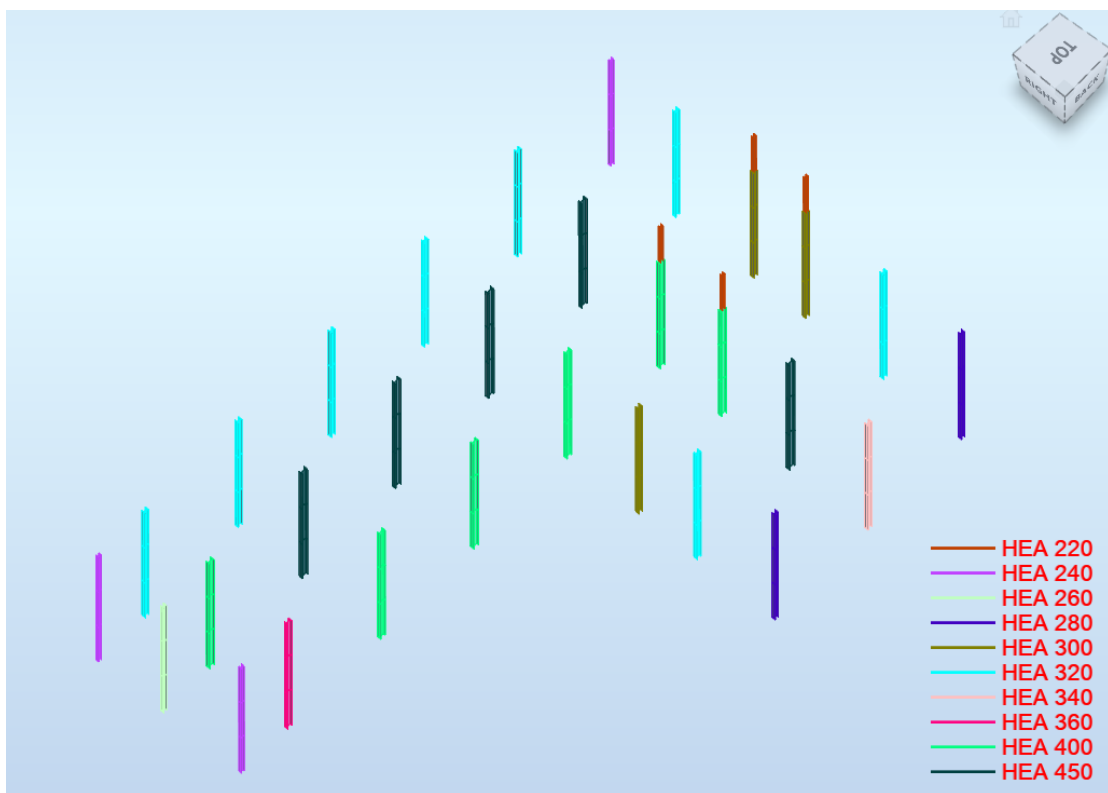
Σχήμα 3.24: Group 1 πλευρικών δοκών



Σχήμα 3.25: Group 3 πλευρικών δοκών



Σχήμα 3.26: Group 1 εσωτερικών δοκών



Σχήμα 3.27: Διατομές υποστυλωμάτων

Στη συνέχεια, στα Σχήματα: Σχήμα 3.30 έως Σχήμα 3.43 παρατίθενται οι έλεγχοι των υποστυλωμάτων με βάση το δυσμενέστερο μέλος κάθε group.

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

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 22 1_ext_columns

MEMBER: 4 Column_4

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 48 ULS18 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+(8+9+10+11)*1.50+30*0.90+14*0.75

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 320

h=31.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=104.12 cm ²	Az=41.13 cm ²	Ax=124.37 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=22928.60 cm ⁴	Iz=6985.24 cm ⁴	Ix=102.00 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=1628.23 cm ³	Wplz=709.75 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 864.42 kN	M _{y,Ed} = 8.00 kN*m		V _{y,Ed} = 0.12 kN
N _{c,Rd} = 3420.12 kN	M _{y,Ed,max} = 8.00 kN*m	M _{z,Ed,max} = 0.13 kN*m	V _{y,c,Rd} = 1653.10 kN
N _{b,Rd} = 2656.00 kN	M _{y,c,Rd} = 447.76 kN*m	M _{z,c,Rd} = 195.18 kN*m	V _{z,Ed} = -2.89 kN
	MN _{y,Rd} = 382.88 kN*m		V _{z,c,Rd} = 653.07 kN
	Mb,Rd = 447.76 kN*m		

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	M _{cr} = 4132.10 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 1.00
L _{cr,upp} = 4.00 m	Lam _{LT} = 0.33	fi _{LT} = 0.53	XLT _{mod} = 1.00

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

L _y = 4.00 m	Lam _y = 0.49
L _{cr,y} = 5.77 m	X _y = 0.89
Lam _y = 42.50	k _{yy} = 0.70



About z axis:

L _z = 4.00 m	Lam _z = 0.61
L _{cr,z} = 4.00 m	X _z = 0.78
Lam _z = 53.37	k _{zy} = 0.36

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Global stability check of member:

$$\Lambda_{b,y} = 42.50 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \Lambda_{b,z} = 53.37 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.28: Φύλλο αποτελεσμάτων σε O.K.A , group 1 εξωτερικών υποστυλομάτων

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

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 23 2_ext_columns

MEMBER: 17 Column_17

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 41 ULS11 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+(8+9+10+11)*1.50+23*0.90+14*0.75

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 400

h=39.0 cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
b=30.0 cm	$A_y=126.20$ cm ²	$A_z=57.33$ cm ²	$A_x=158.98$ cm ²
tw=1.1 cm	$I_y=45069.40$ cm ⁴	$I_z=8563.83$ cm ⁴	$I_x=191.00$ cm ⁴
tf=1.9 cm	$W_{ply}=2561.97$ cm ³	$W_{plz}=872.88$ cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{Ed} = 1536.11$ kN	$M_{y,Ed} = -41.79$ kN*m		$V_{y,Ed} = -3.27$ kN
$N_{c,Rd} = 4371.90$ kN	$M_{y,Ed,max} = -41.79$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 12.74$ kN*m	$V_{y,c,Rd} = 2003.66$ kN
$N_{b,Rd} = 3597.54$ kN	$M_{y,c,Rd} = 704.54$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 240.04$ kN*m	$V_{z,Ed} = 14.60$ kN
	$MN_{y,Rd} = 532.29$ kN*m		$V_{z,c,Rd} = 910.20$ kN
	$Mb,Rd = 704.54$ kN*m		

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 6136.65$ kN*m	Curve,LT - b	$XLT = 1.00$
$L_{cr,low} = 4.00$ m	$Lam_{LT} = 0.34$	$\phi_{LT} = 0.53$	$XLT_{mod} = 1.00$

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 4.00$ m	$Lam_y = 0.39$
$L_{cr,y} = 5.72$ m	$X_y = 0.96$
$Lam_y = 33.97$	$k_{yy} = 0.70$



About z axis:

$L_z = 4.00$ m	$Lam_z = 0.63$
$L_{cr,z} = 4.00$ m	$X_z = 0.82$
$Lam_z = 54.50$	$k_{zy} = 0.36$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.35 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{b,y} = 33.97 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 54.50 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.49 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.29: Φύλλο αποτελεσμάτων σε O.K.A , group 2 εξωτερικών υποστυλωμάτων

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

CODE GROUP: 26 3_ext_columns
 MEMBER: 629 Column_629 POINT: 3 COORDINATE: x = 0.50 L = 2.00 m

LOADS:
 Governing Load Case: 48 ULS18 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+(8+9+10+11)*1.50+30*0.90+14*0.75

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} = 761.89 kN	My _{Ed} = -13.38 kN*m	Mz _{Ed} = -0.66 kN*m	Vy _{Ed} = 0.34 kN
N _{c,Rd} = 3094.52 kN	My _{Ed,max} = -73.83 kN*m	Mz _{Ed,max} = -7.59 kN*m	Vy _{c,Rd} = 1505.91 kN
N _{b,Rd} = 1659.77 kN	My _{c,Rd} = 380.44 kN*m	Mz _{c,Rd} = 176.32 kN*m	Vz _{Ed} = -30.46 kN
	MN _{y,Rd} = 328.40 kN*m	MN _{z,Rd} = 176.32 kN*m	Vz _{c,Rd} = 591.87 kN
	Mb _{Rd} = 380.44 kN*m		

Class of section = 2



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 3591.40 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 1.00
L _{cr,low} = 4.00 m	Lam _{LT} = 0.33	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 4.00 m	Lam _y = 1.10
L _{cr,y} = 12.15 m	Xy = 0.54
Lamy = 95.33	ky _y = 0.64



About z axis:

Lz = 4.00 m	Lam _z = 0.62
L _{cr,z} = 4.00 m	Xz = 0.78
Lamz = 53.42	ky _z = 0.47

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.25 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.23} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy_{Ed}/Vy_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
 $Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Global stability check of member:

$\Lambda_{b,y} = 95.33 < \Lambda_{b,max} = 210.00$ $\Lambda_{b,z} = 53.42 < \Lambda_{b,max} = 210.00$ STABLE
 $My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.19 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kyz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.60 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kzz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.43 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Σχήμα 3.30: Φύλλο αποτελεσμάτων σε O.K.A , group 3 εξωτερικών υποστυλωμάτων

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

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 28 4_ext_columns

MEMBER: 21 Column_21

POINT: 2

COORDINATE: x = 0.50 L = 2.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 41 ULS11 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+(8+9+10+11)*1.50+23*0.90+14*0.75

MATERIAL:

S275 (S275) fy = 275.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 240

h=23.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=64.54 cm ²	Az=25.18 cm ²	Ax=76.84 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=7763.18 cm ⁴	Iz=2768.81 cm ⁴	Ix=38.20 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wply=744.68 cm ³	Wplz=351.70 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 362.15 kN	My _{Ed} = 2.42 kN*m	Mz _{Ed} = 3.75 kN*m	Vy _{Ed} = -1.86 kN
N _{c,Rd} = 2112.98 kN	My _{Ed,max} = 21.15 kN*m	Mz _{Ed,max} = 7.45 kN*m	Vy _{c,Rd} = 1024.64 kN
N _{b,Rd} = 1442.19 kN	My _{c,Rd} = 204.79 kN*m	Mz _{c,Rd} = 96.72 kN*m	Vz _{Ed} = 9.39 kN
	MN _{y,Rd} = 193.97 kN*m	MN _{z,Rd} = 96.72 kN*m	Vz _{c,Rd} = 399.72 kN
	Mb _{Rd} = 204.79 kN*m		

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 1385.98 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 1.00
L _{cr,upp} = 4.00 m	Lam _{LT} = 0.38	f _{LT} = 0.55	XLT _{mod} = 1.00

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 4.00 m	Lam _y = 0.56
L _{cr,y} = 4.87 m	Xy = 0.86
Lamy = 48.43	kzy = 0.32



About z axis:

Lz = 4.00 m	Lam _z = 0.77
L _{cr,z} = 4.00 m	Xz = 0.68
Lamz = 66.63	kzz = 0.76

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$
$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$
$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$
$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$
$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$
$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{b,y} = 48.43 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 66.63 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$
$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$
$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$
$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.34 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.31: Φύλλο αποτελεσμάτων σε O.K.A , group 4 εξωτερικών υποστυλωμάτων

CODE GROUP: 24 1_int_columns

MEMBER: 630 Column_630

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 41 ULS11 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+(8+9+10+11)*1.50+23*0.90+14*0.75

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ 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} = 1568.12 kN	M _{y,Ed} = -50.23 kN*m		V _{y,Ed} = -0.43 kN
N _{c,Rd} = 4371.90 kN	M _{y,Ed,max} = -50.23 kN*m	M _{z,Ed,max} = 1.84 kN*m	V _{y,c,Rd} = 2003.66 kN
N _{b,Rd} = 3253.92 kN	M _{y,c,Rd} = 704.54 kN*m	M _{z,c,Rd} = 240.04 kN*m	V _{z,Ed} = 18.91 kN
	MN _{y,Rd} = 526.28 kN*m		V _{z,c,Rd} = 910.20 kN
	Mb,Rd = 704.54 kN*m		

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 6583.83 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,low=4.00 m	Lam_LT = 0.33	fi,LT = 0.53	XLT,mod = 1.00

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

L _y = 4.00 m	Lam _y = 0.88
Lcr,y = 12.92 m	X _y = 0.74
Lam _y = 76.76	k _{yy} = 0.73



About z axis:

L _z = 4.00 m	Lam _z = 0.63
Lcr,z = 4.00 m	X _z = 0.82
Lam _z = 54.50	k _{zy} = 0.42

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.36 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.5.(1))
$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 76.76 < \lambda_{max} = 210.00$	$\lambda_{z} = 54.50 < \lambda_{max} = 210.00$	STABLE
$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))		
$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.54 < 1.00$ (6.3.3.(4))		
$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00$ (6.3.3.(4))		

Section OK !!!

Σχήμα 3.32: Φύλλο αποτελεσμάτων σε O.K.A , group 1 εσωτερικών υποστυλωμάτων

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

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 25 2_int_columns

MEMBER: 10 Column_10

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 41 ULS11 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+(8+9+10+11)*1.50+23*0.90+14*0.75

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 450

h=44.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=138.47 cm²

Az=65.78 cm²

Ax=178.03 cm²

tw=1.1 cm

Iy=63721.60 cm⁴

Iz=9465.33 cm⁴

Ix=257.00 cm⁴

tf=2.1 cm

Wply=3216.07 cm³

Wplz=965.55 cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N_{Ed} = 1468.39 kN

M_{y,Ed} = -60.85 kN*m

V_{y,Ed} = -0.16 kN

N_{c,Rd} = 4895.77 kN

M_{y,Ed,max} = -60.85 kN*m

M_{z,Ed,max} = 0.64 kN*m

V_{y,c,Rd} = 2198.47 kN

N_{b,Rd} = 4018.12 kN

M_{y,c,Rd} = 884.42 kN*m

M_{z,c,Rd} = 265.53 kN*m

V_{z,Ed} = 25.58 kN

M_{N,y,Rd} = 725.11 kN*m

V_{z,c,Rd} = 1044.45 kN

M_{b,Rd} = 884.42 kN*m

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00

M_{cr} = 8164.34 kN*m

Curve,LT - b

XLT = 1.00

L_{cr,low} = 4.00 m

L_{am,LT} = 0.33

f_{i,LT} = 0.53

XLT,mod = 1.00

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

L_y = 4.00 m

L_{am,y} = 0.35

L_{cr,y} = 5.71 m

X_y = 0.97

L_{am,y} = 30.18

k_{yy} = 0.63



About z axis:

L_z = 4.00 m

L_{am,z} = 0.63

L_{cr,z} = 4.00 m

X_z = 0.82

L_{am,z} = 54.86

k_{zy} = 0.32

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.30 < 1.00 (6.2.4.(1))

M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.07 < 1.00 (6.2.5.(1))

M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.08 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.6.(1))

Global stability check of member:

L_{amda,y} = 30.18 < L_{amda,max} = 210.00 L_{amda,z} = 54.86 < L_{amda,max} = 210.00 STABLE

M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.07 < 1.00 (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) = 0.35 < 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) = 0.39 < 1.00 (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Σχήμα 3.33: Φύλλο αποτελεσμάτων σε O.K.A , group 2 εσωτερικών υποστυλωμάτων

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

CODE GROUP: 27 1_edge_columns
 MEMBER: 784 POINT: 3 COORDINATE: x = 1.00 L = 4.00 m

LOADS:
 Governing Load Case: 44 ULS14 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+(8+9+10+11)*1.50+26*0.90+14*0.75

MATERIAL:
 S275 (S275) fy = 275.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 240

h=23.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=64.54 cm ²	Az=25.18 cm ²	Ax=76.84 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=7763.18 cm ⁴	Iz=2768.81 cm ⁴	Ix=38.20 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wply=744.68 cm ³	Wplz=351.70 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 136.16 kN	My _{Ed} = -102.68 kN*m	Mz _{Ed} = 0.00 kN*m	Vy _{Ed} = -0.05 kN
N _{c,Rd} = 2112.98 kN	My _{Ed,max} = -102.68 kN*m	Mz _{Ed,max} = 0.07 kN*m	Vy _{T,Rd} = 1024.64 kN
N _{b,Rd} = 1442.19 kN	My _{c,Rd} = 204.79 kN*m	Mz _{c,Rd} = 96.72 kN*m	Vz _{Ed} = -43.67 kN
	MN _{y,Rd} = 204.79 kN*m	MN _{z,Rd} = 96.72 kN*m	Vz _{T,Rd} = 399.72 kN
	Mb _{Rd} = 204.79 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	M _{cr} = 1385.98 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 1.00
L _{cr,low} = 4.00 m	Lam _{LT} = 0.38	fi _{LT} = 0.55	XLT _{mod} = 1.00

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 4.00 m	Lam _y = 0.75
L _{cr,y} = 6.51 m	Xy = 0.76
Lamy = 64.76	ky _y = 0.64



About z axis:

Lz = 4.00 m	Lam _z = 0.77
L _{cr,z} = 4.00 m	Xz = 0.68
Lamz = 66.63	kyz = 0.54

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.50 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.25 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{b,y} = 64.76 < \lambda_{b,max} = 210.00$ $\lambda_{b,z} = 66.63 < \lambda_{b,max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.50 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.41 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.26 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Σχήμα 3.34: Φύλλο αποτελεσμάτων σε O.K.A , group γωνιακών υποστυλωμάτων

CODE GROUP: 29 columns_4th_story

MEMBER: 1146 Column_1146 POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 4.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 82 ULS52 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+14*1.50+(8+9+10+11)*1.05

MATERIAL:

S275 (S275) fy = 275.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 220

h=21.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=53.70 cm ²	Az=20.67 cm ²	Ax=64.34 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5409.70 cm ⁴	Iz=1954.56 cm ⁴	Ix=27.10 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=568.50 cm ³	Wplz=270.60 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 106.91 kN	My _{Ed} = 89.44 kN*m	Mz _{Ed} = -0.00 kN*m	Vy _{Ed} = 0.01 kN
N _{c,Rd} = 1769.38 kN	My _{Ed,max} = 89.44 kN*m	Mz _{Ed,max} = 0.04 kN*m	Vy _{T,Rd} = 852.62 kN
N _{b,Rd} = 1131.69 kN	My _{c,Rd} = 156.34 kN*m	Mz _{c,Rd} = 74.41 kN*m	Vz _{Ed} = 34.57 kN
	MN _{y,Rd} = 156.34 kN*m	MN _{z,Rd} = 74.41 kN*m	Vz _{T,Rd} = 328.20 kN
	Mb _{Rd} = 156.34 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 930.95 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 1.00
L _{cr,upp} = 4.00 m	Lam _{LT} = 0.41	fi _{LT} = 0.56	XLT _{mod} = 1.00

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 4.00 m	Lam _y = 0.78
L _{cr,y} = 6.23 m	Xy = 0.74
Lamy = 67.90	kyy = 0.68



About z axis:

Lz = 4.00 m	Lam _z = 0.84
L _{cr,z} = 4.00 m	Xz = 0.64
Lamz = 72.57	kyz = 0.55

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.57 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.33 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.11 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 67.90 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 72.57 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.57 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kyz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kzz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.30 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Σχήμα 3.35: Φύλλο αποτελεσμάτων σε O.K.A , group υποστυλωμάτων απόληξης κλιμακοστασίου

CODE GROUP: 22 1_ext_columns
MEMBER: 6 Column_6 POINT: COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 320

ht=31.0 cm
bf=30.0 cm Ay=93.00 cm² Az=27.90 cm² Ax=124.37 cm²
tw=0.9 cm Iy=22928.60 cm⁴ Iz=6985.24 cm⁴ Ix=102.00 cm⁴
tf=1.6 cm Wely=1479.26 cm³ Welz=465.68 cm³

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

vx = 0.2 cm < vx max = L/300.00 = 1.3 cm Verified
Governing Load Case: 117 SLS19 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+23)*1.00
vy = 0.4 cm < vy max = L/300.00 = 1.3 cm Verified
Governing Load Case: 140 SLS42 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+28)*1.00+(8+9+10+11)*0.70+14*0.50

Section OK !!!

Σχήμα 3.36: Φύλλο αποτελεσμάτων σε Ο.Κ.Λ , group 1 εξωτερικών υποστυλωμάτων

CODE GROUP: 23 2_ext_columns
MEMBER: 20 Column_20 POINT: COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 360

ht=35.0 cm
bf=30.0 cm Ay=105.00 cm² Az=35.00 cm² Ax=142.76 cm²
tw=1.0 cm Iy=33089.80 cm⁴ Iz=7886.84 cm⁴ Ix=147.00 cm⁴
tf=1.8 cm Wely=1890.85 cm³ Welz=525.79 cm³

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

vx = 0.2 cm < vx max = L/300.00 = 1.3 cm Verified
Governing Load Case: 117 SLS19 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+23)*1.00
vy = 0.4 cm < vy max = L/300.00 = 1.3 cm Verified
Governing Load Case: 140 SLS42 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+28)*1.00+(8+9+10+11)*0.70+14*0.50

Section OK !!!

Σχήμα 3.37: Φύλλο αποτελεσμάτων σε Ο.Κ.Λ , group 2 εξωτερικών υποστυλωμάτων

CODE GROUP: 26 3_ext_columns
MEMBER: 30 Column_30 POINT: COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 300

ht=29.0 cm
bf=30.0 cm Ay=84.00 cm² Az=24.65 cm² Ax=112.53 cm²
tw=0.9 cm Iy=18263.50 cm⁴ Iz=6309.56 cm⁴ Ix=75.30 cm⁴
tf=1.4 cm Wely=1259.55 cm³ Welz=420.64 cm³

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

vx = 0.2 cm < vx max = L/300.00 = 1.3 cm Verified
Governing Load Case: 117 SLS19 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+23)*1.00
vy = 0.3 cm < vy max = L/300.00 = 1.3 cm Verified
Governing Load Case: 135 SLS37 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+27)*1.00+14*0.50

Section OK !!!

