

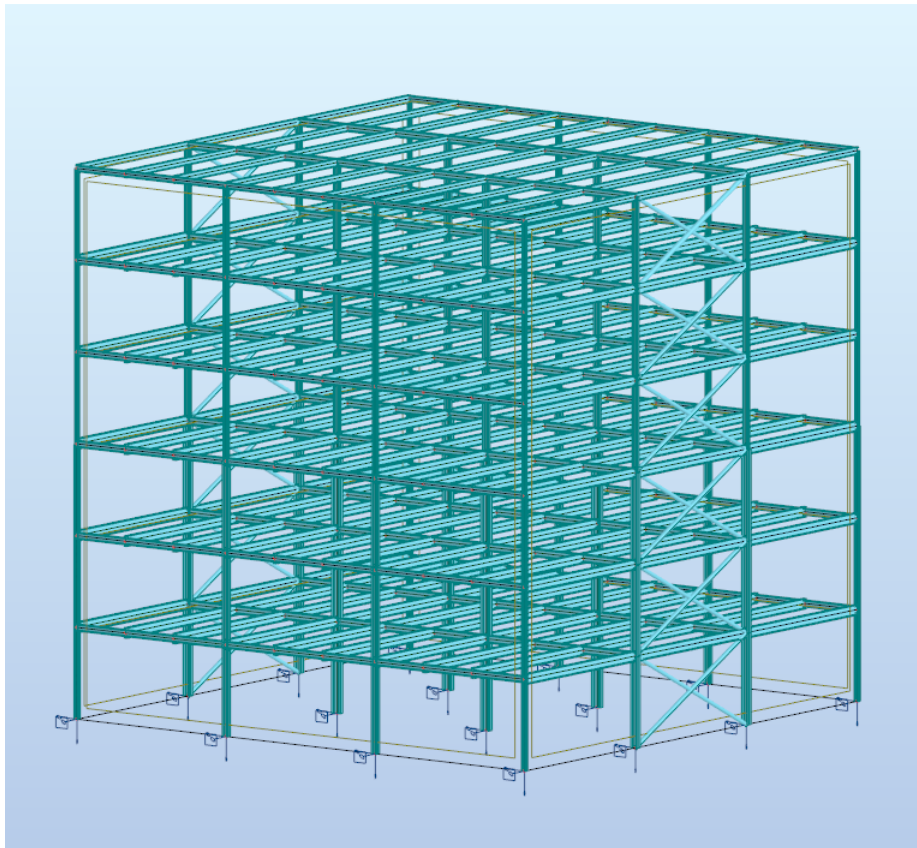


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ ΜΕ ΠΛΑΙΣΙΑ ΡΟΠΗΣ ΚΑΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΔΡΕΑΣ Δ. ΝΙΚΟΛΑΚΟΠΟΥΛΟΣ

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Νοέμβριος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017/39

Νικολακόπουλος Α.Δ (2017)
Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων με πλαίσια ροπής και
συνδέσμους δυσκαμψίας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017/39
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Nikolakopoulos A.D (2017)
Design of a multi-storey office building with moment resisting and concentrically
braced frames
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2017/39
Institute of steel structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	2
Abstract	3
Ευχαριστίες	4
1 Εισαγωγή	
1.1 Αντικείμενο της εργασίας	5
1.2 Στατικό σύστημα-Περιγραφή φορέα.....	5
1.3 Υλικά κατασκευής.....	8
1.4 Αναφορά στο στατικό πρόγραμμα	9
1.5 Προσομοίωση φορέα.....	9
2 Δράσεις επί της κατασκευής	
2.1 Μόνιμα φορτία	10
2.2 Κινητά φορτία	10
2.3 Δράσεις ανέμου	12
2.4 Σεισμικές δράσεις.....	17
2.5 Θερμοκρασιακές δράσεις	22
2.6 Φορτία χιονιού.....	22
2.7 Συνδυασμοί φορτίσεων	23
3 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών	
3.1 Εισαγωγή.....	25
3.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας.....	26
3.3 Διαστασιολόγηση δευτερευουσών δοκών	29
3.4 Διατμητική σύνδεση.....	36
3.5 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών	40
3.6 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων.....	49
4 Αντισεισμικός σχεδιασμός	
4.1 Εισαγωγή.....	64
4.2 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών στη διεύθυνση Y	
4.2.1 Έλεγχος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	66
4.2.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων.....	69
4.2.3 Περιορισμός βλαβών κατά Y	69
4.3 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών στη διεύθυνση X	
4.3.1 Έλεγχος δοκών.....	70
4.3.2 Έλεγχος κόμβων.....	76
4.3.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων.....	77
4.3.4 Περιορισμός βλαβών κατά X	84
5 Συνδέσεις	
5.1 Εισαγωγή.....	84
5.2 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας-υποστυλώματος.....	85
5.3 Σύνδεση κύριας δοκού-υποστυλώματος	90
6 Συμπεράσματα.....	94
7 Βιβλιογραφία.....	96