Σχήμα 3.38: Φύλλο αποτελεσμάτων σε Ο.Κ.Λ , group 3 εξωτερικών υποστυλωμάτων

CODE GROUP: 28 4_ext_columns

MEMBER: 21 Column_21

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 240

ht=23.0 cm

bf=24.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.2 cm

Ay=57.60 cm²

Iy=7763.18 cm⁴

Wely=675.06 cm³

Az=17.25 cm²

Iz=2768.81 cm⁴

Welz=230.73 cm³

Ax=76.84 cm²

Ix=38.20 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

vx = 0.2 cm < vx max = L/300.00 = 1.3 cm Verified

Governing Load Case: 117 SLS19 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+23)*1.00

vy = 0.4 cm < vy max = L/300.00 = 1.3 cm Verified

Governing Load Case: 140 SLS42 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+28)*1.00+(8+9+10+11)*0.70+14*0.50

Section OK !!!

Σχήμα 3.39: Φύλλο αποτελεσμάτων σε Ο.Κ.Λ , group 4 εξωτερικών υποστυλωμάτων

CODE GROUP: 24 1_int_columns

MEMBER: 9 Column_9

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 450

ht=44.0 cm

bf=30.0 cm

tw=1.1 cm

tf=2.1 cm

Ay=126.00 cm²

Iy=63721.60 cm⁴

Wely=2896.44 cm³

Az=50.60 cm²

Iz=9465.33 cm⁴

Welz=631.02 cm³

Ax=178.03 cm²

Ix=257.00 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

vx = 0.2 cm < vx max = L/300.00 = 1.3 cm Verified

Governing Load Case: 117 SLS19 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+23)*1.00

vy = 0.3 cm < vy max = L/300.00 = 1.3 cm Verified

Governing Load Case: 133 SLS35 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+27)*1.00

Section OK !!!

Σχήμα 3.40: Φύλλο αποτελεσμάτων σε Ο.Κ.Λ , group 1 εσωτερικών υποστυλωμάτων

CODE GROUP: 25 2_int_columns

MEMBER: 13 Column_13

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 400

ht=39.0 cm

bf=30.0 cm

tw=1.1 cm

tf=1.9 cm

Ay=114.00 cm²

Iy=45069.40 cm⁴

Wely=2311.25 cm³

Az=42.90 cm²

Iz=8563.83 cm⁴

Welz=570.92 cm³

Ax=158.98 cm²

Ix=191.00 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

vx = 0.2 cm < vx max = L/300.00 = 1.3 cm Verified

Governing Load Case: 117 SLS19 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+23)*1.00

vy = 0.4 cm < vy max = L/300.00 = 1.3 cm Verified

Governing Load Case: 140 SLS42 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+28)*1.00+(8+9+10+11)*0.70+14*0.50

Section OK !!!

Σχήμα 3.41: Φύλλο αποτελεσμάτων σε Ο.Κ.Λ , group 2 εσωτερικών υποστυλωμάτων

CODE GROUP: 27 1_edge_columns

MEMBER: 24 Column_24

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 280

ht=27.0 cm

bf=28.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.3 cm

Ay=72.80 cm²

Iy=13673.30 cm⁴

Wely=1012.84 cm³

Az=21.60 cm²

Iz=4762.64 cm⁴

Welz=340.19 cm³

Ax=97.26 cm²

Ix=56.50 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

vx = 0.3 cm < vx max = L/300.00 = 1.3 cm Verified

Governing Load Case: 117 SLS19 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+23)*1.00

vy = 0.3 cm < vy max = L/300.00 = 1.3 cm Verified

Governing Load Case: 135 SLS37 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+27)*1.00+14*0.50

Section OK !!!

Σχήμα 3.42: Φύλλο αποτελεσμάτων σε Ο.Κ.Λ , group γωνιακών υποστυλωμάτων

CODE GROUP: 29 columns_4th_story

MEMBER: 1142 Column_1142

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 220

ht=21.0 cm

bf=22.0 cm

tw=0.7 cm

tf=1.1 cm

Ay=48.40 cm²

Iy=5409.70 cm⁴

Wely=515.21 cm³

Az=14.70 cm²

Iz=1954.56 cm⁴

Welz=177.69 cm³

Ax=64.34 cm²

Ix=27.10 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

vx = 0.5 cm < vx max = L/300.00 = 1.3 cm Verified

Governing Load Case: 120 SLS22 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+23)*1.00+(8+9+10+11)*0.70+14*0.50

vy = 0.0 cm < vy max = L/300.00 = 1.3 cm Verified

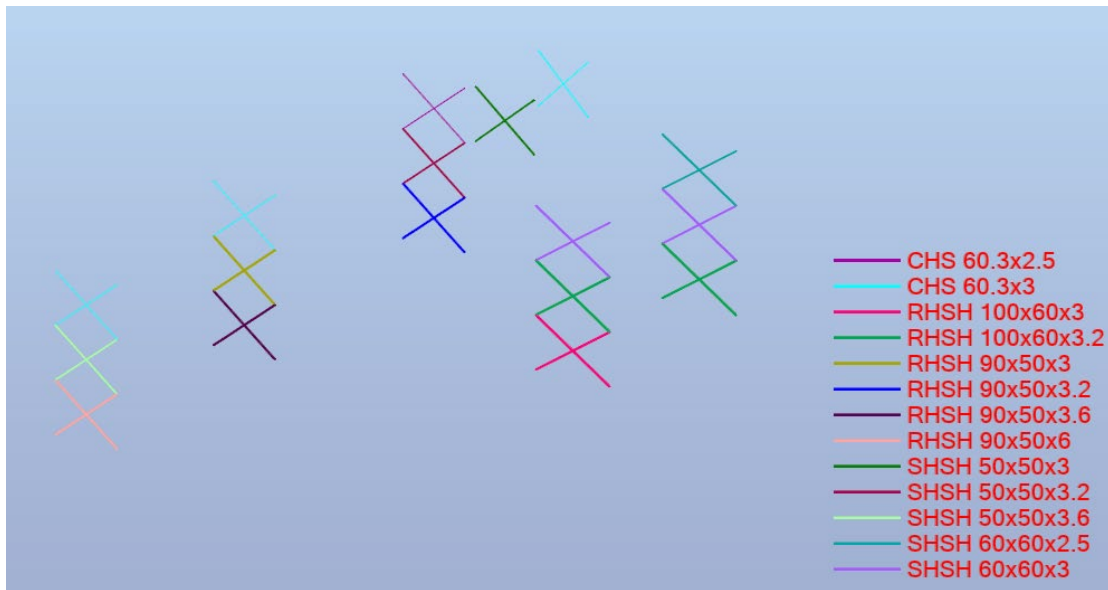
Governing Load Case: 148 SLS50 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16+30)*1.00+(8+9+10+11)*0.70+14*0.50

Section OK !!!

Σχήμα 3.43: Φύλλο αποτελεσμάτων σε Ο.Κ.Λ , group υποστυλωμάτων απόληξης κλιμακοστασίου

3.6 Διαστασιολόγηση κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διαστασιολογήθηκαν στο Robot λαμβάνοντας υπόψη ότι, στην Ο.Κ.Α, για όλους τους θεμελιώδεις συνδυασμούς (ULS), είναι ενεργοί μόνο οι εφελκόμενοι σύνδεσμοι. Οι κύριοι θεμελιώδεις συνδυασμοί που καταπονούν τους χιαστί συνδέσμους είναι αυτοί που ως κύρια μεταβλητή δράση έχουν τον άνεμο +Υ, που αποτελεί οριζόντια φόρτιση. Κατά συνέπεια, οι σύνδεσμοι καταπονούνται σε αξονική και ελέγχονται οι διατομές τους σε εφελκυσμό. Οι τελικές διατομές των κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας απεικονίζονται στο Σχήμα 3.44. Επιπρόσθετα, στο Σχήμα 3.45 παρουσιάζεται ο έλεγχος επάρκειας του δυσμενέστερου συνδέσμου. Τέλος, στον Πίνακα 3.11 παρατίθενται οι βαθμοί εκμετάλλευσης των συνδέσμων σε εφελκυσμό για τους συνδυασμούς ULS.



Σχήμα 3.44: Διατομές κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας

CODE GROUP:

MEMBER: 632 X bracings for seismic design_632

POINT: 3 COORDINATE: x = 1.00 L = 6.40 m

LOADS:

Governing Load Case: 71 ULS41 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16)*1.35+28*1.50+14*0.75

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: RSHS 90x50x6

$h=9.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=5.0$ cm	$A_y=5.36$ cm ²	$A_z=9.64$ cm ²	$A_x=15.00$ cm ²
$tw=0.6$ cm	$I_y=145.00$ cm ⁴	$I_z=55.40$ cm ⁴	$I_x=133.00$ cm ⁴
$tf=0.6$ cm	$W_{ply}=41.60$ cm ³	$W_{plz}=27.00$ cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{Ed} = -398.84$ kN
 $N_{t,Rd} = 412.50$ kN

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.97 < 1.00$ (6.2.3.(1))

Section OK !!!

Σχήμα 3.45: Φύλλο αποτελεσμάτων δυσμενέστερου χιαστί συνδέσμου για τους θεμελιώδεις συνδυασμούς φόρτισης

Πίνακας 3.11: Βαθμοί εκμετάλλευσης χιαστί συνδέσμων σε εφελκυσμό για τους συνδυασμούς ULS

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
632 X bracings fo	OK RSHH 90x50	S275	205.95	333.18	0.97	71 ULS41
636 X bracings fo	OK RSHH 90x50	S275	198.22	315.91	0.91	65 ULS35
638 X bracings fo	OK RSHH 90x50	S275	197.07	313.09	0.87	80 ULS50
640 X bracings fo	OK RSHH 100x6	S275	195.78	292.11	0.86	68 ULS38
642 X bracings fo	OK RSHH 100x6	S275	196.43	293.19	0.81	68 ULS38
1012	OK SHSH 50x50	S275	339.97	339.97	0.74	71 ULS41
1015	OK RSHH 90x50	S275	196.40	311.73	0.66	71 ULS41
1017	OK SHSH 50x50	S275	337.22	337.22	0.66	78 ULS48
1019	OK RSHH 100x6	S275	196.43	293.19	0.61	67 ULS37
1021	OK SHSH 60x60	S275	311.16	311.16	0.58	77 ULS47
862	OK CHS 60.3x3	S275	315.64	315.64	0.39	71 ULS41
867	OK CHS 60.3x2.5	S275	313.04	313.04	0.37	80 ULS50
865	OK CHS 60.3x3	S275	315.64	315.64	0.36	71 ULS41
869	OK SHSH 60x60	S275	311.16	311.16	0.36	68 ULS38
871	OK SHSH 60x60	S275	308.17	308.17	0.33	68 ULS38
1153 X bracings f	OK SHSH 50x50	S275	325.21	325.21	0.07	73 ULS43
1151 X bracings f	OK CHS 60.3x3	S275	278.85	278.85	0.07	77 ULS47

4 Αντισεισμικός σχεδιασμός

4.1 Γενικά

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι θεμελιώδεις απαιτήσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η *απαίτηση μη-κατάρρευσης* και η *απαίτηση περιορισμού βλαβών*. Σύμφωνα με την *απαίτηση μη-κατάρρευσης* ο φορέας σχεδιάζεται για σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη ενώ, σύμφωνα με την *απαίτηση περιορισμού βλαβών* η κατασκευή θα πρέπει να μην εμφανίζει βλάβες για σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης (πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 10 έτη) από τη σεισμική δράση σχεδιασμού.

Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό, όπου απαιτείται, χρησιμοποιείται η διαδικασία του ικανοτικού σχεδιασμού, προκειμένου να εξασφαλιστεί η πλάσטיμη συμπεριφορά του φορέα. Με τον ικανοτικό σχεδιασμό επιτυγχάνεται η καθοδήγηση των αστοχιών στα εκ προμελέτης θυσιάσιμα μέλη προκειμένου να εξασφαλιστεί ένας πλαστικός μηχανισμός καθώς επίσης να αποφευχθούν ψαθυρές μορφές αστοχίας.

4.2 Διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών των πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (Σεισμός Y)

4.2.1 Έλεγχος επιρροής φαινομένων δεύτερης τάξης

Για κάθε όροφο, υπολογίζεται ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ , σύμφωνα με τον οποίο καθορίζεται αν, και με ποιο τρόπο, πρέπει να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα δεύτερης τάξης (Πίνακας 4.1).

Το συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου P_{tot} υπολογίζεται για φορτία $G+0.3Q$. Η συνολική τέμνουσα ορόφου V_{tot} λαμβάνεται από το Robot για σεισμική φόρτιση κατά Y (E_Y), χωρίς να συνδυαστεί με άλλες δράσεις. Τέλος, οι σχετικές μετακινήσεις σχεδιασμού ορόφου λαμβάνονται επίσης για τη σεισμική φόρτιση Y, και είναι ανελαστικές μετακινήσεις που προκύπτουν από τις αντίστοιχες ελαστικές πολλαπλασιασμένες (από το Robot) με το συντελεστή συμπεριφοράς q .

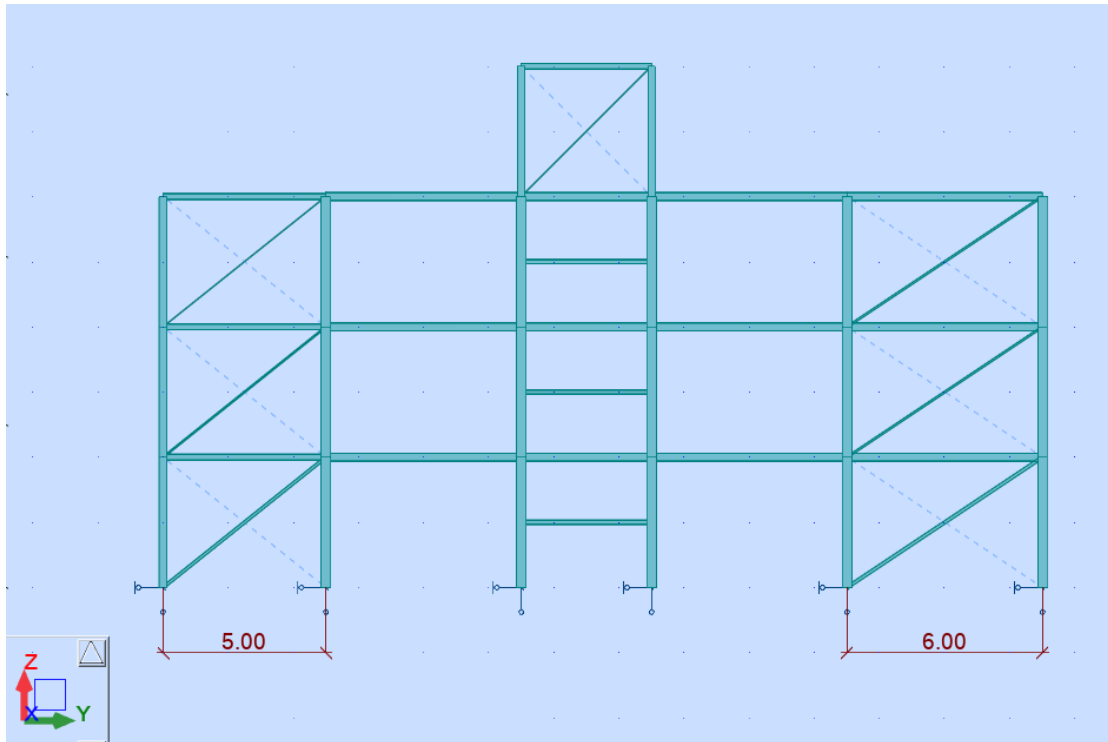
Επειδή ο συντελεστής θ είναι μεγαλύτερος από 0,1, τα φαινόμενα δεύτερης τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν. Για τους ορόφους για τους οποίους ισχύει $\theta > 0,1$ τα σεισμικά μεγέθη πρέπει να προσαυξηθούν κατά $1/(1-\theta)$. Απλοποιητικά, γίνεται η συντηρητική παραδοχή ότι τα σεισμικά μεγέθη της διεύθυνσης Y αυξάνονται συνολικά κατά $1/(1-\theta) = 1,194$ όπου $\theta = 0,162$.

Πίνακας 4.1: Υπολογισμός συντελεστή θ για διεύθυνση σεισμού κατά Y

Όροφος		1ος	2ος	3ος	Απόληξη κλιμακοστασίου
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	P_{tot} [kN]	15959,88	11155,35	6339,84	286,43
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V_{tot} [kN]	712,49	584,26	442,66	31,52
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	$d_{r,y}$ [cm]	2,90	3,10	3,10	1,00
Ύψος ορόφου	h [cm]	400	400	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,x}}{V_{tot} \cdot h}$	0,162	0,148	0,111	0,023

4.2.2 Έλεγχος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας

Η ανάλυση των πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας γίνεται λαμβάνοντας υπόψη μόνο τις εφελκόμενες διαγώνιους (Σχήμα 4.1). Πιο συγκεκριμένα, οι θλιβόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι τίθενται, υπέρ της ασφαλείας, ανενεργοί στο μοντέλο, μιας και λόγω της καταπόνησης τους σε θλίψη θεωρείται ότι τα μέλη αυτά υφίστανται καμπτικό λυγισμό και δεν συμβάλλουν στην παραλαβή της σεισμικής έντασης.



Σχήμα 4.1: Ενδεικτικό πλαίσιο διεύθυνσης Y με ανενεργούς τους θλιβόμενους διαγώνιους συνδέσμους.

Για να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο, μιας και αποτελούν τα θυσιάσιμα μέλη της διεύθυνσης Y, πρέπει η ανηγμένη λυγηρότητά τους να είναι $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους με συνδέσεις που επιτρέπουν τη στροφή στα άκρα τους. Συνεπώς, το κρίσιμο μήκος λυγισμού τους είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου. Προκειμένου να ικανοποιηθεί ο περιορισμός της ανηγμένης λυγηρότητας βρέθηκε το εύρος των επιτρεπόμενων ακτινών αδράνειας i_z μέσω της εξίσωσης (4.1)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (4.1)$$

όπου, ως i λήφθηκε η ακτίνα αδράνειας i_z , διότι ο z είναι ο κρίσιμος ασθενής άξονας λυγισμού των μελών. Για τις διαγώνιους που ανήκουν στο άνοιγμα με μήκος 5m, με $L_{cr} = 3,2$ m, προέκυψε $1,852 \leq i_z \leq 2,849$, ενώ για τις διαγώνιους που ανήκουν στο άνοιγμα με μήκος 6m και $L_{cr} = 3,61$ m προέκυψε $2,089 \leq i_z \leq 3,214$. Με σκοπό η διαστασιολόγηση των διαγώνιων μελών να γίνει αυτόματα από το πρόγραμμα μεταξύ των διατομών με τα συγκεκριμένα εύρη ακτινών αδράνειας, δημιουργήθηκε μια νέα βάση δεδομένων διατομών, που βασίστηκε στην προκαθορισμένη βάση δεδομένων UK sections, αφαιρώντας τις διατομές που έχουν ακτίνα αδράνειας i_z εκτός των ορίων. Με τον τρόπο αυτό, επιτεύχθηκε όλες οι διατομές που επιλέχθηκαν για τις διαγώνιους να ικανοποιούν τον περιορισμό $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$, όπως φαίνεται στον Πίνακα 4.2.

Στη συνέχεια, οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγώνιους. Οι αξονικές N_{Ed} που λαμβάνονται από το πρόγραμμα, πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή $1/(1-\theta) = 1,194$ και προκύπτουν οι προσαυξημένες αξονικές $N_{Ed,i}'$. Για κάθε μέλος i , ελέγχεται $N_{Ed,i}' < N_{pl,Rd,i}$ και υπολογίζεται ο συντελεστής υπεραντοχής του Ω_i . Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον Πίνακα 4.2.

Για να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος των πλαισίων, αλλά και συνολικά κατά τη διεύθυνση Y του κτιρίου, πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25%. Ο έλεγχος ικανοποιείται όπως φαίνεται στην εξίσωση (4.2).

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = \frac{1,451 - 1,165}{1,165} = 0,245 \leq 0,25 \quad (4.2)$$

Πίνακας 4.2: Αποτελέσματα ελέγχου κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας σε εφελκυσμό και περιορισμό ανηγμένης λυγηρότητας

Διατομή	Μέλος i	$N_{pl,Rd,i}$		$N_{Ed,i}'$	Ω_i	λ
RHSH90x50x6	632	412,50	>	284,29	1,451	1,93
SHSH50x50x3.6	1012	179,85	>	144,15	1,248	1,97
CHS60.3x3	862	148,44	>	123,30	1,204	1,83
RHSH90x50x3.6	636	259,05	>	199,95	1,296	1,83
RHSH90x50x3	1015	218,35	>	183,89	1,187	1,80
CHS60.3x3	865	148,44	>	127,36	1,165	1,83
RHSH100x60x3.2	642	267,30	>	206,70	1,293	1,70
SHSH60x60x3	1021	185,35	>	146,98	1,261	1,80
SHSH60x60x2.5	871	156,20	>	112,74	1,386	1,79
RHSH90x50x3	638	232,10	>	190,09	1,221	1,81
SHSH50x50x3.2	1017	161,70	>	133,98	1,207	1,95
CHS60.3x2.5	867	124,78	>	93,49	1,335	1,81
RHSH100x60x3	640	251,35	>	202,47	1,241	1,69
RHSH100x60x3.2	1019	267,30	>	208,48	1,282	1,70
SHSH60x60x3	869	185,35	>	145,74	1,272	1,80

4.2.3 Έλεγχος δοκών και υποστυλωμάτων

Όταν τα ζυγώματα ενός πλαισίου με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας τείνουν να μετατοπιστούν πλευρικά λόγω οριζόντιων φορτίων, τα μέλη των συνδέσμων αντιστέκονται, αναπτύσσοντας αξονικές δυνάμεις. Λόγω του τρόπου σύνδεσης των χιαστί συνδέσμων με τα υπόλοιπα μέλη, τα υποστυλώματα καταπονούνται σε αξονική ενώ, οι δοκοί δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας και έτσι δεν ελέγχονται για τον ικανοτικό συνδυασμό φόρτισης.