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2017/39

**Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων με πλαίσια ροπής
και συνδέσμους δυσκαμψίας**

Νικολακόπουλος Α.Δ (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός εξαώροφου μεταλλικού κτιρίου, το οποίο προορίζεται να στεγάσει γραφεία. Ο φέρων οργανισμός του είναι από δομικό χάλυβα, ενώ οι πλάκες είναι σύμμικτες. Πρόκειται για ένα τυπικό κτίριο από χάλυβα στο οποίο διαμορφώνονται πλαίσια ροπής στη μία διεύθυνση και πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας στην άλλη.

Η μελέτη του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis Professional 2017. Για την μελέτη της σύμμικτης πλάκας χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SymDeck Designer 2, της εταιρείας Έλαστρον. Ο έλεγχος επάρκειας των μελών της κατασκευής έγινε σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 0, 1, 3 και 4.

Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκε αντισεισμικός σχεδιασμός των μελών και των συνδέσεων του φορέα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, απ' όπου προέκυψαν νέες μεγαλύτερες διατομές, λόγω των επιπλέον απαιτήσεων που επιβάλλονται λόγω του ικανοτικού σχεδιασμού.

Τέλος, γίνεται μία σύγκριση μεταξύ του φορέα που προκύπτει από τον αντισεισμικό σχεδιασμό και του φορέα που δεν έχει σχεδιαστεί ικανοτικά.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2017/39

**Design of a multi-storey office building with moment resisting and
centrically braced frames**

Nikolakopoulos A.D.(supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The subject of this thesis is the design , analysis and dimensioning of a six-storey office building. Its structural system is made of steel, while the floors are composite slabs. It is a typical steel building with moment resisting frames (MRF) in the one direction and concentrically braced frames (CBF) in the other direction.

The design of this building was carried out with the program Robot Structural Analysis Professional 2017. For the design of the composite slabs the program SymDeck Designer 2, of the firm Elastron, was used. The checks of all members were performed according to the requirements of Eurocodes 0, 1, 3 and 4.

Afterwards, a seismic design of the members and connections took place according to Eurocode 8, which resulted in heavier sections, as a result of the capacity design requirements.

Finally, a comparison is performed between the structure before and after the seismic design.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, για την ουσιαστική συμβολή του και την επιστημονική του καθοδήγηση στην εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου για την υποστήριξη τους καθ' όλη την διάρκεια των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