Τα υποστυλώματα που συνδέονται με τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, ελέγχονται με προσαυξημένες αξονικές δυνάμεις:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G+0.3Q} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,Y} + 0,3 \cdot N_{Ed,X} \quad (4.3)$$

όπου Ω_{min} , η ελάχιστη υπεραντοχή για κάθε πλαίσιο.

Στο κτίριο υπάρχουν τέσσερα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας. Για κάθε ένα πλαίσιο υπολογίστηκε η ελάχιστη υπεραντοχή Ω_{min} και εν συνεχεία ο ικανοτικός συνδυασμός φόρτισης του, $G + 0.3Q + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot E_Y + 0,3 \cdot E_X$.

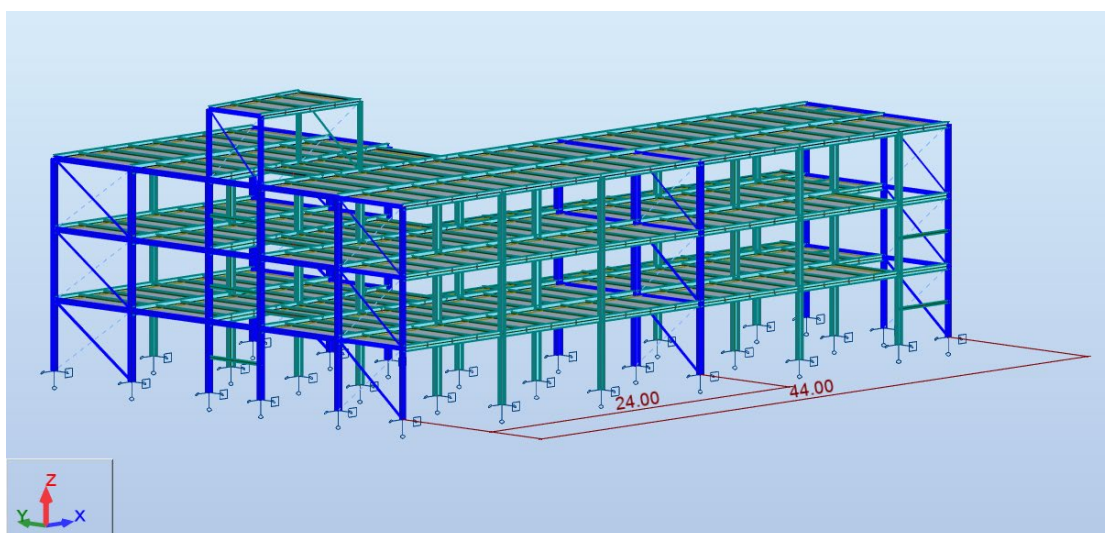
1. Πλαίσιο με συντεταγμένη $x=0,00$ (small&big back):
 $\Omega_{min}=1,207 \rightarrow$ συνδυασμός: $G + 0.3Q + 1,66 \cdot E_Y + 0,3 \cdot E_X$
2. Πλαίσιο με συντεταγμένη $x=16,00$ (big back):
 $\Omega_{min}=1,241 \rightarrow$ συνδυασμός: $G + 0.3Q + 1,71 \cdot E_Y + 0,3 \cdot E_X$
3. Πλαίσιο με συντεταγμένη $x=24,00$ (small interior):
 $\Omega_{min}=1,165 \rightarrow$ συνδυασμός: $G + 0.3Q + 1,6 \cdot E_Y + 0,3 \cdot E_X$
4. Πλαίσιο με συντεταγμένη $x=44,00$ (small front):
 $\Omega_{min}=1,204 \rightarrow$ συνδυασμός: $G + 0.3Q + 1,66 \cdot E_Y + 0,3 \cdot E_X$

Τα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας απεικονίζονται στα Σχήματα: Σχήμα 4.2 και Σχήμα 4.3.

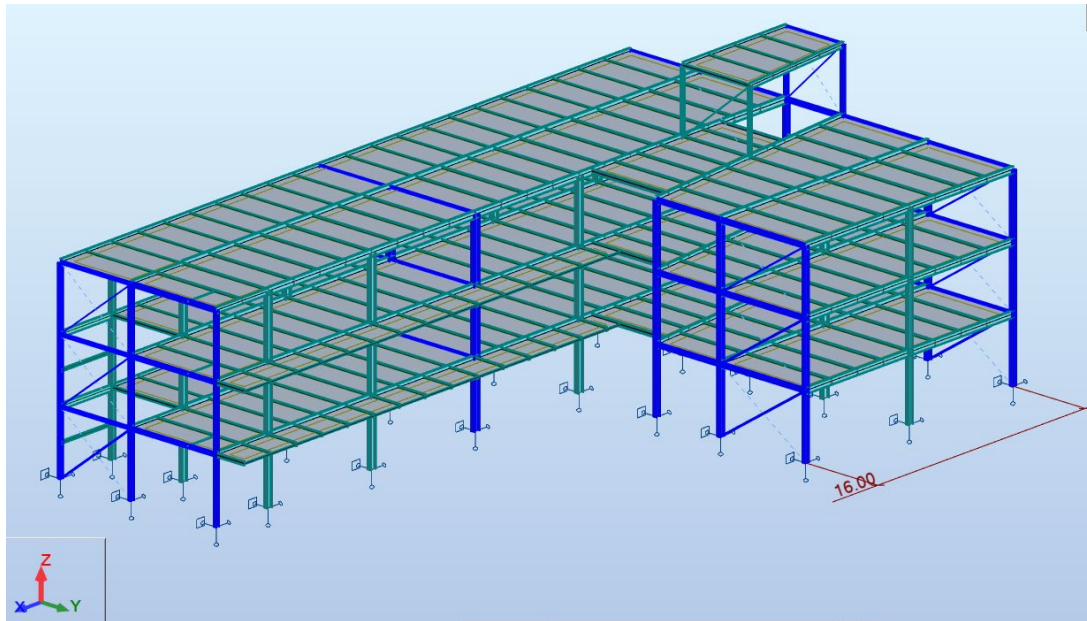
Με βάση τον ικανοτικό συνδυασμό που αντιστοιχεί σε κάθε πλαίσιο, τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν σε θλίψη και τέμνουσα σε επίπεδο διατομής και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό σε επίπεδο μέλους. Τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.3.

Πίνακας 4.3: Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων που ανήκουν σε πλαίσια με χιαστί συνδέσμους για τους ικανοτικούς συνδυασμούς φόρτισης

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
Code group : 40 columns for x small&big back						
22 Column_22	OK HEA 280	S275	47.27	57.16	0.35	189 small&big_back
Code group : 41 columns for x big back						
24 Column_24	OK HEA 280	S275	47.27	57.16	0.40	190 big_back_G+,
Code group : 39 columns for x small interior						
11 Column_11	OK HEA 450	S275	30.18	54.86	0.32	188 small_interior_
Code group : 38 columns for x small front						
14 Column_14	OK HEA 260	S275	46.30	61.54	0.38	187 small_front_G+



Σχήμα 4.2: Πλαίσια με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας για συντεταγμένες $x=0$, $x=24$, $x=44$ m



Σχήμα 4.3: Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας για συντεταγμένη $x=16m$

4.2.4 Περιορισμός βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην απαίτηση “μη κατάρρευσης”, οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με την εξίσωση (4.4) η οποία αφορά κτίρια με μη φέροντα πλάστιμα στοιχεία.

$$dr \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \quad (4.4)$$

όπου,

dr η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου

h το ύψος ορόφου

v μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης. Για κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας II λαμβάνεται $v = 0,5$

Για τη μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου για σεισμική δράση Y προκύπτει:

$$dr \cdot v = 3,2 \cdot 0,5 = 1,6 \text{ cm} \leq 0,0075 h = 3 \text{ cm}$$

4.3 Διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών των πλαισίων ροπής (Σεισμός X)

4.3.1 Έλεγχος επιρροής φαινομένων δεύτερης τάξης

Κατ' αντιστοιχία με το κεφάλαιο 4.2.1 υπολογίζεται για κάθε όροφο ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης θ για διεύθυνση σεισμού X σύμφωνα με τον Πίνακα 4.4.

Επειδή ο συντελεστής θ προκύπτει μικρότερος από 0,1 για κάθε όροφο, τα φαινόμενα δεύτερης τάξης μπορούν να αγνοηθούν.

Πίνακας 4.4: Υπολογισμός συντελεστή θ για διεύθυνση σεισμού X

Όροφος		1ος	2ος	3ος	Απόληξη κλιμακοστασίου
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	P_{tot} [kN]	15959,60	11155,35	6339,84	286,43
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V_{tot} [kN]	946,05	804,82	558,89	46,27
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	$d_{r,x}$ [cm]	1,90	2,60	1,80	3,00
Ύψος ορόφου	h [cm]	400	400	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,x}}{V_{tot} \cdot h}$	0,080	0,090	0,051	0,046

4.3.2 Έλεγχος δοκών

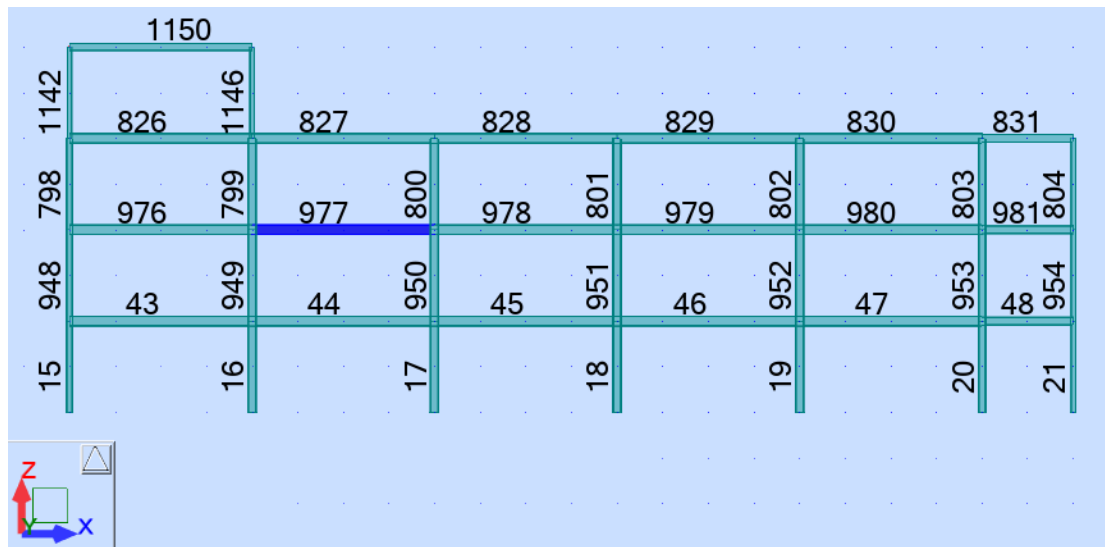
Οι δοκοί των πλαισίων ροπής καταπονούνται σε τέμνουσα V_{Ed} και ροπή M_{Ed} τόσο λόγω των σεισμικών δράσεων όσο και των φορτίων $G+0,3Q$, ενώ δεν καταπονούνται σε αξονική N_{Ed} λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας.

Αρχικά οι δοκοί ελέγχονται για τους σεισμικούς συνδυασμούς $G+0,3Q \pm E_X \pm 0,3E_Y$ έναντι κάμψης και τέμνουσας σε επίπεδο διατομής και έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (λόγω M_{Ed}) σε επίπεδο μέλους. Τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.5 με βαθμό εκμετάλλευσης κατά φθίνοντα αριθμό.

Πίνακας 4.5: Αποτελέσματα ελέγχων των κύριων δοκών της διεύθυνσης X για τους σεισμικούς συνδυασμούς $G+0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
47 Beam_47	OK IPE 450	S275	43.29	48.57	0.57	183 g+0.3q+S174
833	OK IPE 450	S275	43.48	42.68	0.56	184 g+0.3q+S175
46 Beam_46	OK IPE 450	S275	43.29	48.57	0.56	183 g+0.3q+S174
980	OK IPE 450	S275	43.29	48.57	0.56	183 g+0.3q+S174
827	OK IPE 450	S275	43.29	42.50	0.55	183 g+0.3q+S174
45 Beam_45	OK IPE 450	S275	43.29	48.57	0.55	179 g+0.3q+S170
814	OK IPE 360	S275	53.49	52.80	0.55	180 g+0.3q+S171
834	OK IPE 500	S275	39.17	46.45	0.55	180 g+0.3q+S171
826	OK IPE 450	S275	43.29	36.42	0.55	180 g+0.3q+S171
979	OK IPE 450	S275	43.29	48.57	0.54	183 g+0.3q+S174
978	OK IPE 450	S275	43.29	48.57	0.54	179 g+0.3q+S170
835	OK IPE 500	S275	39.17	46.45	0.54	184 g+0.3q+S175
837	OK IPE 400	S275	48.35	50.63	0.53	183 g+0.3q+S174
836	OK IPE 400	S275	48.35	50.63	0.52	179 g+0.3q+S170
820	OK IPE 500	S275	39.17	46.45	0.52	179 g+0.3q+S170
832	OK IPE 450	S275	43.48	36.58	0.51	179 g+0.3q+S170
815	OK IPE 360	S275	53.49	52.80	0.51	183 g+0.3q+S174
818	OK IPE 360	S275	53.49	52.80	0.51	183 g+0.3q+S174
817	OK IPE 360	S275	53.49	52.80	0.49	180 g+0.3q+S171
816	OK IPE 360	S275	53.49	52.80	0.49	184 g+0.3q+S175
824	OK IPE 500	S275	39.17	46.45	0.49	183 g+0.3q+S174
31 Beam_31	OK IPE 360	S275	53.49	52.80	0.48	180 g+0.3q+S171
821	OK IPE 500	S275	39.17	46.45	0.48	183 g+0.3q+S174
50 Beam_50	OK IPE 450	S275	43.48	42.68	0.47	184 g+0.3q+S175

Κατά τον *ικανοτικό σχεδιασμό* των δοκών, γίνεται η παραδοχή ότι έχει σχηματιστεί μια πλαστική άρθρωση είτε στο αριστερό άκρο (A) είτε στο δεξιό άκρο (B) του μέλους. Για να υλοποιηθεί αυτό, η ροπή λόγω των σεισμικών δράσεων προσαυξάνεται κατάλληλα έτσι ώστε η επαλληλία των προσαυξημένων ροπών λόγω σεισμικών δράσεων με των ροπών λόγω των κατακόρυφων φορτίων $G+0,3Q$ να ισοδυναμεί με την πλαστική ροπή αντοχής της δοκού $M_{pl,Rd}$ σε ένα από τα δύο άκρα της. Προϋπόθεση για να μπορέσει η δοκός να αναπτύξει επαρκή αντοχή και στρωφική ικανότητα στα άκρα της, είναι να έχει κατηγορία διατομής 1 ή 2.



Σχήμα 4.4: Ενδεικτικό εσωτερικό πλαίσιο ροπής της διεύθυνσης X

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Όλες οι δοκοί των πλαισίων ροπής ελέγχονται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ξεχωριστά, αφού η κάθε δοκός απαιτεί διαφορετική προσαύξηση των σεισμικών δράσεων προκειμένου να αναπτύξει πλαστική άρθρωση στα άκρα της. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος του μέλους 977, διατομής IPE 450 ($M_{pl,Rd} = 468,34 \text{ kNm}$), ενός εσωτερικού πλαισίου (Σχήμα 4.4):

Αρχικά επιβεβαιώνεται ότι η διατομή είναι κατηγορίας 1 ή 2 από το πρόγραμμα.

Για να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση στο αριστερό άκρο (A) της δοκού (Σχήμα 4.5 και Σχήμα 4.6), για το οποίο προκύπτει το δυσμενέστερο διάγραμμα επαλληλίας ροπών μεταξύ των δύο άκρων, οι ροπές λόγω των σεισμικών δράσεων πρέπει να προσαυξηθούν κατά 576,8%. Η δοκός πρέπει να ελεγχθεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διάγραμμα ροπής που προκύπτει από την επαλληλία των διαγραμμάτων της εξίσωσης (4.5):

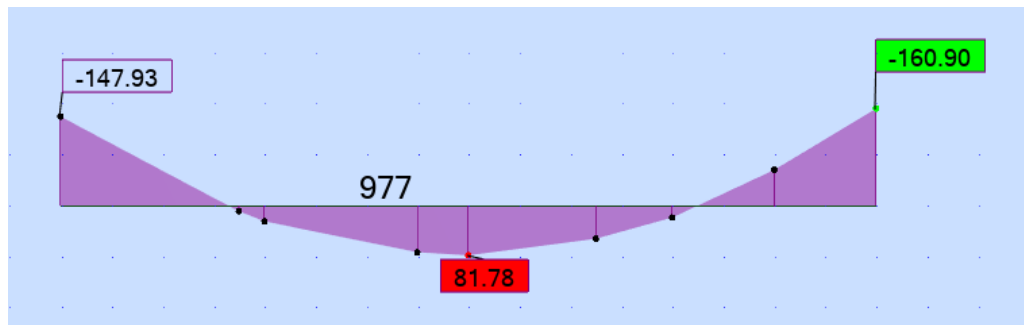
$$M'_{Ed} = M_{Ed,G+0.3Q} + 5,768 \cdot M_{Ed,Ex} \quad (4.5)$$

Για σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο άκρο (A) προκύπτει για το εξεταζόμενο μέλος:

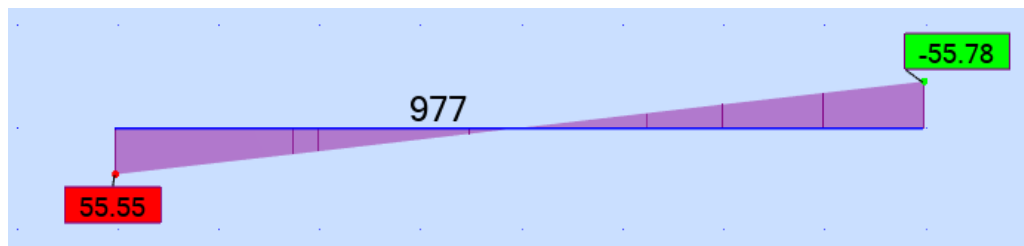
$$M'_{Ed}(x = 0\text{m}) = -468,34 \text{ kNm} = M_{pl,Rd}$$

$$M'_{Ed}(x = 0,7\text{m}) = -348,98 \text{ kNm}$$

$$M'_{Ed}(x = 2\text{m}) = -134,8 \text{ kNm}$$



Σχήμα 4.5: Διάγραμμα ροπών M_{Ed} μέλους 977 λόγω των κατακόρυφων φορτίων G+0,3Q



Σχήμα 4.6: Διάγραμμα ροπών M_{Ed} μέλους 977 λόγω της σεισμικής δράσης E_x

- Έλεγχος ακραίου τμήματος δοκού

Το άνω πέλμα εξασφαλίζεται πλευρικά μέσω της σύνδεσής του με το δάπεδο. Στις περιοχές των στηρίξεων, όπου θλίβεται το κάτω πέλμα, προβλέπονται κατάλληλες κατασκευαστικές διατάξεις που το συγκρατούν ώστε να αυξηθεί η αντοχή της δοκού έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Η μία πλευρική εξασφάλιση είναι σε απόσταση 2m από τον κόμβο, στη θέση δηλαδή της δευτερεύουσας δοκού, που είναι εγκάρσια στο μέλος. Για να μπορέσει να αναπτυχθεί η $M_{pl,Rd}$ στα άκρα, λαμβάνεται πρόσθετη πλευρική εξασφάλιση σε απόσταση 0,7m από τον κόμβο, που επιτυγχάνεται με πρόσθετα κατασκευαστικά μέσα.

Η δοκός στο ακραίο τμήμα, δηλαδή μεταξύ κόμβου και πρώτης πλευρικής εξασφάλισης ($L_{cr} = 0.7$ m), έχει σχεδόν τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών με λόγο ακραίων ροπών της εξίσωσης:

$$\psi = \frac{-348,98}{-468,34} = 0,75 \quad (4.6)$$

Επομένως προκύπτουν οι συντελεστές $C_1 = 1,141$, $C_2 = 0$. Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται $k = k_w = 1,0$. Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι $M_{cr} = 6078,17$ kNm και η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT} = 0,16 < 0,2$. Συνεπώς, η ροπή αντοχής $M_{b,Rd}$ δεν απομειώνεται λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ($\chi_{LT} = 1$) και έτσι μπορεί να αναπτυχθεί πλήρως η πλαστική ροπή αντοχής στα άκρα της δοκού.

- Έλεγχος δεύτερου τμήματος δοκού

Το δεύτερο τμήμα που εξετάστηκε είναι μεταξύ της πρώτης και της δεύτερης πλευρικής εξασφάλισης με $L_{cr} = 1,3$ m. Το διάγραμμα ροπών εντός του τμήματος αυτού προκύπτει με λόγο ακραίων ροπών της εξίσωσης:

$$\psi = \frac{-134,8}{-348,98} = 0,39 \quad (4.7)$$

και λαμβάνεται συντηρητικά $\psi = 0,5$. Προκύπτουν οι συντελεστές $C_1 = 1,323$, $C_2 = 0$. Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται $k = k_w = 1,0$. Η ροπή αντοχής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού προκύπτει:

$M_{b,Rd} = 455,08 \text{ kNm} > M'_{Ed} = 348,98 \text{ kNm}$ και συνεπώς επαρκεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Κατόπιν ελέγχου σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό όλων των δοκών των πλαισίων ροπής, προέκυψε η ανάγκη για πλευρική εξασφάλιση τους σε απόσταση 0,7 m από κάθε κόμβο προκειμένου να επαρκούν.

Έλεγχος σε τέμνουσα

Η επάρκεια της δοκού σε τέμνουσα ελέγχεται για διάγραμμα τεμνουσών V'_{Ed} , που προκύπτει από την επαλληλία των αναπτυσσόμενων τεμνουσών στη δοκό λόγω των κατακόρυφων φορτίων $G+0,3Q$ και των ικανοτικών τεμνουσών $V_{Ed,M}$ σύμφωνα με την εξίσωση (4.9). Για τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας $V_{Ed,M}$ που αναπτύσσεται στη δοκό, γίνεται η παραδοχή ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις με αντίθετη φορά και στα δύο άκρα (A) και (B) της δοκού.

$$V'_{Ed} = V_{Ed,G+0,3Q} + V_{Ed,M} \quad (4.8)$$

όπου, η ικανοτική τέμνουσα $V_{Ed,M}$ υπολογίζεται:

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} \quad (4.9)$$

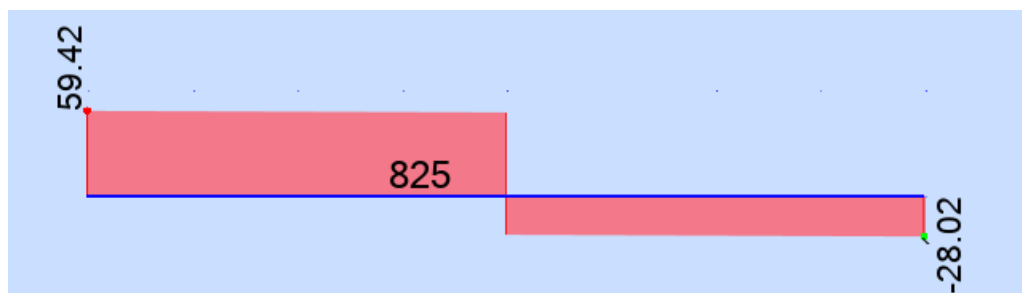
Παρουσιάζεται ενδεικτικά ο έλεγχος έναντι τέμνουσας για το μέλος 825, διατομής IPE 360 και μήκους $L = 4$ m με τον υψηλότερο βαθμό εκμετάλλευσης σε τέμνουσα ($\beta.\varepsilon = 0,36$):

Τέμνουσα λόγω κατακόρυφων φορτίων $G+0,3Q$ (Σχήμα 4.7): $V_{Ed,G+0,3Q} = 59,42 \text{ kN}$
 Ικανοτική τέμνουσα:

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} = \frac{2 \cdot 280,29}{4} = 140,15 \text{ kN} \quad (4.10)$$

Συνεπώς η ολική τέμνουσα προκύπτει:

$$V'_{Ed} = 59,42 + 140,15 = 199,6 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 278,09 \text{ kN}$$



Σχήμα 4.7: Διάγραμμα τεμνουσών V_{Ed} της δοκού 825 για κατακόρυφα φορτία $G+0,3Q$

Ελάχιστη υπεραντοχή δοκών Ω_{min}

Για κάθε πλαίσιο ροπής καταγράφεται η μέγιστη δρώσα ροπή $M_{Ed,max}$, που καταπονεί τις δοκούς για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης $G+0.3Q \pm E_{\chi} \pm 0.3E_{\gamma}$. Στη συνέχεια, υπολογίζεται η ελάχιστη υπεραντοχή για όλες τις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων, που θα χρησιμοποιηθεί μετέπειτα για τον ικανοτικό σχεδιασμό των υποστυλωμάτων. Από τον Πίνακα 4.6 προκύπτει η ελάχιστη υπεραντοχή $\Omega_{min,tot} = 1,82$

Πίνακας 4.6: Ελάχιστη τιμή υπεραντοχής για όλες τις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων κάθε πλαισίου

Πλαίσια με συντεταγμένη γ	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$M_{Ed,max}$ [kNm]	Ω_{min} , πλαισίου
Πλαίσιο 1 ($\gamma=27m$)	359,5	174,99	2,05
Πλαίσιο 2 ($\gamma=21m$)	603,42	316,64	1,91
Πλαίσιο 3 ($\gamma=15m$)	468,34	255,56	1,83
Πλαίσιο 4 ($\gamma=11m$)	468,34	257,21	1,82
Πλαίσιο 5 ($\gamma=5m$)	603,42	295,3	2,04
Πλαίσιο 6 ($\gamma=0m$)	280,29	140,51	1,99

4.3.3 Έλεγχος κόμβων

Για να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα, ώστε να αποφευχθεί ο σχηματισμός «μαλακού ορόφου», οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε κάθε κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή των δοκών του κόμβου, λαμβανομένης υπόψη και της πιθανής υπεραντοχής. Για να ικανοποιηθεί αυτή η απαίτηση θα πρέπει να εξασφαλίζεται σε όλους τους κόμβους των πλαισίων, εξαιρουμένης της κορυφής των υποστυλωμάτων, η ανίσωση:

$$\Sigma M_{RC} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} \quad (4.11)$$

Για τον έλεγχο των κόμβων απαιτείται ο υπολογισμός των πλαστικών ροπών αντοχής των μελών που συντρέχουν στους κόμβους.

Για τις δοκούς λαμβάνεται η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής τους $M_{pl,Rd}$:

IPE 360: $M_{pl,Rd} = 280,29 \text{ kNm}$ IPE 450: $M_{pl,Rd} = 468,03 \text{ kNm}$

IPE 400: $M_{pl,Rd} = 359,5 \text{ kNm}$ IPE 500: $M_{pl,Rd} = 603,42 \text{ kNm}$

Για τα υποστυλώματα επειδή καταπονούνται επιπλέον και σε αξονική δύναμη, λαμβάνεται η απομειωμένη πλαστική ροπή αντοχής τους $M_{N,y,Rd}$. Για κάθε εξεταζόμενο υποστύλωμα, η απομειωμένη ροπή αντοχής λαμβάνεται από το πρόγραμμα για το συνδυασμό φόρτισης (σεισμικό ή ικανοτικό για διεύθυνση X ή Y) που καταπονεί το μέλος με τη μεγαλύτερη δυνατή αξονική και συνεπώς προκύπτει η μικρότερη δυνατή ροπή αντοχής του $M_{N,y,Rd}$.

Μιας και υπάρχει συμμετρία των διατομών τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστυλώματα καθ' ύψος του κτιρίου, ο ικανοτικός έλεγχος έγινε για τους κόμβους του 1^{ου} ορόφου που είναι οι δυσμενέστεροι. Επιπλέον, στις περιπτώσεις όμοιων κόμβων, ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε με βάση τον κόμβο στον οποίο συντρέχει το υποστύλωμα με τη μικρότερη ροπή αντοχής $M_{N,y,Rd}$.

Ακραίος κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 240 και δοκού IPE 360:

$$\Sigma M_{RC} = 2 \cdot 198,89 = 397,58 \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 364,4$$

Ακραίος κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 260 και δοκού IPE 360:

$$\Sigma M_{RC} = 2 \cdot 221,12 = 442,24 \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 364,4$$

Ακραίος κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 280 και δοκού IPE 400:

$$\Sigma M_{RC} = 2 \cdot 258,94 = 517,88 \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 467,35$$

Ακραίος κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 300 και δοκού IPE 450:

$$\Sigma M_{RC} = 2 \cdot 360,5 = 721 \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 608,44$$

Ακραίος κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 320 και δοκού IPE 500:

$$\Sigma M_{RC} = 2 \cdot 399,22 = 798,44 \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 784,45$$

Ενδιάμεσος κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 340 και δοκών IPE 400:

$$\Sigma M_{RC} = 2 \cdot 495,02 = 990,04 \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 934,7$$

Ενδιάμεσος κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 360 και δοκών IPE 360 και IPE 450:

$$\Sigma M_{RC} = 2 \cdot 552,64 = 1105,28 \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 934,7$$

Ενδιάμεσος κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 400 και δοκών IPE 360 και IPE 500:

$$\Sigma M_{RC} = 2 \cdot 704,54 = 1409,08 \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 1148,82$$

Ενδιάμεσος κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 400 και δοκών IPE 450:

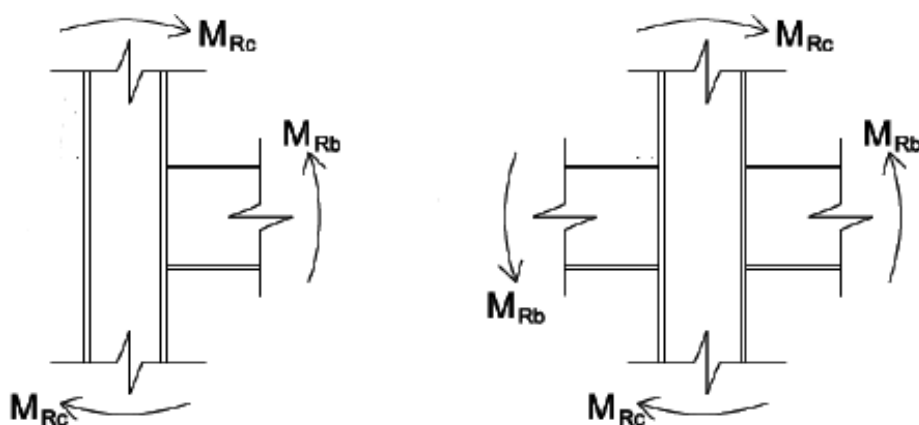
$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 646,46 = 1292,92 \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 1216,88$$

Ενδιάμεσος κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 450 και δοκών IPE 500:

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 789,81 = 1579,82 \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 1568,9$$

Ενδιάμεσος κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 320 και δοκών IPE 360:

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 433,25 = 866,5 \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 728,75$$



Σχήμα 4.8: Σχηματική απεικόνιση ακραίου και ενδιάμεσου κόμβου με τις φορές των ροπών αντοχής δοκών και υποστυλωμάτων

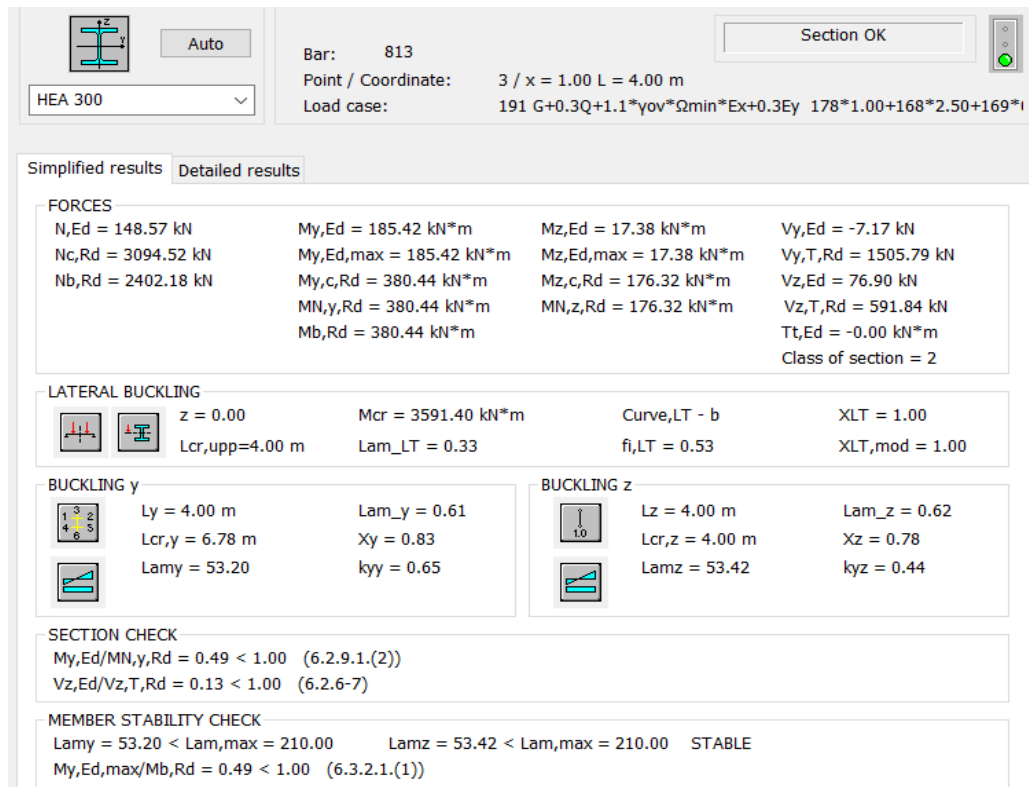
4.3.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα, πλην των υποστυλωμάτων του 1^{ου} ορόφου, ελέγχονται για προσαυξημένα σεισμικά μεγέθη X κατά $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} = 2,5$ δηλαδή, για τους συνδυασμούς φόρτισης: $G + 0,3Q \pm 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot E_X \pm 0,3 \cdot E_Y$ όπου, $\gamma_{ov} = 1,25$ και $\Omega_{min} = 1,82$ σύμφωνα με το κεφάλαιο 4.3.2. Τα μέλη αυτά καταπονούνται σε αξονική, τέμνουσα και κάμψη και πραγματοποιούνται όλοι οι έλεγχοι επάρκειας σε επίπεδο διατομής και μέλους. Στον Πίνακα 4.7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας τους με βαθμό εκμετάλλευσης κατά φθίνοντα αριθμό.

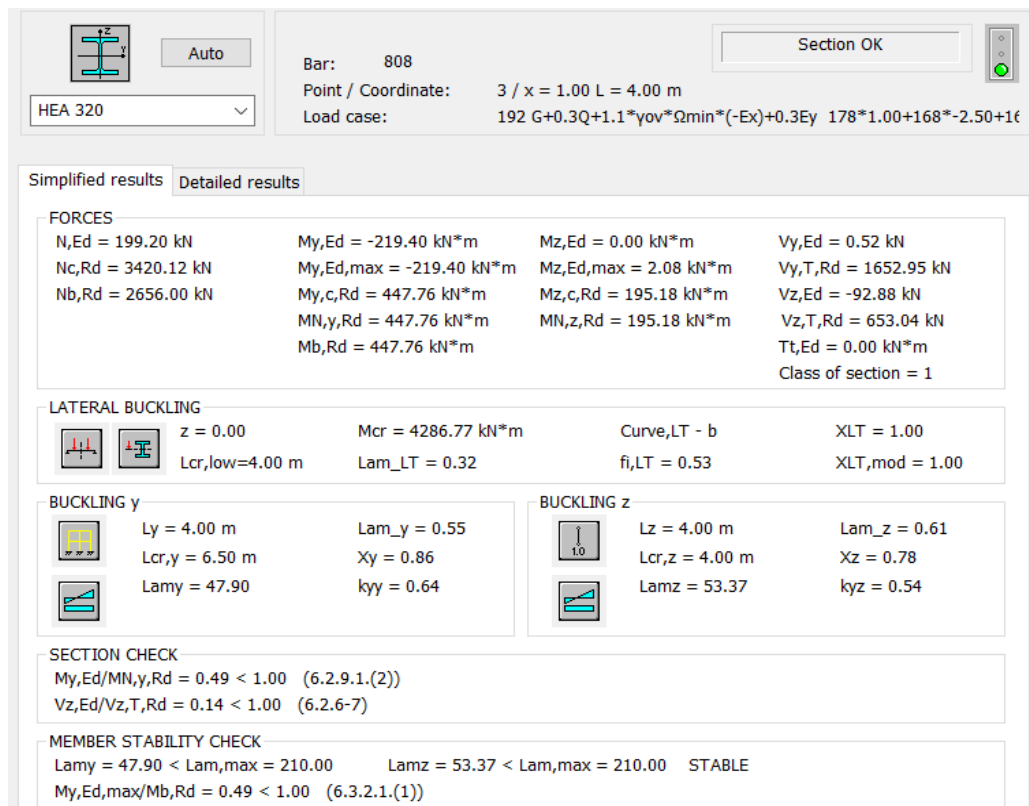
Πίνακας 4.7: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας υποστυλωμάτων για τους ικανοτικούς συνδυασμούς $G + 0,3Q \pm 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot E_x \pm 0,3 \cdot E_y$

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case	
1146	Column_11	OK HEA 220	S275	67.90	72.57	0.73	193 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex-0.3Ey
1145	Column_11	OK HEA 220	S275	67.98	72.57	0.72	193 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex-0.3Ey
1142	Column_11	OK HEA 220	S275	67.22	72.57	0.70	192 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)+0.3Ey
1144	Column_11	OK HEA 220	S275	67.30	72.57	0.69	192 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)+0.3Ey
808	OK HEA 320	S275	47.90	53.37	0.49	192 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)+0.3Ey	
813	OK HEA 300	S275	53.20	53.42	0.49	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
791	OK HEA 320	S275	47.90	53.37	0.49	194 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)-0.3Ey	
810	OK HEA 320	S275	47.90	53.37	0.46	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
784	OK HEA 240	S275	64.76	66.63	0.45	192 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)+0.3Ey	
805	OK HEA 280	S275	58.73	57.16	0.41	194 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)-0.3Ey	
807	OK HEA 280	S275	58.73	57.16	0.40	193 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex-0.3Ey	
941	OK HEA 320	S275	53.38	53.37	0.39	194 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)-0.3Ey	
958	OK HEA 320	S275	53.38	53.37	0.38	192 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)+0.3Ey	
796	OK HEA 400	S275	40.60	54.50	0.38	193 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex-0.3Ey	
960	OK HEA 320	S275	53.38	53.37	0.37	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
961	OK HEA 300	S275	59.65	53.42	0.37	194 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)-0.3Ey	
953	OK HEA 360	S275	48.42	53.82	0.37	193 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex-0.3Ey	
948	OK HEA 300	S275	59.56	53.42	0.36	194 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)-0.3Ey	
954	OK HEA 240	S275	58.29	66.63	0.36	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
934	OK HEA 240	S275	72.19	66.63	0.36	192 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)+0.3Ey	
963	OK HEA 300	S275	59.65	53.42	0.36	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
962	OK HEA 400	S275	48.80	54.50	0.35	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
946	OK HEA 400	S275	45.57	54.50	0.35	193 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex-0.3Ey	
949	OK HEA 400	S275	48.72	54.50	0.34	193 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex-0.3Ey	
950	OK HEA 400	S275	48.72	54.50	0.34	192 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)+0.3Ey	
798	OK HEA 300	S275	55.28	53.42	0.33	192 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)+0.3Ey	
803	OK HEA 360	S275	43.35	53.82	0.32	193 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex-0.3Ey	
942	OK HEA 450	S275	43.19	54.86	0.32	192 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)+0.3Ey	
939	OK HEA 320	S275	57.16	53.37	0.32	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
955	OK HEA 280	S275	66.09	57.16	0.32	192 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)+0.3Ey	
959	OK HEA 450	S275	43.19	54.86	0.32	193 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex-0.3Ey	
944	OK HEA 450	S275	43.19	54.86	0.32	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
943	OK HEA 450	S275	43.19	54.86	0.32	193 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex-0.3Ey	
947	OK HEA 260	S275	58.12	61.54	0.31	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
789	OK HEA 320	S275	51.14	53.37	0.31	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
945	OK HEA 450	S275	43.19	54.86	0.31	194 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)-0.3Ey	
957	OK HEA 280	S275	66.09	57.16	0.31	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
951	OK HEA 400	S275	48.72	54.50	0.31	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
952	OK HEA 400	S275	48.72	54.50	0.31	191 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*Ex+0.3Ey	
811	OK HEA 300	S275	55.36	53.42	0.31	194 G+0.3Q+1.1*γov*Ωmin*(-Ex)-0.3Ey	

Ενδεικτικά, παρουσιάζονται αναλυτικότερα οι έλεγχοι επάρκειας για τα εξωτερικά υποστυλώματα διατομής HEA 300 στο Σχήμα 4.9, και για τα εσωτερικά υποστυλώματα διατομής HEA 320 στο Σχήμα 4.10.



Σχήμα 4.9: Αποτελέσματα ελέγχου εσωτερικών υποστυλωμάτων 2ου και 3ου ορόφου διατομής HEA 300



Σχήμα 4.10: Αποτελέσματα ελέγχου εσωτερικών υποστυλωμάτων 2ου και 3ου ορόφου διατομής HEA 320

Όσον αφορά τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου, κάθε ένα υποστύλωμα ελέγχεται ξεχωριστά για σεισμικούς συνδυασμούς με κατάλληλα προσαυξημένα σεισμικά μεγέθη X , έτσι ώστε να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση στη βάση του. Οι συνδυασμοί αυτοί έχουν τη μορφή:

$$G + 0,3Q \pm \kappa_i \cdot E_X \pm 0,3 \cdot E_Y \quad (4.12)$$

όπου, κ_i ο συντελεστής αύξησης των σεισμικών μεγεθών X για το υποστύλωμα i .