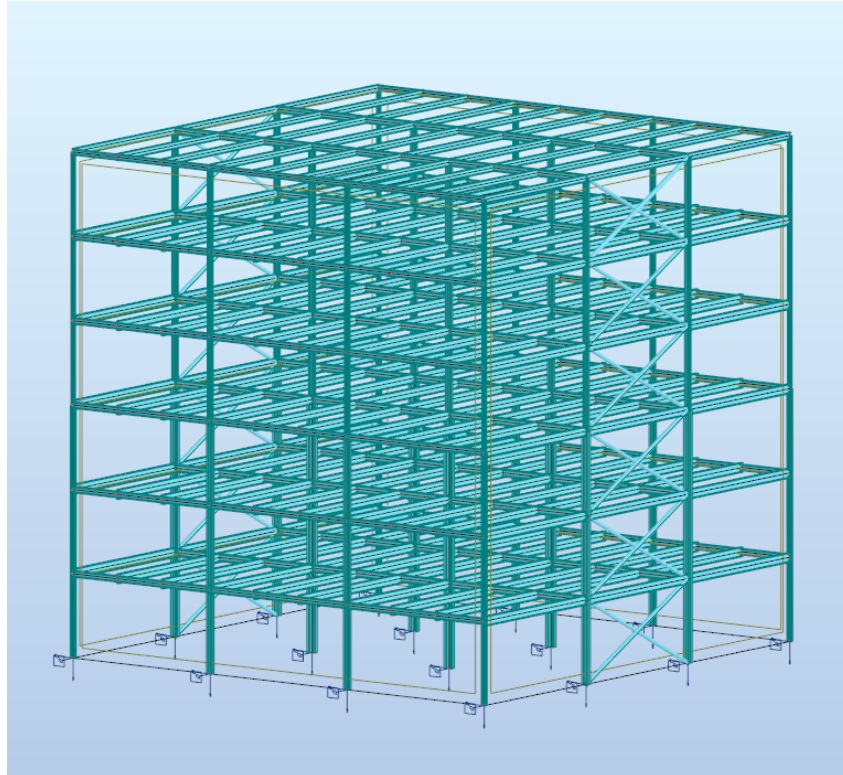
1.1 Αντικείμενο της εργασίας

Τα μεταλλικά κτίρια τα τελευταία χρόνια λόγω των πλεονεκτημάτων που έχουν, κερδίζουν συνεχώς έδαφος παγκοσμίως, αλλά και στην Ελλάδα σε σχέση με άλλα υλικά, όπως το σκυρόδεμα. Αντικείμενο αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι η ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός πολυώροφου κτιρίου το οποίο προορίζεται να στεγάσει γραφεία στο πλαίσιο ενός ευρωπαϊκού προγράμματος. Η προσομοίωση και η ανάλυση του συγκεκριμένου κτιρίου έγινε με την βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2017 σύμφωνα με τους εξής Ευρωκώδικες :

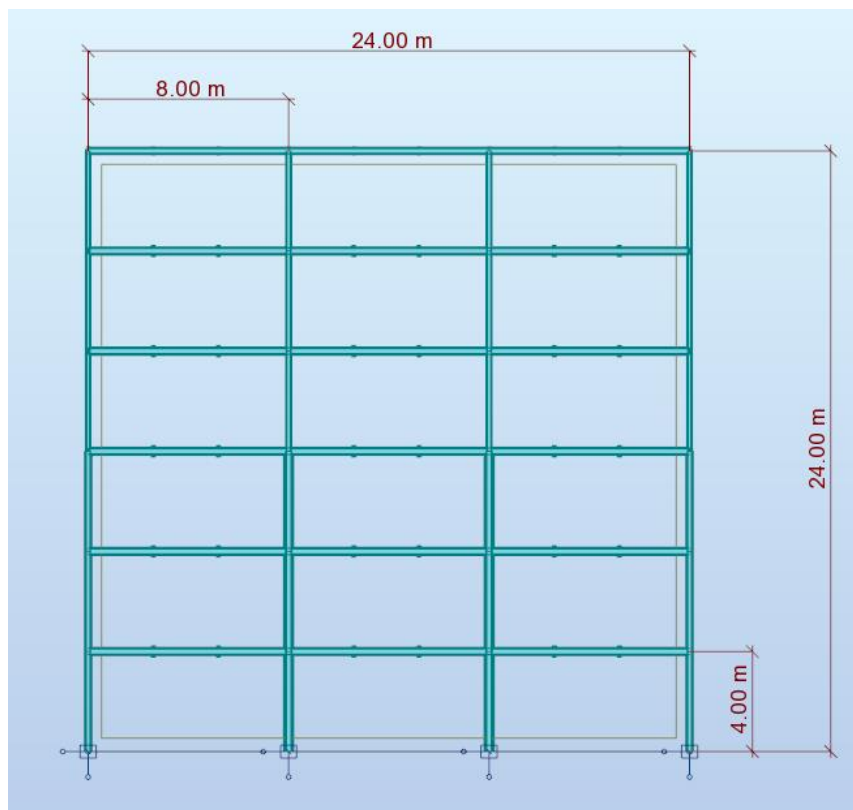
- Ευρωκώδικας 0 : Βασικές αρχές σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1 : Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός σχεδιασμός