Προκειμένου τα υποστυλώματα να έχουν την ικανότητα να αναπτύξουν επαρκή αντοχή και στροφική ικανότητα στη βάση τους, απαιτείται να έχουν διατομές κατηγορίας 1 ή 2, το οποίο επιβεβαιώνεται από το πρόγραμμα. Τα υποστυλώματα καταπονούνται κατά τους σεισμικούς συνδυασμούς από μεγάλες αξονικές, οι οποίες περιορίζουν την ανάπτυξη της πλήρους πλαστικής ροπής αντοχής τους. Για ταυτόχρονη κάμψη και αξονική τα υποστυλώματα μπορούν να αναπτύξουν ροπή αντοχής:

$$M_{N,y,Rd} = \min\left\{M_{pl,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5\alpha}; M_{pl,Rd}\right\} \quad (4.13)$$

όπου, $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$ και $\alpha = \min\{(A - 2 \cdot b \cdot tf)/A; 0,5\}$.

Για να βρεθεί η απαραίτητη προσαύξηση κ_i των σεισμικών μεγεθών X για κάθε υποστύλωμα i , εξισώνεται η δρώσα ροπή του μέλους για τον συνδυασμό φόρτισης της σχέσης (4.12) με την απομειωμένη ροπή αντοχής του $M_{N,y,Rd}$ σύμφωνα με τη σχέση:

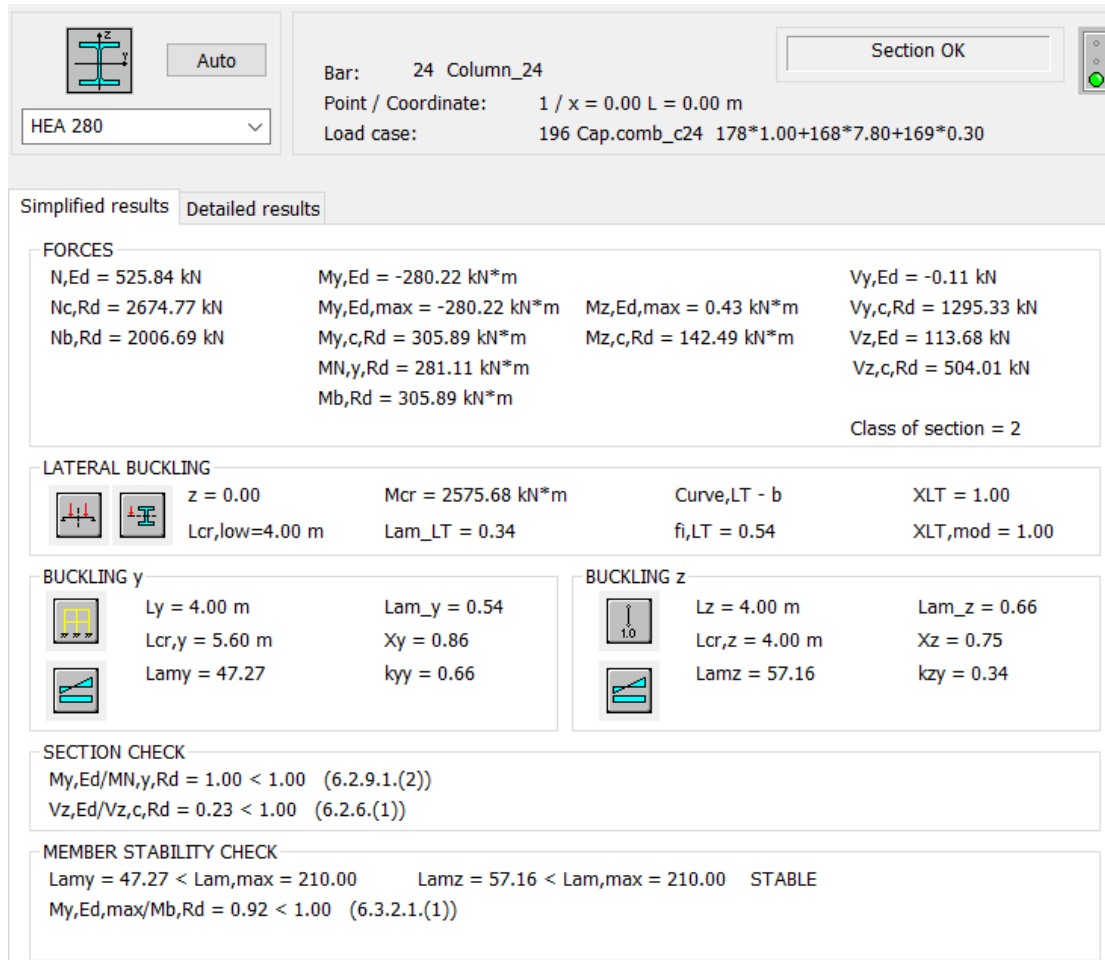
$$M_{G+0,3Q} \pm \kappa_i \cdot M_{E_X} \pm 0,3 \cdot M_{E_Y} = M_{N,y,Rd} \quad (4.14)$$

όπου, ο συντελεστής n της εξίσωσης (4.13) υπολογίζεται για τον συνδυασμό φόρτισης της σχέσης (4.12).

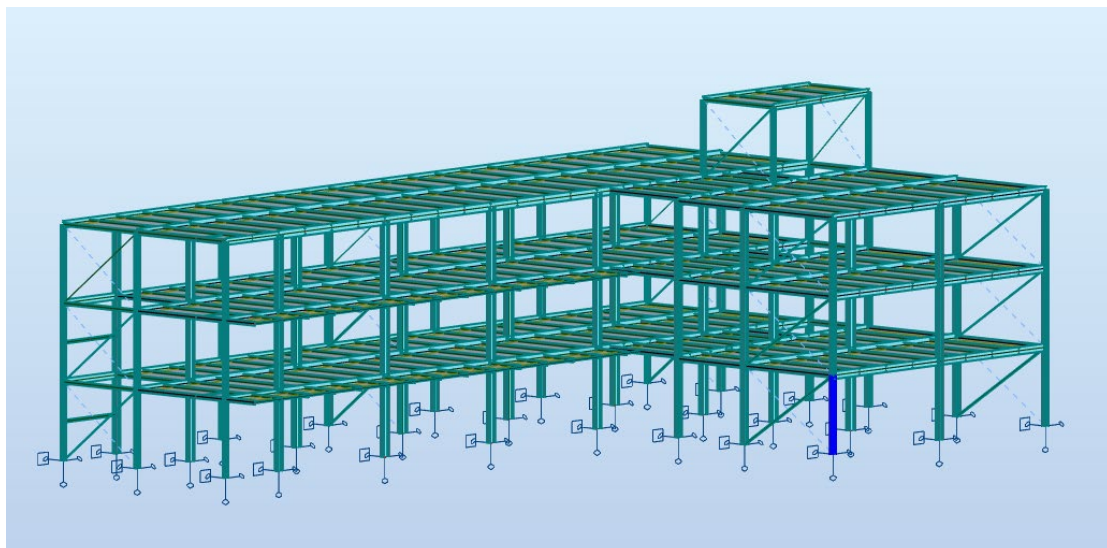
Η εξίσωση (4.14) λόγω της πολυπλοκότητας της, επιλύθηκε στο Excel με το εργαλείο “αναζήτηση στόχου”. Έτσι, προέκυψε ο συντελεστής προσαύξησης κ_i για κάθε υποστύλωμα i . Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι έλεγχοι ενός ακραίου υποστυλώματος διατομής HEA 280, και ενός ενδιάμεσου διατομής HEA 400.

Ακραίο υποστύλωμα HEA 280 (Σχήμα 4.12):

Για το συγκεκριμένο μέλος προέκυψε ότι τα σεισμικά μεγέθη X πρέπει να προσαυξηθούν κατά 780% προκειμένου να αναπτυχθεί η $M_{N,y,Rd}$ στη βάση του. Ελέγχθηκε για το δυσμενέστερο συνδυασμό του $G + 0,3Q + 7,8 \cdot E_X + 0,3 \cdot E_Y$, ο οποίος εισήχθη στο πρόγραμμα. Τα αποτελέσματα του ελέγχου επάρκειας του μέλους φαίνονται στο Σχήμα 4.11.



Σχήμα 4.11: Έλεγχος ακραίου υποστυλώματος HEA 280 για τον ικανοτικό συνδυασμό $G + 0,3Q + 7,8 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y$



Σχήμα 4.12: Θέση εξεταζόμενου υποστυλώματος HEA 280

Ενδιάμεσο υποστύλωμα HEA 400 (Σχήμα 4.14):

Για το μέλος αυτό, προέκυψε ότι τα σεισμικά μεγέθη X πρέπει να προσαυξηθούν κατά 573% προκειμένου να αναπτυχθεί η $M_{N,y,Rd}$ στη βάση του. Ελέγχθηκε για το δυσμενέστερο συνδυασμό του $G + 0,3Q - 5,73 \cdot E_X - 0,3 \cdot E_Y$, ο οποίος εισήχθη στο πρόγραμμα. Τα αποτελέσματα του ελέγχου επάρκειας του μέλους φαίνονται στο Σχήμα 4.13.

Bar: 16 Column_16
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Load case: 204 Cap.cpm_b_c_16 178*1.00+168*-5.73+169*-0.30

Section OK

HEA 400

Simplified results Detailed results

FORCES

$N_{y,Ed} = 865.14$ kN	$M_{y,Ed} = 655.64$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.11$ kN
$N_{c,Rd} = 4371.90$ kN	$M_{y,Ed,max} = 655.64$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = -0.43$ kN*m
$N_{b,Rd} = 3597.54$ kN	$M_{y,c,Rd} = 704.54$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 240.04$ kN*m
	$M_{N,y,Rd} = 658.24$ kN*m	$V_{z,Ed} = -247.21$ kN
	$M_{b,Rd} = 704.54$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 910.20$ kN

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

$z = 0.00$	$M_{cr} = 6583.83$ kN*m	Curve,LT - b	$X_{LT} = 1.00$
$L_{cr,upp} = 4.00$ m	$\lambda_{LT} = 0.33$	$f_{i,LT} = 0.53$	$X_{LT,mod} = 1.00$

BUCKLING y

$L_y = 4.00$ m	$\lambda_{m,y} = 0.39$
$L_{cr,y} = 5.72$ m	$\chi_y = 0.96$
$\lambda_{m,y} = 33.97$	$\kappa_{yy} = 0.67$

BUCKLING z

$L_z = 4.00$ m	$\lambda_{m,z} = 0.63$
$L_{cr,z} = 4.00$ m	$\chi_z = 0.82$
$\lambda_{m,z} = 54.50$	$\kappa_{zy} = 0.35$

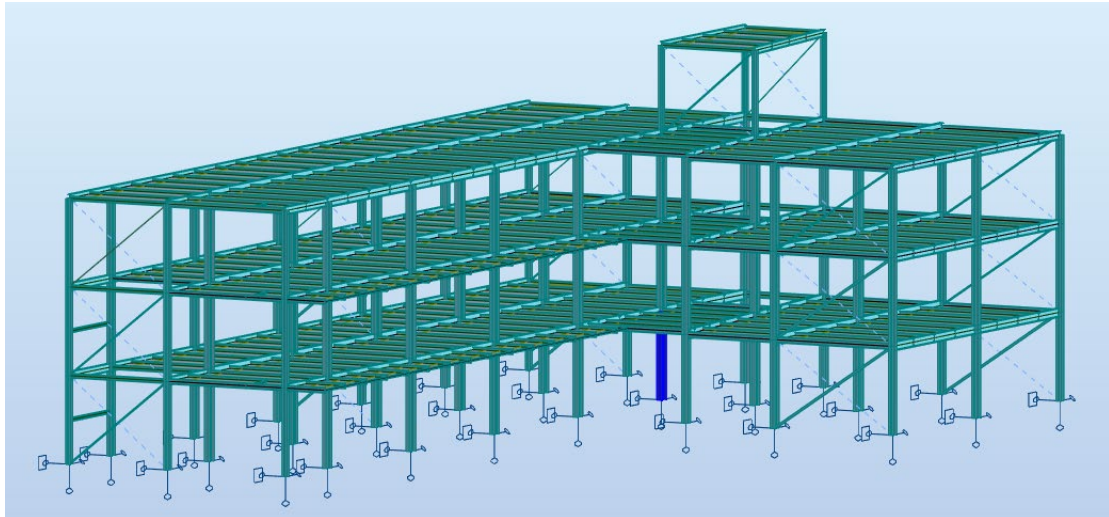
SECTION CHECK

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 1.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.27 < 1.00$ (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

$\lambda_{m,y} = 33.97 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 54.50 < \lambda_{m,max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.93 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Σχήμα 4.13: Έλεγχος ενδιάμεσου υποστύλωματος HEA 400 για τον ικανοτικό συνδυασμό $G + 0,3Q - 5,73 \cdot E_X - 0,3 \cdot E_Y$



Σχήμα 4.14: Θέση εξεταζόμενου υποστυλώματος HEA 400

4.3.5 Περιορισμός βλαβών

Αντίστοιχα με το κεφάλαιο 4.2.4, για τη μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου για σεισμική δράση X προκύπτει: $dr \cdot v = 3 \cdot 0,5 = 1,5 \text{ cm} \leq 0,0075 h = 3 \text{ cm}$. Συνεπώς ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού βλαβών.

5 Συνδέσεις

Οι συνδέσεις διαστασιολογήθηκαν σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες EN1993-1-8 και EN1998-1. Στις επόμενες παραγράφους παρουσιάζονται τέσσερις τυπικές συνδέσεις του κτιρίου. Τα αναλυτικά σχέδια των συνδέσεων παρουσιάζονται στο Παράρτημα Γ.

5.1 Σύνδεση 1. Κεντρικών συνδέσεων δυσκαμψίας – δοκού-υποστυλώματος

Ενδεικτικά, παρουσιάζεται η σύνδεση μεταξύ του συνδέσμου δυσκαμψίας RHS 90x50x6 με τη μεγαλύτερη αντοχή ($N_{pl,Rd} = 412,5 \text{ kN}$), με τον κόμβο δοκού - υποστυλώματος του 1^{ου} ορόφου. Ο σχεδιασμός της σύνδεσης έγινε με υπολογισμούς στο χέρι. Δεδομένου ότι η σύνδεση βρίσκεται σε ζώνη απορρόφησης ενέργειας, επιλέχθηκαν προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας C, διαμέτρου M16 και ποιότητας 10.9. Στο Σχήμα 5.1 παρουσιάζεται ένα σκαρίφημα της σύνδεσης.

Η σύνδεση ελέγχεται για την ικανοτική αντοχή της διαγωνίου:

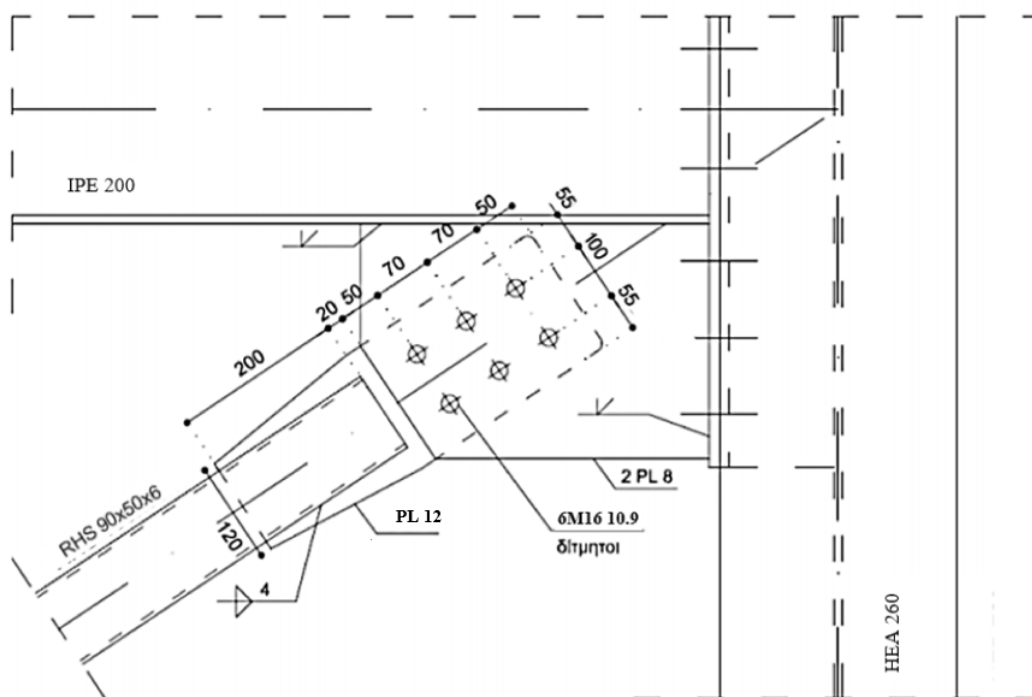
$$N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 412,5 = 567,19 \text{ kN} \quad (5.1)$$

Έλεγχος αποστάσεων

$$1,2 \cdot d_o = 1,2 \cdot 18 = 21,6 \text{ mm} < e_1 = 50 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 8 + 40 = 72 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_o = 1,2 \cdot 18 = 21,6 \text{ mm} < e_2 = 55 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 8 + 40 = 72 \text{ mm}$$

$$2,2 \cdot d_o = 2,2 \cdot 18 = 39,6 \text{ mm} < p_1 = 70 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t ; 200\} = \min\{14 \cdot 8 ; 200\} = 112 \text{ mm}$$



Σχήμα 5.1: Σύνδεση διαγωνίου συνδέσμου δυσκαμψίας 1^{ου} ορόφου με τον κόμβο δοκού - υποστυλώματος

Έλεγχος κοχλιών έναντι ολίσθησης

Δύναμη προέντασης κοχλία:

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 100 \cdot 1,57 = 109,9 \text{ kN} \quad (5.2)$$

Αντοχή έναντι ολίσθησης:

$$F_{s,Rd} = m \cdot \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = 6 \cdot \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,10} \cdot 109,9 = 599,45 \text{ kN} > N_{Ed} \quad (5.3)$$

Έλεγχος κοχλιών έναντι σύνθλιψης άντυγας

$$a_b = \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_o}; \frac{p_1}{3 \cdot d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{50}{3 \cdot 18}; \frac{70}{3 \cdot 18} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = 0,926 \quad (5.4)$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_o} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_o} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5 \quad (5.5)$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min}}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,926 \cdot 43 \cdot 1,6 \cdot 1,2}{1,25} = 917,41 \text{ kN} \quad (5.6)$$

$$> N_{Ed} = 567,19 \text{ kN}$$

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι τέμνουσας:

Επειδή η σύνδεση βρίσκεται σε ζώνη απορρόφησης ενέργειας, η αντοχή των κοχλιών λόγω αστοχίας σε διάτμηση απαιτείται να είναι μεγαλύτερη κατά 20% από την αντοχή λόγω αστοχίας σε σύνθλιψη άντυγας.

$$F_{V,Rd} = m \cdot n \cdot \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot 2 \cdot \frac{0,6 \cdot 100 \cdot 2,01}{1,25} = 1157,76 \text{ kN} > 1,2 F_{b,Rd} \quad (5.7)$$

όπου, A η πλήρης διατομή του κοχλία διότι θεωρήθηκε ότι τα επίπεδα διάτμησης διεύρονται από σπείρωμα.

Έλεγχος κομβοελάσματος σε εφελκυσμό:

Ελέγχεται η επιφάνεια αστοχίας η οποία διέρχεται από τις οπές των κοχλιών, λαμβάνοντας συντηρητικά το πλάτος του ελάσματος στη θέση της πρώτης σειράς κοχλιών:

$$A_{net} = (b - 2 \cdot d_o) \cdot t = (21 - 2 \cdot 1,8) \cdot 1,2 = 20,88 \text{ cm}^2 \quad (5.8)$$

Αντοχή ελάσματος σε εφελκυσμό:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,88 \cdot 27,5}{1} = 574,2 \text{ kN} > N_{Ed} = 567,19 \text{ kN} \quad (5.9)$$

Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης:

Τάση αντοχής συγκόλλησης για χάλυβα S275:

$$f_{w,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{43/\sqrt{3}}{0,85 \cdot 1,25} = 23,37 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.10)$$

Το κομβοέλασμα συγκολλάται με τη διαγώνιο σε μήκος 20 cm, με τέσσερις εξωραφές πάχους 4 mm.

$$\alpha_{min} = 3 \text{ mm} < a = 4 \text{ mm} < \alpha_{max} = 0,7 \cdot t_{min} = 0,7 \cdot 6 = 4,2 \text{ mm} \quad (5.11)$$

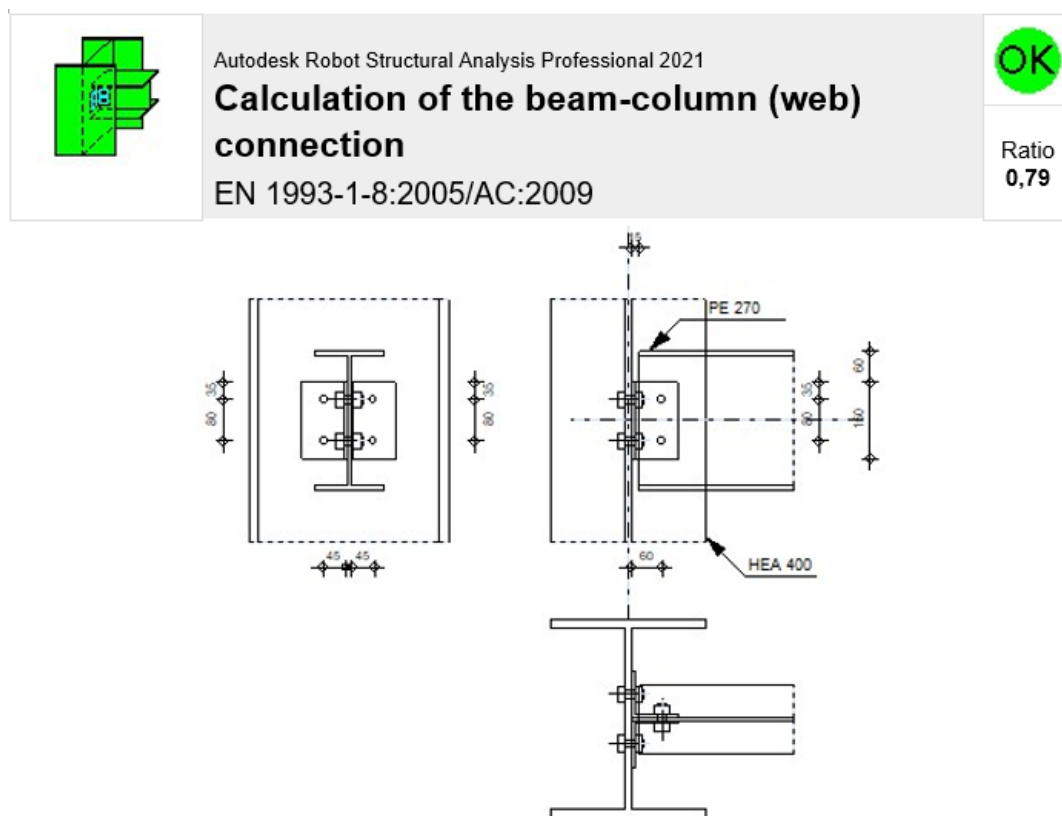
$$l = 200 \text{ mm} > l_{min} = \max\{30\text{mm}; 6 \cdot a\} = 30 \text{ mm} \quad (5.12)$$

Αντοχή συγκόλλησης:

$$F_{w,Rd} = 4 \cdot l \cdot a \cdot f_{w,d} = 4 \cdot 200 \cdot 0,4 \cdot 23,37 = 747,8 \text{ kN} > N_{Ed} = 567,2 \text{ kN} \quad (5.13)$$

5.2 Σύνδεση 2. Κύριας δοκού Y – κορμού υποστυλώματος

Οι δοκοί Y συνδέονται αμφιαρθρωτά με τα υποστυλώματα. Συνεπώς, πραγματοποιούνται κοχλιωτές συνδέσεις τέμνουσας κατηγορίας A. Ενδεικτικά, παρουσιάζεται η σύνδεση της δοκού με τη μεγαλύτερη τέμνουσα, που προκύπτει από την περιβάλλουσα για τους θεμελιώδεις συνδυασμούς (ULS). Η εξεταζόμενη σύνδεση γίνεται για κόμβο του 3^{ου} ορόφου, για δοκό διατομής IPE270 και υποστυλώματος HEA400. Στη συνέχεια επισυνάπτεται το φύλλο ελέγχου της σύνδεσης από το Robot.



GENERAL

Connection no.: 1
Connection name: Beam-column (web)
Structure node: 656
Structure bars: 800, 843

GEOMETRY

COLUMN

Section: HEA 400
Bar no.: 800
Material: S275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Design resistance

BEAM

Section: IPE 270
Bar no.: 843
Material: S355
 $f_{db} = 355,00$ [MPa] Design resistance

ANGLE

Section: CAE 90x6
Material: S275
 $f_{dk} = 275,00$ [MPa] Design resistance

BOLTS

BOLTS CONNECTING COLUMN WITH ANGLE

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

Class = 8.8 Bolt class
 $d = 16$ [mm] Bolt diameter
 $k = 1$ Number of bolt columns
 $w = 2$ Number of bolt rows

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
 $k = 1$ Number of bolt columns
 $w = 2$ Number of bolt rows

MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} = 1,00$ Partial safety factor [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [2.2]

LOADS

Case: 40: ULS10 (1+2+3+4+5+6+7+12+15+16) *1.35+(8+9+10+11) *1.50+14*0.75
 $N_{b,Ed} = -0,00$ [kN] Axial force
 $V_{b,Ed} = 83,68$ [kN] Shear force
 $M_{b,Ed} = 0,00$ [kN*m] Bending moment

RESULTS

BOLTS CONNECTING COLUMN WITH ANGLE

FORCES ACTING ON BOLTS IN THE COLUMN - ANGLE CONNECTION

$F_{x,Ed} = 25,26$	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x		
$F_{z,Ed} = 20,92$	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z		
$F_{Ed} = 32,80$	[kN]	Resultant shear force in a bolt		
$F_{Rdx} = 68,80$	[kN]	Effective design capacity of a bolt		[Table 3.4]
$F_{Rdz} = 53,51$	[kN]	Effective design capacity of a bolt		[Table 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$25,26 < 68,80$	verified	(0,37)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$20,92 < 53,51$	verified	(0,39)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$32,80 < 77,21$	verified	(0,42)
Bolt tension				
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$		$34,26 < 90,43$	verified	(0,38)
Simultaneous action of a tensile force and a shear force in a bolt				
$F_{v,Ed} = 32,80$	[kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{v,Ed} = f[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$		$0,70 < 1,00$	verified	(0,70)

BOLTS CONNECTING ANGLE WITH BEAM

FORCES ACTING ON BOLTS IN THE ANGLE - BEAM CONNECTION

$F_{x,Ed} = 68,52$	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x		
$F_{z,Ed} = 41,84$	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z		
$F_{Ed} = 80,28$	[kN]	Resultant shear force in a bolt		
$F_{Rdx} = 86,24$	[kN]	Effective design capacity of a bolt		[Table 3.4]
$F_{Rdz} = 103,49$	[kN]	Effective design capacity of a bolt		[Table 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$68,52 < 86,24$	verified	(0,79)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$41,84 < 103,49$	verified	(0,40)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$80,28 < 154,42$	verified	(0,52)

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

ANGLE

$V_{effRd} = 105,50$	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings		[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 41,84 < 105,50$	verified	(0,40)

BEAM

$V_{effRd} = 246,77$	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings		[3.10.2 (3)]
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 83,68 < 246,77$	verified	(0,34)

VERIFICATION OF ANGLE SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$V_{pl,Rd} = 142,89$	[kN]	Design plastic resistance for shear		[6.2.6 (2)]
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$		$ 41,84 < 142,89$	verified	(0,29)

VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS

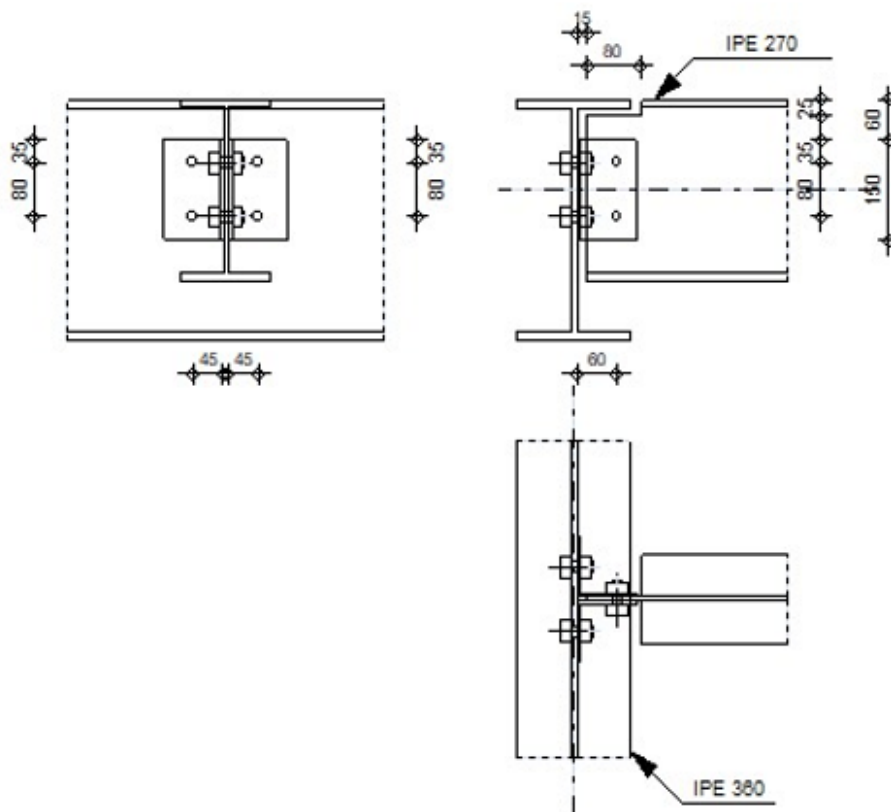
$A_t = 8,91$	[cm ²]	Area of tension zone of the gross section		
$A_{t,net} = 6,53$	[cm ²]	Net area of the section in tension		
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		$0,66 < 0,91$		

$W_{net} = 75,15$	[cm ³]	Elastic section modulus		
$M_{c,Rdnet} = 26,68$	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$	(0,21)
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			$ 5,48 < 26,68$	verified
$A_v = 17,82$	[cm ²]	Effective section area for shear		
$A_{v,net} = 15,44$	[cm ²]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$	
$V_{pl,Rd} = 365,24$	[kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$	(0,23)
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$			$ 83,68 < 365,24$	verified

Connection conforms to the code Ratio 0,79

5.3 Σύνδεση 3. Δευτερεύουσας δοκού Y – κορμού κύριας δοκού X

Πραγματοποιείται σύνδεση τέμνουσας κατηγορίας A μιας και, οι δευτερεύουσες δοκοί Y στηρίζονται αμφιαρθρωτά και καταπονούνται στις στηρίξεις τους σε τέμνουσα. Η σύνδεση υλοποιήθηκε με αυτούσια χαρακτηριστικά με αυτά της σύνδεσης της παραγράφου 5.2. Εξετάστηκε η σύνδεση για τη δευτερεύουσα δοκό με τη μέγιστη τέμνουσα που προέκυψε για τους συνδυασμούς ULS. Κατόπιν των αντίστοιχων ελέγχων, προέκυψε ο βαθμός εκμετάλλευσης της ίσος με 80%. Η σύνδεση απεικονίζεται στο Σχήμα 5.2.



Σχήμα 5.2: Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού Y – κορμού κύριας δοκού X



5.4 Σύνδεση 4. Κύριας δοκού X – πέλματος υποστυλώματος

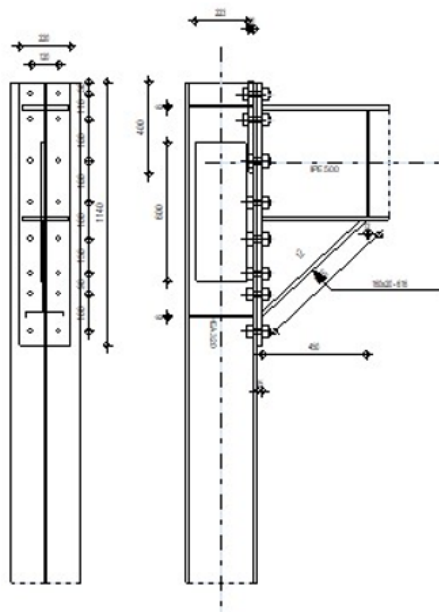
Οι κύριες δοκοί X καταπονούνται στα άκρα τους σε ροπή και τέμνουσα. Συνεπώς, επιλέγονται συνδέσεις ροπής για τη σύνδεση τους με τα υποστυλώματα. Όλοι οι κόμβοι των πλαισίων ροπής, εκτός αυτών του ανώτερου ορόφου, απαιτείται να σχεδιάζονται για την ικανοτική ροπή των δοκών η οποία είναι ίση με:

$M_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd}$ και για δρώσα τέμνουσα $V_{Ed} = V_{Ed,G+0,3Q} + V_{Ed,M}$ όπου, $V_{Ed,M}$ υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης (4.9).

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η σύνδεση για την οποία η δοκός (IPE500) καταπονείται με τη μεγαλύτερη τέμνουσα υπό φορτία G+0,3Q και ταυτόχρονα συνδέεται με υποστύλωμα (HEA320) με τη μικρότερη διατομή. Ο εξεταζόμενος κόμβος βρίσκεται στον 2^ο όροφο. Η σύνδεση σχεδιάστηκε έτσι ώστε να μπορεί να παραλάβει τα εντατικά μεγέθη για ανάπτυξη θετικής και αρνητικής πλαστικής ροπής στη δοκό. Μεταξύ των δύο περιπτώσεων παρουσιάζεται η περίπτωση στην οποία θλίβεται το κάτω πέλμα της δοκού και για την οποία η σύνδεση έχει το μεγαλύτερο βαθμό εκμετάλλευσης (99%). Τα ικανοτικά εντατικά μεγέθη της δοκού για θλίψη του κάτω πέλματος [Σεισμός (-Ex)] προέκυψαν:

$M_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd} = 829,7 kNm$ και $V_{Ed} = V_{Ed,G+0,3Q} + V_{Ed,M} = 91,44 + 150,86 = 242,3 kN$ και εισήχθησαν χειροκίνητα στο πρόγραμμα. Τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος προέκυψαν απευθείας από το πρόγραμμα από τους συνδυασμούς $G + 0,3Q + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot (-E_X) \pm 0,3 \cdot E_Y$. Στη συνέχεια παρατίθεται το φύλλο ελέγχου της σύνδεσης.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 Design of fixed beam-to-column connection EN 1993-1-8:2005/AC:2009	 Ratio 0,99
-------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------



GENERAL

Connection no.: 4
Connection name: Frame knee
Structure node: 518
Structure bars: 958, 984

GEOMETRY

COLUMN

Section: HEA 320
Bar no.: 958
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Inclination angle
Material: S275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistance

BEAM

Section: IPE 500
Bar no.: 984
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Inclination angle
Material: S275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistance

BOLTS

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

$d = 27$ [mm] Bolt diameter
Class = 10.9 Bolt class
 $F_{IRd} = 330,48$ [kN] Tensile resistance of a bolt
 $n_h = 2$ Number of bolt columns
 $n_v = 8$ Number of bolt rows
 $h_1 = 50$ [mm] Distance between first bolt and upper edge of front plate
Horizontal spacing $e_i = 120$ [mm]
Vertical spacing $p_i = 110;180;180;160;150;90;160$ [mm]

PLATE

$h_p = 1140$ [mm] Plate height
 $b_p = 220$ [mm] Plate width
 $t_p = 25$ [mm] Plate thickness
Material: S275
 $f_{yp} = 275,00$ [MPa] Resistance

LOWER STIFFENER

$w_d = 160$ [mm] Plate width
 $t_{fd} = 20$ [mm] Flange thickness
 $h_d = 420$ [mm] Plate height
 $t_{wd} = 12$ [mm] Web thickness
 $l_d = 450$ [mm] Plate length
 $\alpha = 43,0$ [Deg] Inclination angle
Material: S235
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Resistance

COLUMN STIFFENER

Upper

$h_{su} = 279$ [mm] Stiffener height
 $b_{su} = 146$ [mm] Stiffener width
 $t_{hu} = 8$ [mm] Stiffener thickness

Material: S235

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

Lower

$h_{sd} = 279$ [mm] Stiffener height
 $b_{sd} = 146$ [mm] Stiffener width
 $t_{hd} = 8$ [mm] Stiffener thickness

Material: S235

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

PLATE STRENGTHENING COLUMN WEB

Typ: unilateral

$h_a = 600$ [mm] Plate length
 $w_a = 223$ [mm] Plate width
 $t_a = 10$ [mm] Plate thickness

Material: S355

$f_{ya} = 355,00$ [MPa] Resistance

FILLET WELDS

$a_w = 8$ [mm] Web weld
 $a_f = 12$ [mm] Flange weld
 $a_s = 8$ [mm] Stiffener weld
 $a_{fd} = 5$ [mm] Horizontal weld
 $a_{p1} = 1$ [mm] Horizontal weld
 $a_{p2} = 1$ [mm] Vertical 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.

$M_{b1,Ed} = 829,70$ [kN*m] Bending moment in the right beam

$V_{b1,Ed} = 242,30$ [kN] Shear force in the right beam

RESULTS

BEAM RESISTANCES

$V_{cb,Rd} = 1750,83$ [kN] Design sectional resistance for shear EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,14 < 1,00$ **verifie** (0,14
d)

$M_{b,pl,Rd} = 603,4$ [kN* m] Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 1263,07$ [kN* m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,14 < 1,00$	verifie (0,14) d
$M_{b,pl,Rd} = 603,4$ [kN* m]	Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$F_{c,fb,Rd} = 1406,04$ [kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} = 929,58$ [kN]	Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]

COLUMN RESISTANCES

$V_{wp,Ed} = 832,05$ [kN]	Shear force acting on the web panel	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} = 971,37$ [kN]	Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,86 < 1,00$	verified (0,86)
$F_{c,wc,Rd} = 1398,13$ [kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

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	956	452,58	452,58	463,31	482,55	-	660,96	814,10
2	846	477,00	484,66	496,48	609,34	808,06	660,96	814,10
3	666	-	415,12	496,48	565,26	689,74	660,96	814,10
4	486	-	415,12	496,48	565,26	689,74	660,96	814,10
5	326	-	415,12	496,48	565,26	689,74	660,96	814,10
6	176	-	415,12	496,48	565,26	689,74	660,96	814,10
7	86	-	415,12	496,48	565,26	689,74	660,96	814,10
8	-74	-	415,12	496,48	407,26	-	660,96	814,10

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

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$		
$M_{j,Rd} = 836,51$ [kN*m]	Connection resistance for bending	[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,99 < 1,00$	verified (0,99)

CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$V_{j,Rd} = 3404,00$ [kN]	Connection resistance for shear	[Table 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,07 < 1,00$	verified (0,07)

WELD RESISTANCE

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$230,11 < 404,71$	verified	(0,57)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$216,23 < 404,71$	verified	(0,53)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9*f_u / \gamma_{M2}$	$115,06 < 309,60$	verified	(0,37)

CONNECTION STIFFNESS

$S_{j,ini} = 216381,74$ [kN*m]	Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
$S_j = 74022,15$ [kN*m]	Final rotational stiffness	[6.3.1.(4)]

Connection classification due to stiffness.

$S_{j,rig} = 101216,85$ [kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 6326,05$ [kN*m]	Stiffness of a pinned connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$	RIGID	

Connection conforms to the code

Ratio 0,99

6 Συμπεράσματα

Κατά την εκπόνηση της εργασίας δημιουργήθηκαν ποικίλοι προβληματισμοί ως προς τον σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών, οι οποίοι οδήγησαν σε αναζήτηση και καλύτερη κατανόηση εννοιών της επιστήμης του Πολιτικού μηχανικού. Στη συνέχεια παρατίθενται μερικά από τα συμπεράσματα που διεξήχθησαν:

- Για τον έλεγχο των συμμίκτων δοκών Y σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στη φάση κατασκευής, στην οποία λειτουργεί μόνο η μεταλλική δοκός, το γεγονός ότι λήφθηκε υπόψη η στροφική δέσμευση που παρέχει το χαλυβδόφυλλο στο άνω πέλαμα της δοκού, οδήγησε στην επιλογή μικρότερων διατομών.
- Για τη διαστασιολόγηση των δοκών X , των πλαισίων ροπής, καθοριστικοί είναι οι έλεγχοι επάρκειας για τους στατικούς συνδυασμούς της Ο.Κ.Α.
- Για τη διαστασιολόγηση των κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας πέραν των ελέγχων επάρκειας για τους σεισμικούς συνδυασμούς της Ο.Κ.Α προέκυψαν κρίσιμοι για πολλά μέλη, οι έλεγχοι επάρκειας για τους στατικούς συνδυασμούς με κύρια μεταβλητή δράση τον άνεμο Y .
- Για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων κρίσιμοι είναι οι έλεγχοι κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό και κυρίως οι έλεγχοι για τον ικανοτικό σχεδιασμό τους.
- Ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου είναι ένας έλεγχος χωρίς ιδιαίτερες απαιτήσεις ως προς την εφαρμογή του. Μιας και είναι καθοριστικής σημασίας, καλό είναι να ελέγχεται από τη φάση της διαστασιολόγησης έναντι στατικών φορτίων.
- Ενώ αρχικά επιλέχθηκε οι στηρίξεις με το έδαφος να προσομοιωθούν ως αρθρώσεις λόγω της απλότητας της σύνδεσης τους, οι μετακινήσεις που προέκυπταν στη διεύθυνση των πλαισίων ροπής για καταπόνηση σε σεισμό ήταν απαγορευτικές και οδηγούσαν σε συντελεστή ευαισθησίας μετακίνησης ορόφου $\theta > 0,2$. Συνεπώς, επιλέχθηκαν στηρίξεις με στροφική δέσμευση Y και έτσι οι μετακινήσεις περιορίστηκαν σημαντικά και οδήγησαν σε $\theta < 0,1$.
- Λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας οι δοκοί και των δύο διευθύνσεων δεν καταπονούνται σε αξονική και οι έλεγχοι επάρκειας απλοποιούνται σημαντικά.
- Η ύπαρξη κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας απλοποιεί σημαντικά τη διαδικασία της διαστασιολόγησης των πλαισίων που είναι παράλληλα με αυτούς, καθώς και τις συνδέσεις μεταξύ των μελών. Ακόμη, επειδή περιορίζουν σημαντικά τις μετακινήσεις, οδηγούν σε μικρότερες διατομές για τα μέλη του πλαισίου.