1.2 Στατικό σύστημα –Περιγραφή φορέα

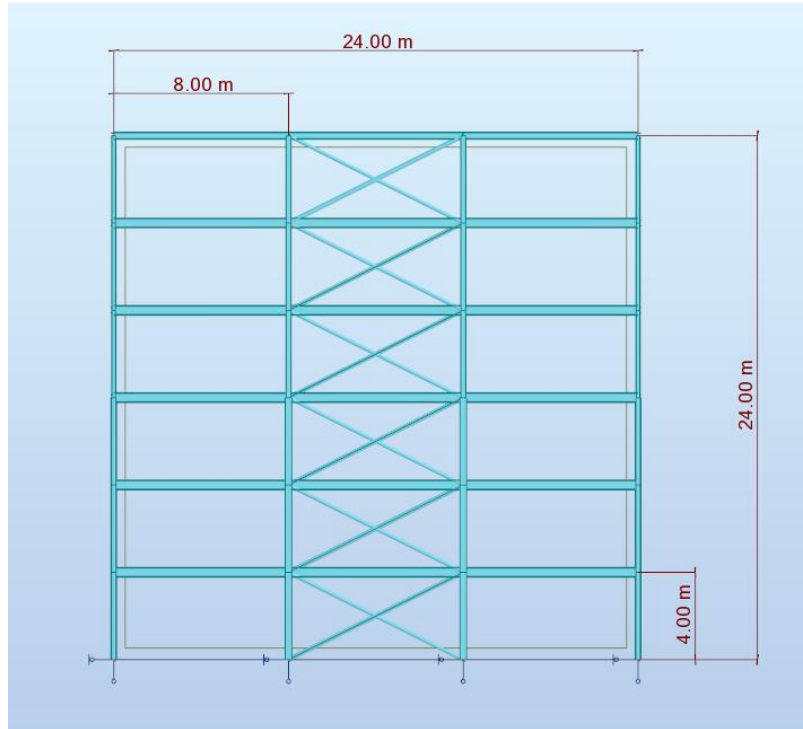
Το εξεταζόμενο κτίριο συνολικού ύψους 24 m αποτελείται από 6 ορόφους (4 μέτρων ο καθένας). Η κάτοψη του κάθε ορόφου είναι η ίδια και είναι τετραγωνική με πλευρά 24 m. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικές δοκούς, μεταλλικά υποστυλώματα, ενώ η πλάκα του κάθε ορόφου είναι σύμμικτη από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στην μία διεύθυνση (X) το κτίριο λειτουργεί σαν πλαίσιο ροπής, ενώ στην άλλη διεύθυνση (Y) ο σεισμός παραλαμβάνεται από τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται πάνω σε δευτερεύουσες δοκούς και συνδέεται με αυτές μέσω διατμητικών ήλων, έπειτα τα φορτία μεταφέρονται από τις δευτερεύουσες στις κύριες δοκούς. Οι δευτερεύουσες δοκοί τοποθετούνται ανά 2,66m και εδράζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες. Οι κύριες δοκοί συνδέουν τα υποστυλώματα στην διεύθυνση X και εδράζονται σε αυτές με πακτώσεις. Αξίζει να τονιστεί πως δεν συνδέονται διατμητικά με την σύμμικτη πλάκα. Για καλύτερη κατανόηση του φορέα παρατίθενται τα παρακάτω Σχήματα 1.1,1.2,1.3,1.4.



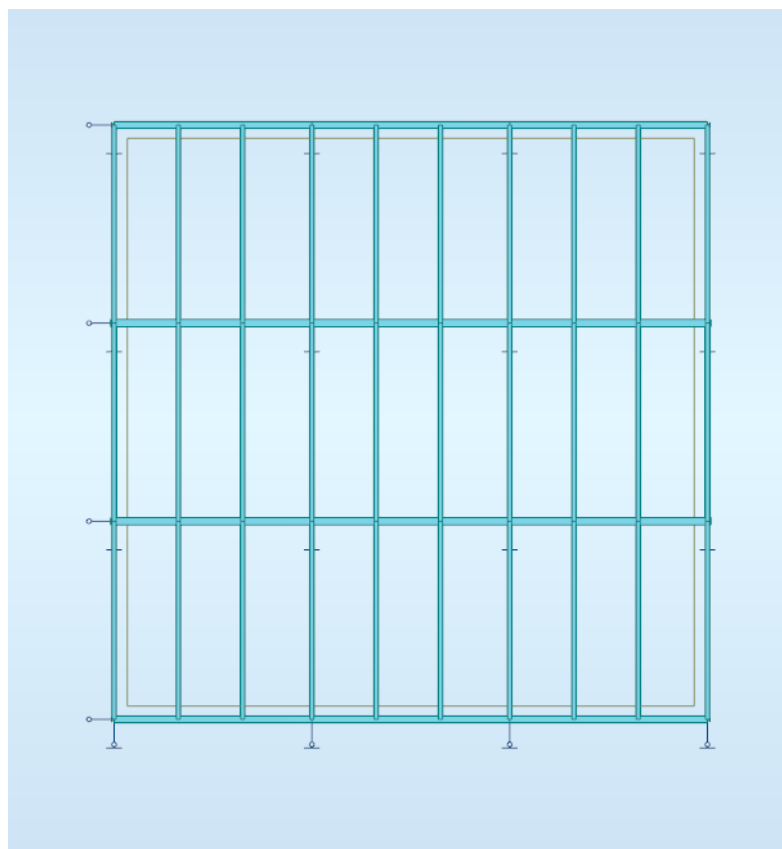
Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου



Σχήμα 1.2: Όψη κτιρίου κατά επίπεδο XZ



Σχήμα 1.3: Όψη κτιρίου κατά επίπεδο YZ



Σχήμα 1.4: Τυπική κάτοψη κτιρίου

1.3 Υλικά κατασκευής

Τρία υλικά χρησιμοποιήθηκαν για την πραγματοποίηση του έργου.
Δομικός χάλυβας με τα εξής χαρακτηριστικά:

- S355
- μέτρο ελαστικότητας $E=210$ GPa
- ειδικό βάρος $\gamma=78,5$ kN/m³
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu=0,3$
- μέτρο διάτμησης $G=81000$ MPa
- συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha=12 \times 10^{-6}$ ανά C (για $T < 100$ C)

Πίνακας 1.1: Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής του f_u για τις διάφορες κατηγορίες χάλυβα.