- Η εφαρμογή των σεισμικών δυνάμεων με εκκεντρότητα δεν οδήγησε σε σημαντική αύξηση των εντατικών μεγεθών στα μέλη.
- Για την απλοποίηση των συνδέσεων ροπής και την ελάφρυνση τους από πρόσθετα ελάσματα, θα διευκόλυνε η επιλογή υποστυλωμάτων διατομής ΗΕΒ που διαθέτουν μεγαλύτερα πάχη πελμάτων και κορμού.

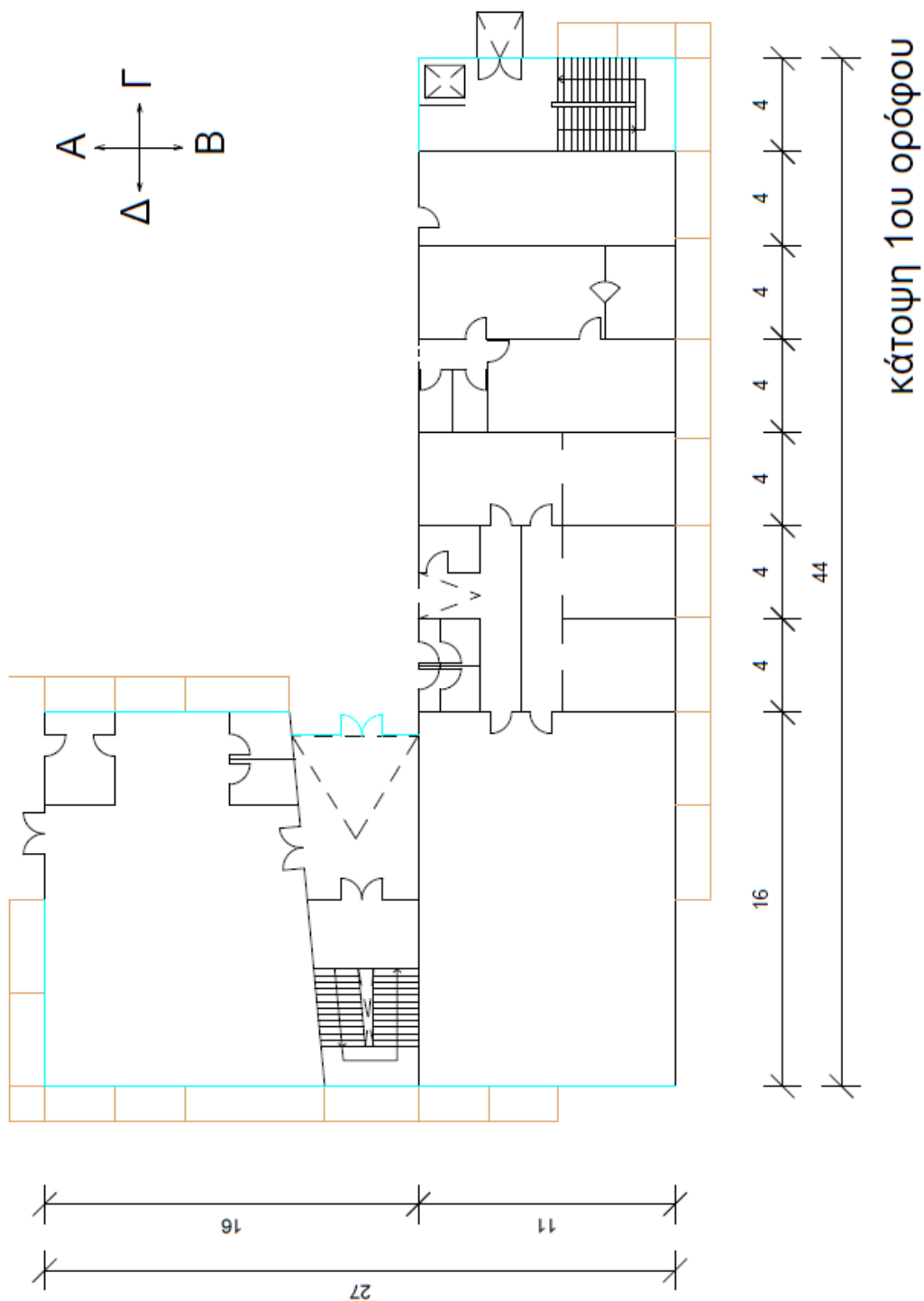
7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2003) «Σιδηρές κατασκευές - Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013) «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. (2018) «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 4^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. EN1990, Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού», CEN(2002).
5. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις - Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
6. EN1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003.
7. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις - Δράσεις ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
8. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Μάιος 2005.
9. EN1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2005.
10. EN1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, 2004.
11. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
12. “Steel buildings in Europe Multi-Storey Steel Buildings, Part 1: Architect’s Guide” directed by Arcelor Mittal, Peiner Träger and Corus.
<https://constructalia.arcelormittal.com/files/MSB01%20Architect's%20Guide>
13. “Steel buildings in Europe Multi-Storey Steel Buildings, Part 2: Concept Design” directed by Arcelor Mittal, Peiner Träger and Corus.
<https://constructalia.arcelormittal.com/files/MSB02%20Concept%20Design>
14. “Steel buildings in Europe Multi-Storey Steel Buildings, Part 3: Actions” directed by Arcelor Mittal, Peiner Träger and Corus.
https://www.steelconstruction.info/images/b/bb/SBE_MS3_.pdf
15. “Code of practices for use of glass in buildings”. AIS-59.
<http://documents.pub/reader/full/code-of-practice-for-use-of-glass-in-buildings>
17. “Mastermesh Perforated Metal”. NEPEAN Building & Infrastructure”.
<https://www.nepean.com/building/>
18. «Συστήματα εξωτερικής τοιχοποιίας, Τεχνικό Εγχειρίδιο». Knauf Aquapanel (2012). https://www.knauf.gr/www/el/tools_and_downloads/technical_brochures/
19. “E45 window and door system with thermal break”. ETEM (2020)
<https://www.etem.gr/attachments/Product/52/brochures/E45-technical-catalogue>

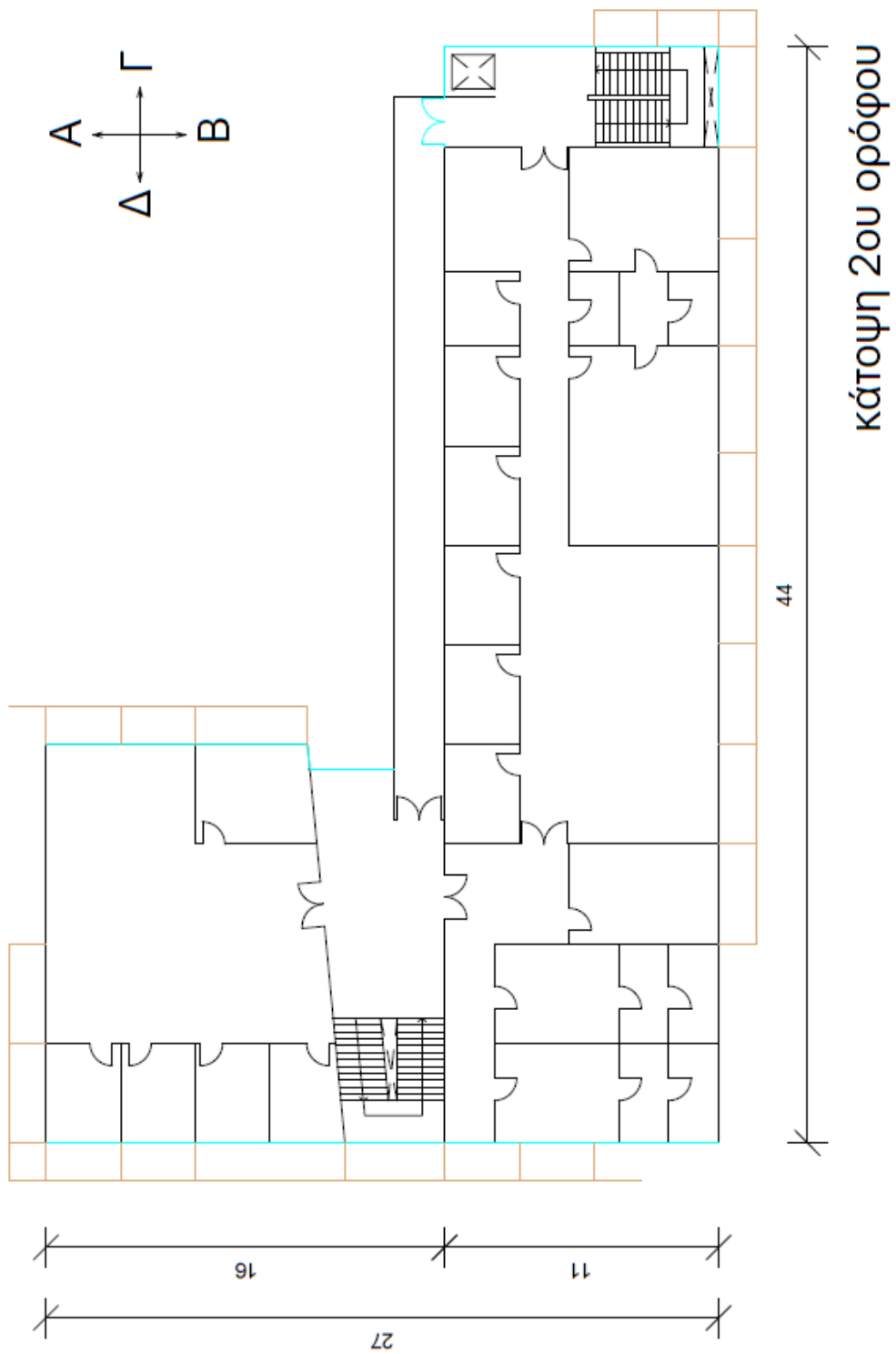
20. «Χαλυβδόφυλλο Symdeck». ΕΛΑΣΤΡΟΝ.
<https://elastron.gr/gr/el/products/composite-symdeck-decks/symdeck-73/>
21. Σημειώσεις μαθημάτων Σιδηρών κατασκευών Ι και ΙΙ, Ε.Μ.Π
<http://mycourses.ntua.gr/>
22. Nestlé Social Block / GH+A | Guillermo Hevia
<https://www.archdaily.com/52763/nestle-social-block-gha-guillermo-hevia>
23. Robot Structural Analysis 2021, Autodesk
<https://www.autodesk.com/>
24. SymDeck Designer 2
<https://www.elastron.gr/gr/en/software/>
25. ArcelorMittal Beams Calculator, Constructalia
<https://constructalia.arcelormittal.com/en/tools/software>

Παράρτημα Α. Κατόψεις και Όψεις κτιρίου

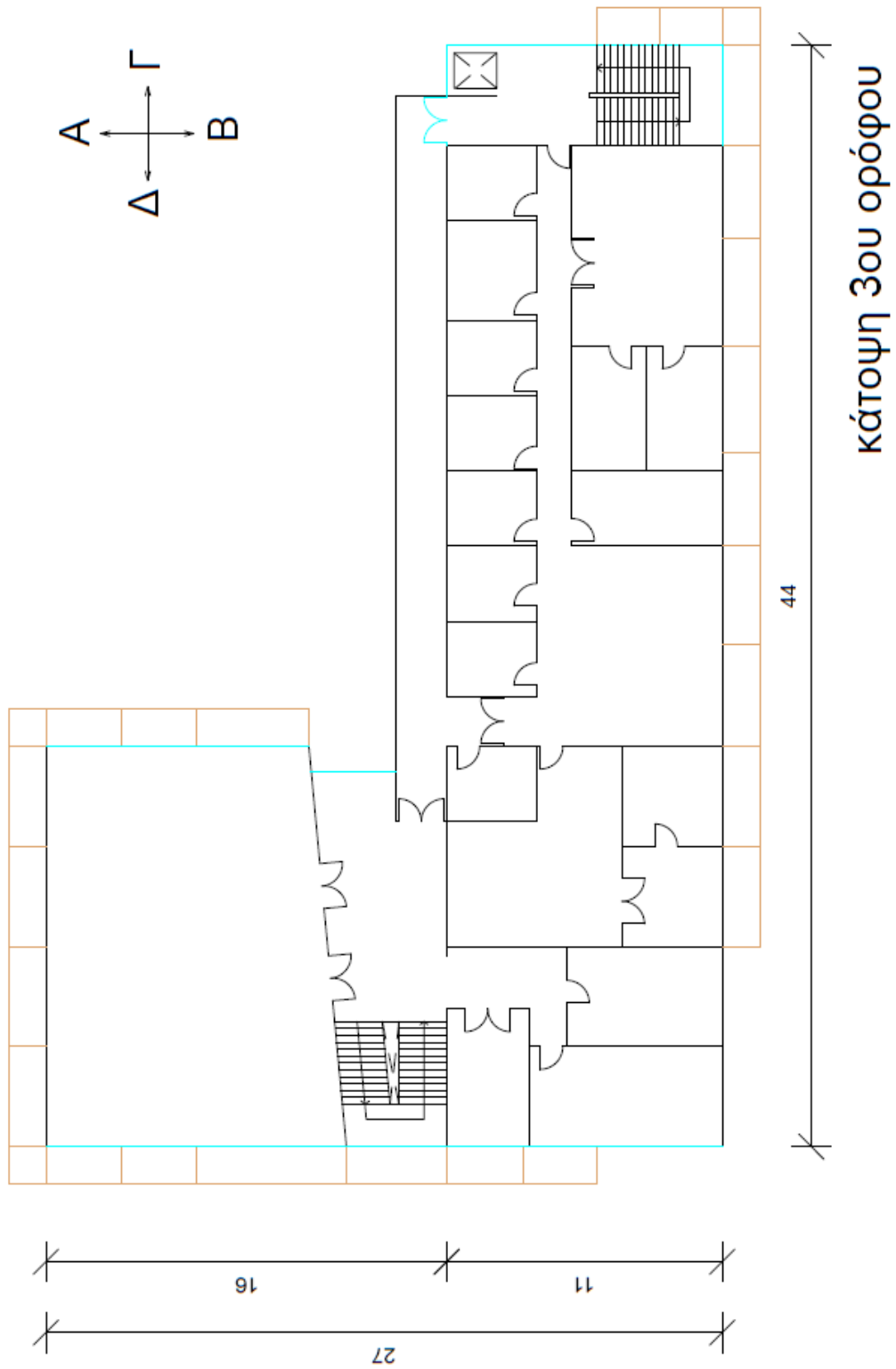
Στις κατόψεις και τις όψεις που απεικονίζονται στα Σχήματα: Σχήμα Α. 1 έως Σχήμα Α. 7, με γαλάζια γραμμή αναπαρίστανται οι θέσεις τοποθέτησης υαλοπινάκων και με καφέ γραμμή οι θέσεις των μεταλλικών διάτρητων πάνελ.



Σχήμα Α. 1: Κάτοψη 1ου ορόφου



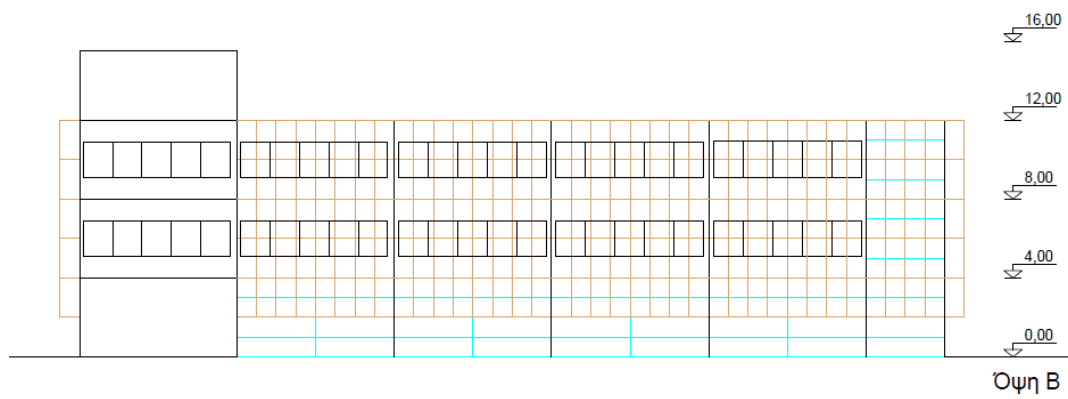
Σχήμα Α. 2: Κάτοψη 2ου ορόφου



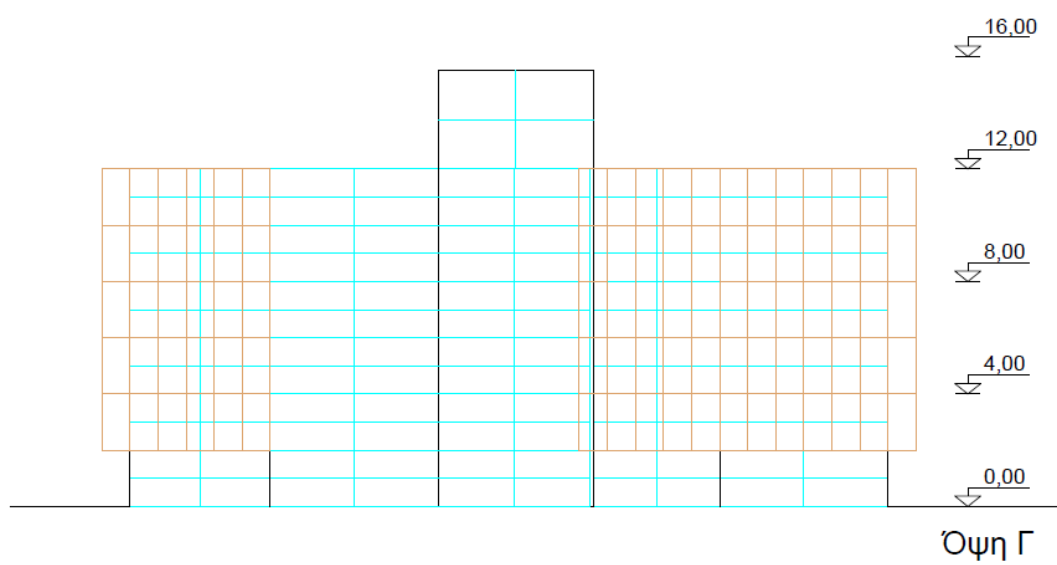
Σχήμα Α. 3: Κάτοψη 3ου ορόφου



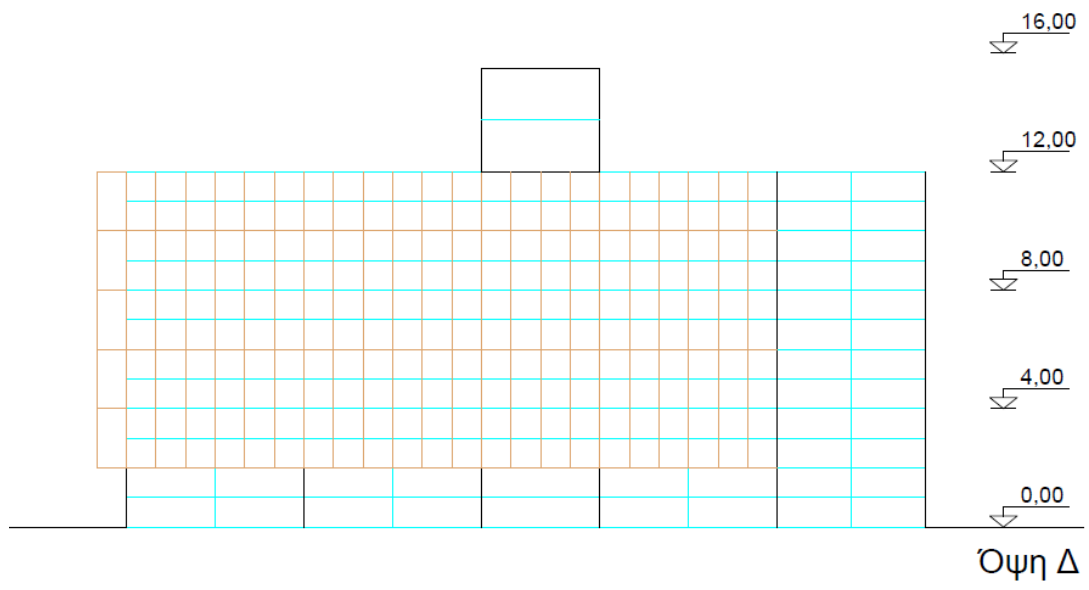
Σχήμα Α. 4: Όψη Α



Σχήμα Α. 5: Όψη Β



Σχήμα Α. 6: Όψη Γ



Σχήμα Α. 7: Όψη Δ

Παράρτημα Β. Αποτελέσματα διαστασιολόγησης σύμμικτης αμφιέρειστης δοκού 6m, ΙΡΕ 240 (ABC)

Propping in the construction stage

No propping

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.30 kN/m
	Dead weight of the slab (2.72 kN/m ²)	5.44 kN/m
Construction load (Q_c)	Q _c = 1.13 kN/m ²	2.25 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.30 kN/m
	Dead weight of the slab (2.72 kN/m ²)	5.44 kN/m
Span	Surface load = 4.00 kN/m ²	
Live load case n° 1 (ψ₀ = 0.70)		
Span	Surface load = 2.80 kN/m ²	

Live load case n° 2 (ψ₀ = 0.50)