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

Σκυρόδεμα με τα εξής χαρακτηριστικά:

- C25/30
- ειδικό βάρος $\gamma=25$ kN/m³
- μέτρο ελαστικότητας $E=31$ GPa
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu=0,2$

Χάλυβας οπλισμού με τα εξής χαρακτηριστικά:

- B500C
- μέτρο ελαστικότητας $E=210$ GPa
- ειδικό βάρος $\gamma=78,5$ kN/m³
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu=0,3$

Πίνακας 1.2:Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης του σκυροδέματος

	Κατηγορία σκυροδέματος														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	
E_{cm} (Gpa)	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44	
ϵ_{s1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	
ϵ_{s1f} (‰)					3,5					3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	
ϵ_{s2} (‰)					2,0					2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	
ϵ_{s12} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	
n					2,0					1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	
ϵ_{s3} (‰)					1,75					1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	
ϵ_{s13} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	

1.4 Αναφορά στο στατικό πρόγραμμα

Το στατικό πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του συγκεκριμένου κτιρίου είναι το Robot Structural Analysis Professional 2017. Αυτό το πρόγραμμα έχει την δυνατότητα επίλυσης τόσο μεταλλικών κατασκευών, όσο και κατασκευών από σκυρόδεμα. Αξίζει να σημειωθεί ότι ειδικά για τις μεταλλικές κατασκευές το πρόγραμμα προτείνει την καταλληλότερη διατομή, με βάση βέβαια τα φορτία της κατασκευής. Η δυνατότητα αυτή έχει το πλεονέκτημα της γρήγορης επιλογής διατομών του φορέα χωρίς την ανάγκη αλληπάλληλων επαναλήψεων και δοκιμών. Τέλος σημαντικό είναι ότι από κάθε έλεγχο του προγράμματος προκύπτουν αναλυτικά αποτελέσματα, ώστε να μπορεί να υπάρξει επαλήθευση.

1.5 Προσομοίωση φορέα

Αρχικά εισήχθη το μοντέλο της κατασκευής στο πρόγραμμα με εξαίρεση την σύμμικτη πλάκα, η οποία αναλύθηκε με το πρόγραμμα SymDeck Designer 2 εταιρείας Έλαστρον[14]. Για να επιτευχθεί η διαφραγματική λειτουργία χρησιμοποιήθηκε η εντολή rigid links με την οποία συνδέθηκαν όλοι οι κόμβοι κάθε ορόφου. Επιπλέον σε κάθε όροφο δημιουργήθηκε ένα cladding (επιφάνεια), πάνω στην οποία τοποθετήθηκαν τα φορτία (μόνιμα και κινητά). Το ίδιο χρειάστηκε και για τις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου, ώστε να παραληφθεί το φορτίο του ανέμου. Η επιλογή releases χαρακτηρίζει τις στηρίξεις του κάθε μέλους, έτσι :

- δευτερεύουσες δοκοί αμφιαρθρωτές (εντολή pinned-pinned)
- κύριες δοκοί αμφίπακτες (εντολή fixed-fixed)

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χαρακτηρίστηκαν ως truss bars, ώστε να παραλαμβάνουν μόνο τις αξονικές δυνάμεις.

2 Δράσεις επί της κατασκευής

2.1 Μόνιμα φορτία

Σε αυτή την κατηγορία ανήκουν τα φορτία τα οποία ασκούνται στην κατασκευή για όλο τον χρόνο ζωής της και μάλιστα παραμένουν πρακτικώς σταθερά.

IB μεταλλικών δοκών (προκύπτουν από το πρόγραμμα)

IB πλάκας $2,75 \text{ kN/m}^2$

Πρόσθετα μόνιμα από services, επικαλύψεις και ψευδοροφές

- Για ενδιάμεσους ορόφους $0,7 \text{ kN/m}^2$
- Για ανώτερο όροφο 1 kN/m^2

IB τοιχοποιίας 4 kN/m

2.2 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τα κατακόρυφα φορτία που οφείλονται στην παρουσία ανθρώπων, εξοπλισμού κλπ. Λόγω της αβεβαιότητας του μεγέθους και της θέσης των φορτίων αυτών, οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς, ανάλογα με την χρήση του κτιρίου. Η κατασκευή μας προορίζεται για γραφεία, οπότε είναι κατηγορίας B σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1 που υπάρχει στον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-1[7].

Πίνακας 2.1:Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι
		σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

$Q=3.8 \text{ kN/m}^2$ (Αυτό το φορτίο ασκείται και στην πλάκα του 6^{ου} ορόφου, αφού θέλουμε να είναι προσβάσιμος)

2.3 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις ανέμου επί της κατασκευής έχουν βασιστεί στον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-4[8], αφού το κτίριο δεν υπερβαίνει τα 200m ύψος. Από την δράση του ανέμου προκύπτει μία πίεση που ασκείται στην κατασκευή. Η βασική ταχύτητα ανέμου λήφθηκε 33m/s, επειδή το κτίριο βρίσκεται σε απόσταση μικρότερη από 10km από την θάλασσα. Η κατηγορία εδάφους με βάση τον Πίνακα 2.2 είναι η IV. Λαμβάνουμε υπόψη και τις εσωτερικές πιέσεις με $c_{pi}=0,2$ και $c_{pe}=-0,3$ ως τα πλέον δυσμενή, αφού ο συντελεστής μ (λόγος ανοιγμάτων) δεν μπορεί να προσδιοριστεί σε αυτή την περίπτωση.

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (2.1)$$

V_b = βασική ταχύτητα ανέμου

C_{dir} = συντελεστής διεύθυνσης (λαμβάνεται 1)

C_{season} = συντελεστής εποχής (λαμβάνεται 1)

$V_{b,0}$ = είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων

Προκύπτει $V_b = 33 \text{ m/s}$

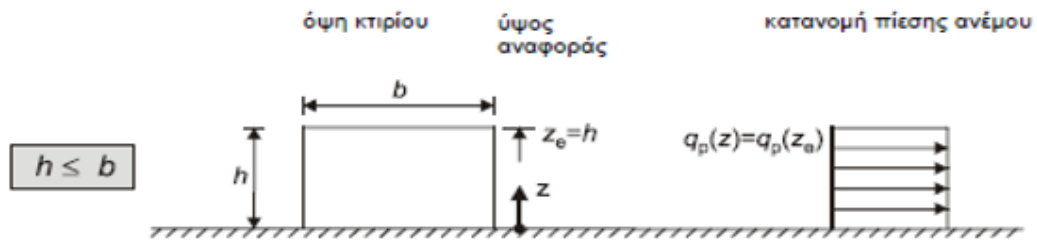
$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \quad (2.2)$$

q_b = βασική πίεση ανέμου

$\rho = \rho_{air} = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Προκύπτει $q_b = 0,68 \text{ kN/m}^2$

Για την κατασκευή μας ισχύει $h = b = 24 \text{ m}$ άρα με βάση τον κανονισμό $z = 24 \text{ m}$ (Σχήμα 2.1).



Σχήμα 2.1: Ύψος αναφοράς

Πίνακας 2.2: 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

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (2.3)$$

$V_m(z)$ = μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z

$$z = 24m$$

$c_r(z)$ = συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$ = συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (λαμβάνεται 1)

Προκύπτει $V_m(z) = 24,51$ m/s

$$\text{Όπου } c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200m \quad (2.4)$$

Προκύπτει $c_r(24) = 0,743$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right) \quad (2.5)$$

Προκύπτει $k_r = 0,234$

Τα z_0, z_{\min} λαμβάνονται από τον Πίνακα 2.2 και προκύπτουν $z_0 = 1$ και $z_{\min} = 10$, εφόσον η κατηγορία εδάφους είναι IV.

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200m \quad (2.6)$$

$I_v(z)$ = ένταση στροβιλισμού

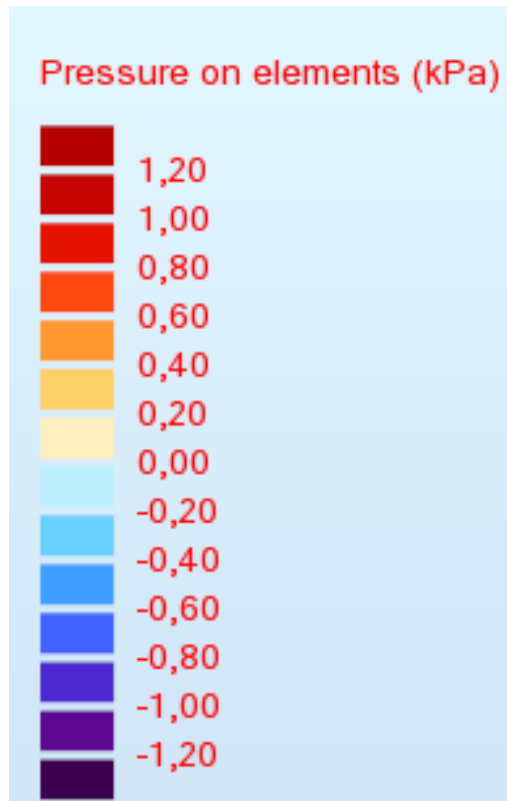
k_I = συντελεστής στροβιλισμού (λαμβάνεται 1)