Span	Surface load = 0.60 kN/m ²
------	---------------------------------------

Partial Factors

Permanent loads	γ _{G,sup} = 1.35	Structural steel	γ _{M0} = 1.00
	γ _{G,inf} = 1.00	Structural steel (Instabilities)	γ _{M1} = 1.00
Live loads	γ _Q = 1.50	Concrete	γ _c = 1.50
		Reinforcement bars	γ _s = 1.15
		Connectors	γ _v = 1.25
		Shear resistance of the steel sheeting	γ _{ap} = 1.10

Combinations of actions

ULS combination (construction stage)	1.35 G + 1.50 Q _c
ULS combination(s)	1.35 G + 1.50 Q ₁ + 1.50 (ψ ₀ = 0.50) Q ₂
	1.35 G + 1.50 Q ₂ + 1.50 (ψ ₀ = 0.70) Q ₁
	1.00 G + 1.50 Q ₁ + 1.50 (ψ ₀ = 0.50) Q ₂
	1.00 G + 1.50 Q ₂ + 1.50 (ψ ₀ = 0.70) Q ₁
SLS combination(s)	G + R + Q ₁
	G + R + (ψ ₀ = 0.70) Q ₁
	G + R + Q ₁ + (ψ ₀ = 0.50) Q ₂
	G + R + Q ₂ + (ψ ₀ = 0.70) Q ₁

FINAL stage**Participating width**

on left support	1.125 m
L / 4 (= 1.500 m)	1.500 m
3 L / 4 (= 4.500 m)	1.500 m
on right support	1.125 m

Moments of inertia

...at mid-span

Long-term	16725 cm ⁴
Short-term	21846 cm ⁴

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 392.37 \text{ kN}$ ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁ + 1.50 ($\psi_0 = 0.50$) Q₂

Support reactions

$$R_{V1} = 83.54 \text{ kN}$$

$$R_{V2} = 83.54 \text{ kN}$$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$$A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{Ed,max(+)} = 125.31 \text{ kN.m}$$

$$\Gamma_M = 0.681 \quad (x = 3.000 \text{ m})$$

$$V_{Ed,max} = -83.55 \text{ kN}$$

$$\Gamma_V = 0.213 \quad (x = 0.000 \text{ m})$$

$$\Gamma_{MV} = 0.681 \quad (x = 3.000 \text{ m})$$

$$\Gamma_s = 0.916$$

$$\Gamma_{Vh} = 0.145$$

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₂ + 1.50 (ψ₀ = 0.70) Q₁

Support reactions

$$R_{V1} = 78.68 \text{ kN}$$

$$R_{V2} = 78.68 \text{ kN}$$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$$A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{Ed,max(+)} = 118.02 \text{ kN.m}$$

$$\Gamma_M = 0.652 \quad (x = 3.000 \text{ m})$$

$$V_{Ed,max} = -78.69 \text{ kN}$$

$$\Gamma_V = 0.201 \quad (x = 0.000 \text{ m})$$

$$\Gamma_{MV} = 0.652 \quad (x = 3.000 \text{ m})$$

$$\Gamma_s = 0.916$$

$$\Gamma_{Vh} = 0.133$$

ULS combination : 1.00 G + 1.50 Q₁ + 1.50 (ψ₀ = 0.50) Q₂

Support reactions

$$R_{V1} = 69.12 \text{ kN}$$

$$R_{V2} = 69.12 \text{ kN}$$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$$A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{Ed,max(+)} = 103.68 \text{ kN.m}$$

$$\Gamma_M = 0.548 \quad (x = 3.000 \text{ m})$$

$$V_{Ed,max} = -69.12 \text{ kN}$$

$$\Gamma_V = 0.176 \quad (x = 0.000 \text{ m})$$

$$\Gamma_{MV} = 0.548 \quad (x = 3.000 \text{ m})$$

$$\Gamma_s = 0.916$$

$$\Gamma_{Vh} = 0.125$$

ULS combination : 1.00 G + 1.50 Q₂ + 1.50 (ψ₀ = 0.70) Q₁

Support reactions

$$R_{V1} = 64.26 \text{ kN}$$

$$R_{V2} = 64.26 \text{ kN}$$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$$A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{Ed,max(+)} = 96.38 \text{ kN.m}$$

$$\Gamma_M = 0.519 \quad (x = 3.000 \text{ m})$$

$$V_{Ed,max} = -64.26 \text{ kN}$$

$$\Gamma_V = 0.164 \quad (x = 0.000 \text{ m})$$

$$\Gamma_{MV} = 0.519 \quad (x = 3.000 \text{ m})$$

$$\Gamma_s = 0.916$$

$$\Gamma_{Vh} = 0.113$$

Maximum criterion for bending resistance

$$\Gamma_{M,max} = 0.681$$

Maximum criterion for shear force resistance

$$\Gamma_{V,max} = 0.213$$

Maximum criterion for bending moment - shear force interaction

$$\Gamma_{MV,max} = 0.681$$

Maximum criterion for shear connector resistance

$$\Gamma_{s,max} = 0.916$$

Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab

$$\Gamma_{Vh,max} = 0.145$$

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$V_{max} = 11.9 \text{ mm (L / 506)}$
Case 'Other permanent loads'	$V_{max} = 3.9 \text{ mm (L / 1555)}$
Case 'Q ₁ '	$V_{max} = 2.1 \text{ mm (L / 2906)}$
Case 'Q ₂ '	$V_{max} = 0.4 \text{ mm}$
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$V_{max} = 4.5 \text{ mm (L / 1336)}$

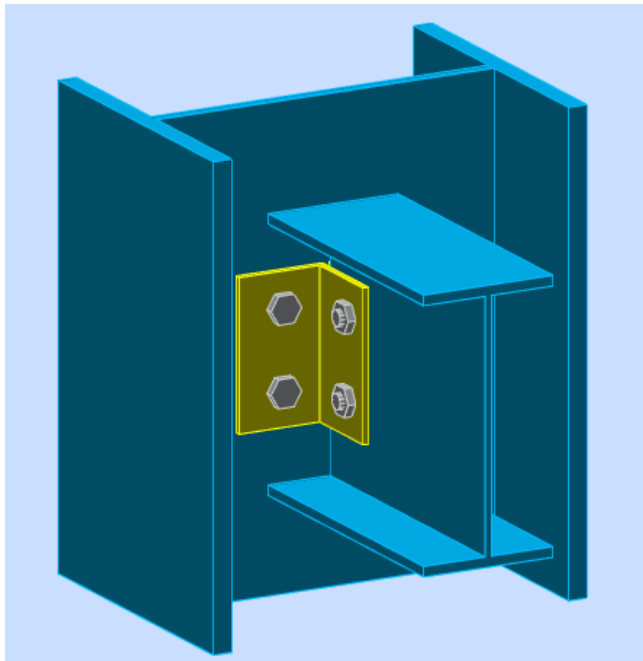
Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q ₁ '	$V_{max} = 22.3 \text{ mm (L / 269)}$
Combination SLS 'G + R + ($\psi_0 = 0.70$) Q ₁ '	$V_{max} = 21.6 \text{ mm (L / 277)}$
Combination SLS 'G + R + Q ₁ + ($\psi_0 = 0.50$) Q ₂ '	$V_{max} = 22.5 \text{ mm (L / 267)}$
Combination SLS 'G + R + Q ₂ + ($\psi_0 = 0.70$) Q ₁ '	$V_{max} = 22.1 \text{ mm (L / 272)}$

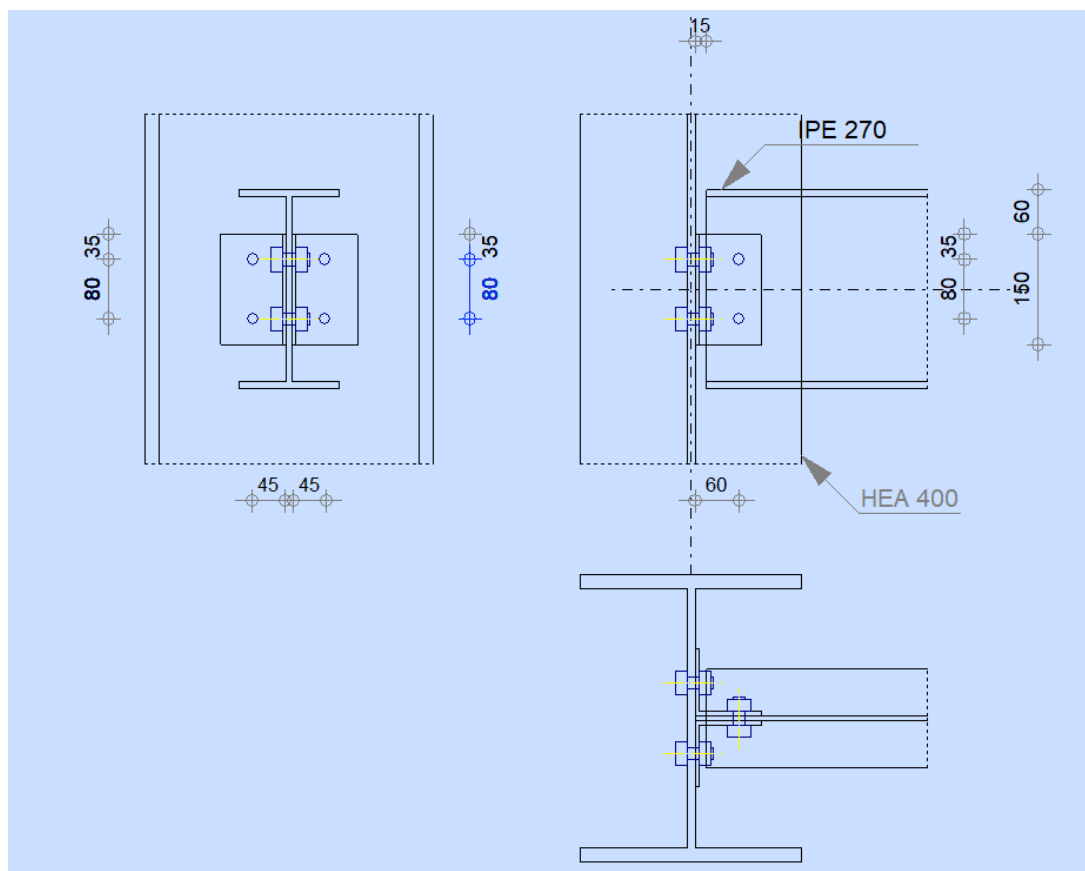
Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q ₁ : 7.89 Hz	G + 0.00 Q ₂ : 7.89 Hz
G + 0.10 Q ₁ : 7.74 Hz	G + 0.10 Q ₂ : 7.86 Hz
G + 0.20 Q ₁ : 7.59 Hz	G + 0.20 Q ₂ : 7.82 Hz
G + 0.30 Q ₁ : 7.45 Hz	G + 0.30 Q ₂ : 7.79 Hz
G + 0.40 Q ₁ : 7.32 Hz	G + 0.40 Q ₂ : 7.76 Hz
G + 0.50 Q ₁ : 7.19 Hz	G + 0.50 Q ₂ : 7.73 Hz
G + 0.60 Q ₁ : 7.07 Hz	G + 0.60 Q ₂ : 7.69 Hz
G + 0.70 Q ₁ : 6.96 Hz	G + 0.70 Q ₂ : 7.66 Hz
G + 0.80 Q ₁ : 6.85 Hz	G + 0.80 Q ₂ : 7.63 Hz
G + 0.90 Q ₁ : 6.75 Hz	G + 0.90 Q ₂ : 7.60 Hz
G + 1.00 Q ₁ : 6.65 Hz	G + 1.00 Q ₂ : 7.57 Hz

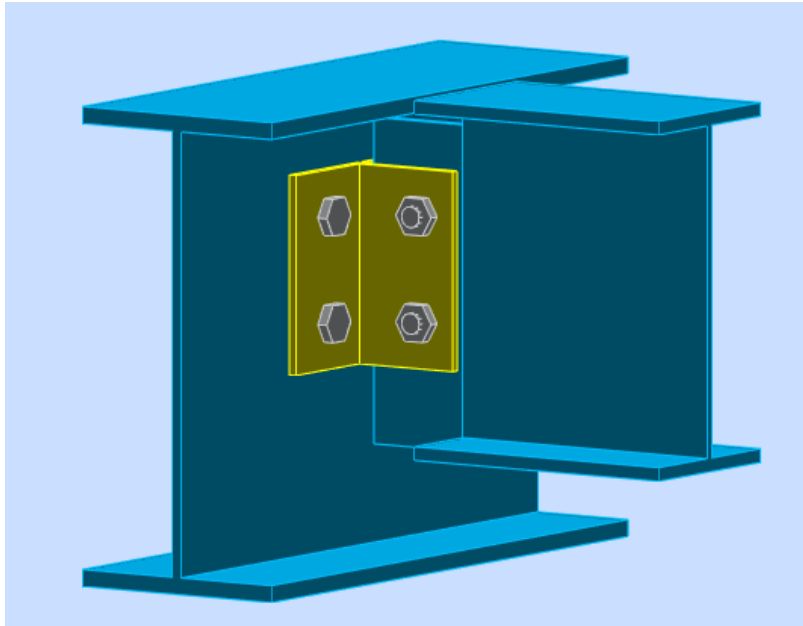
Παράρτημα Γ. Αναλυτικά σχέδια συνδέσεων



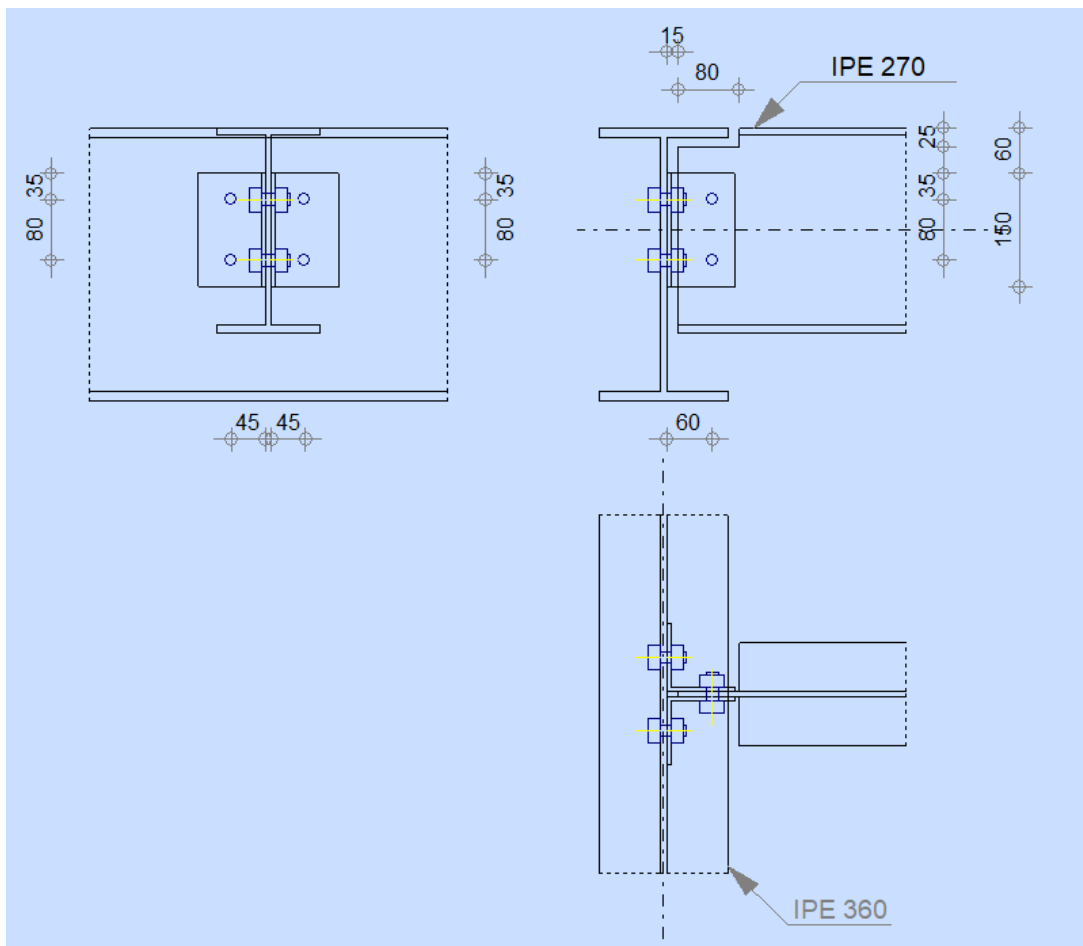
Σχήμα Γ. 1: Τρισδιάστατη απεικόνιση Σύνδεσης 2



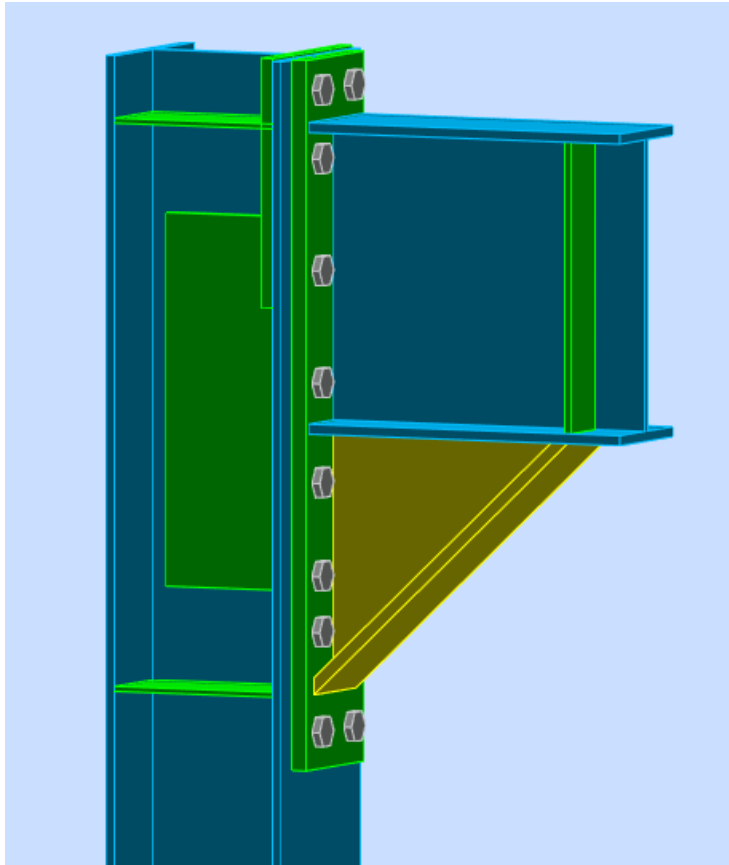
Σχήμα Γ. 2: Σύνδεση 2



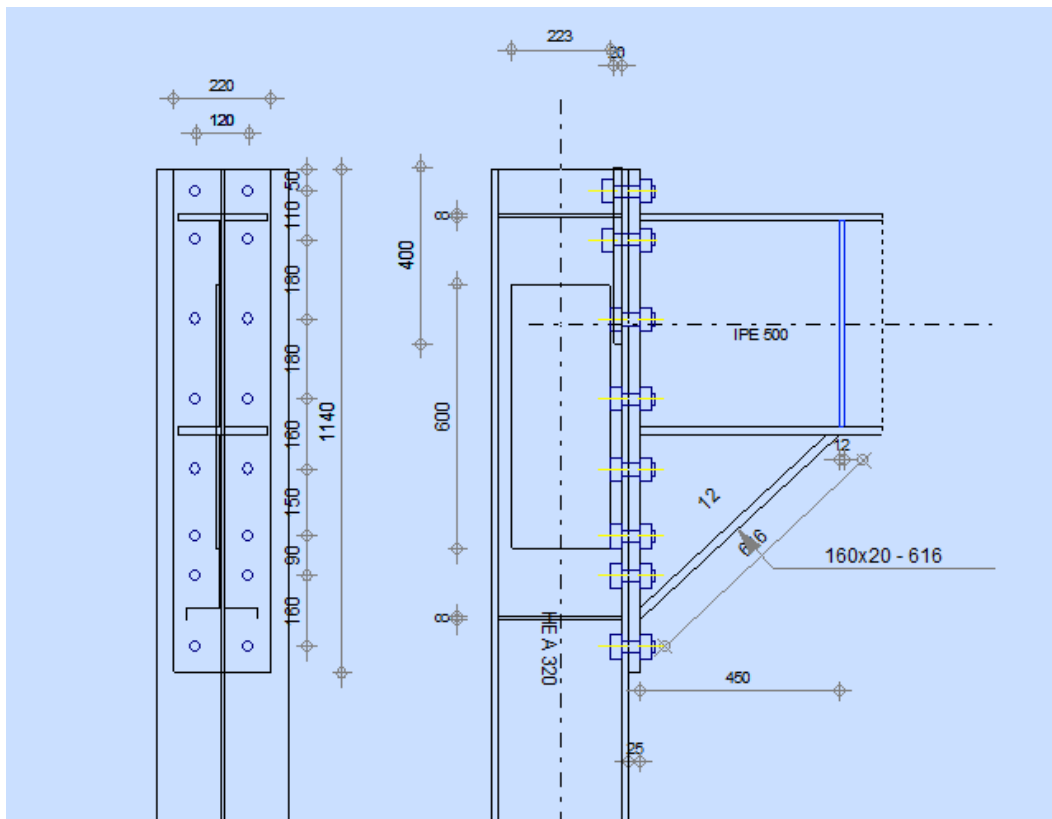
Σχήμα Γ. 3: Τρισδιάστατη απεικόνιση Σύνδεσης 3



Σχήμα Γ. 4: Σύνδεση 3



Σχήμα Γ. 5: Τρισδιάστατη απεικόνιση Σύνδεσης 4



Σχήμα Γ. 6: Σύνδεση 4