Προκύπτει $I_v(z) = 0,314$

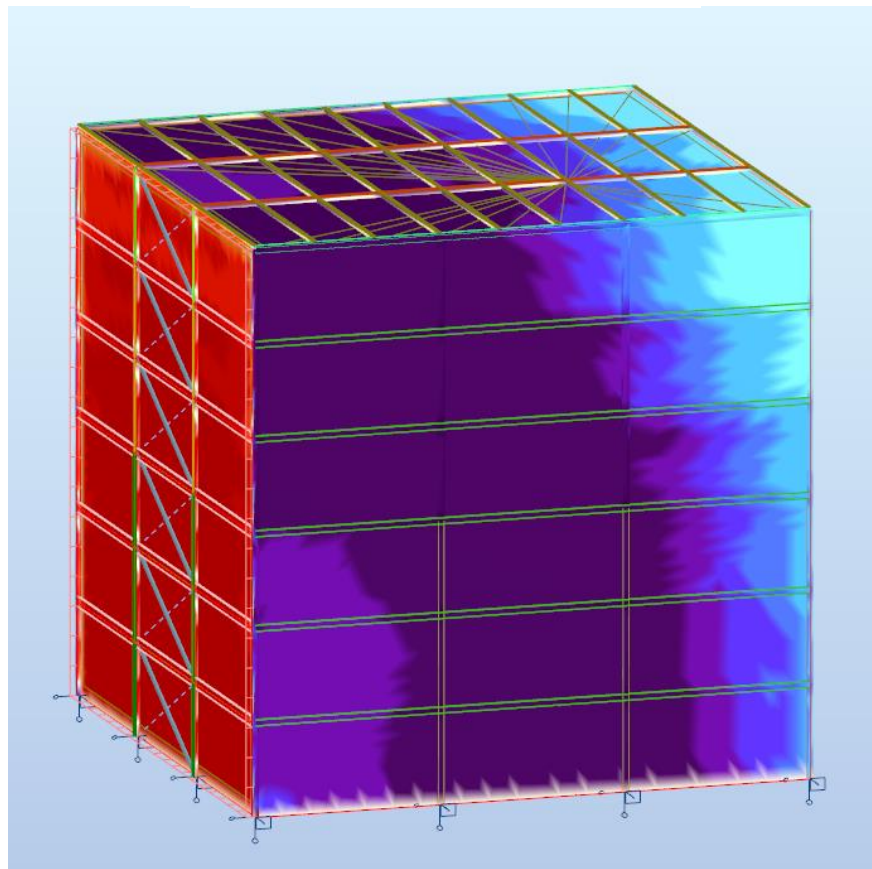
$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (2.7)$$

$q_p(z)$ = πίεση ταχύτητας αιχμής

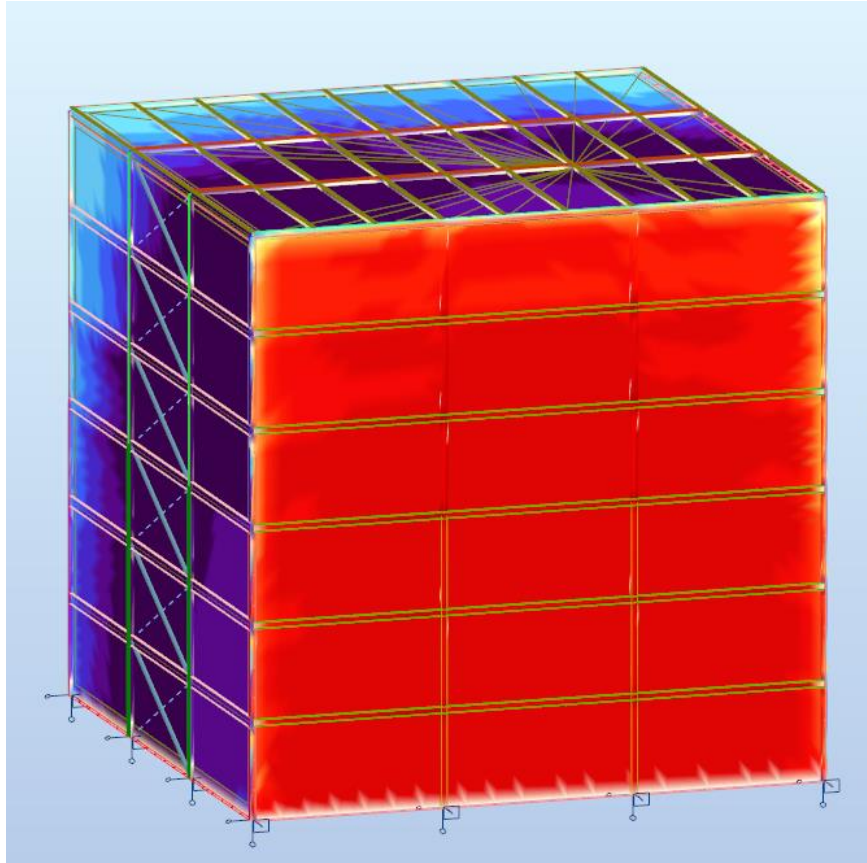
Προκύπτει $q_p(z) = 1,2$ kN/m²



Σχήμα 2.2: Σχέση χρωμάτων-πίεσεων



Σχήμα 2.3: Πίεσεις από άνεμο κατά Υ



Σχήμα 2.4: Πιέσεις από άνεμο κατά X

Εσωτερικές πιέσεις

$$w_i = q_p(z_i)c_{pi} \quad (2.8)$$

c_{pi} = συντελεστής εσωτερικής πίεσης

c_{pi} = λαμβάνεται το δυσμενέστερο από τα +0,2 και -0,3 σε κάθε περίπτωση

Προκύπτει $w_i = 0,24kPa$

Προκύπτει $w_i = -0,36kPa$

Ως προς το συντηρητικότερο επιλέχθηκε ως εξωτερική πίεση ανέμου να ασκείται η μέγιστη σε όλη την επιφάνεια. Τα φορτία που οφείλονται στην εξωτερική πίεση προκύπτουν άμεσα από το πρόγραμμα. Οι συνδυασμοί που προκύπτουν είναι ο εξής:

- Άνεμος X ($\theta=0$) -0,36 από εσωτερικές πιέσεις
- Άνεμος X ($\theta=0$) 0,24 από εσωτερικές πιέσεις
- Άνεμος Y ($\theta=90$) -0,36 από εσωτερικές πιέσεις
- Άνεμος Y ($\theta=90$) 0,24 από εσωτερικές πιέσεις

2.4 Σεισμικές δράσεις

Κάποιες από τις δράσεις που ασκούνται στις κατασκευές είναι οι σεισμικές δράσεις, έχουν ιδιαίτερη σημασία σε περιοχές που συνορεύουν με μεγάλα ρήγματα ικανά να εκλύσουν μεγάλα ποσά ενέργειας. Ο σεισμός δεν ασκεί δυνάμεις άμεσα στην κατασκευή, αλλά ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις στην βάση τους. Η μάζα της κατασκευής λόγω της αδράνειας της, δεν ταλαντώνεται με τον ίδιο τρόπο όπως η βάση με αποτέλεσμα να παραμορφώνεται η κατασκευή και να προκύπτουν εσωτερικές εντάσεις. Έτσι δουλεύουμε τελικά με το ισοδύναμο σύστημα της κατασκευής όπου δεν κινείται η βάση της (έδαφος), αλλά ασκείται δύναμη στην μάζα (πλάκες για κτίρια, οδοστρώματα για γέφυρες κλπ). Υπάρχουν δύο τρόποι υπολογισμού των σεισμικών δράσεων.



Σχήμα 2.5: Σεισμογράφημα

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Οι σεισμικές δράσεις υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1[13]. Με την βοήθεια του προγράμματος έγινε ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης με χρήση του CQC για την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Εδαφική επιτάχυνση

“Οι αναμενόμενες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης a_{gR} και ταχύτητας προκύπτουν από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας, μετά από στατιστική επεξεργασία των σεισμικών γεγονότων που έχουν συμβεί στην ευρύτερη περιοχή του έργου. Τέτοιες μελέτες εκπονούνται για μεγάλα και σημαντικά έργα, ενώ για συνήθεις κατασκευές εφαρμόζονται οι τιμές που δίνονται στους κανονισμούς, ανάλογα με την περιοχή που πρόκειται να γίνει ο σεισμός” από Ψυχάρη Ι.,2016[15].

Για την κατασκευή μας λήφθηκε εδαφική επιτάχυνση 0,2g, ως μέσος όρος των ευρωπαϊκών κρατών.

Κατηγορία σπουδαιότητας

“Για κατασκευές μεγάλης αξίας ή σπουδαιότητας η εδαφική επιτάχυνση πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , ο οποίος λαμβάνει τις τιμές 0,8 για κατασκευές μικρής σημασίας, 1 για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας και 1,2 ή 1,4 για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας. Με αυτόν τον τρόπο ο αντισεισμικός σχεδιασμός σημαντικών κατασκευών γίνεται για ισχυρότερο σεισμό που συμβαίνει σπανιότερα.” από Ψυχάρη Ι.,2016[15].

Πίνακας 2.3: Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων

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.

Πίνακας 2.4: Συντελεστές σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής σπουδαιότητας
I (μικρή σπουδαιότητα)	0.8
II (συνήθης σπουδαιότητα)	1.0
III (μεγάλη σπουδαιότητα)	1.2
IV (πολύ μεγάλη σπουδαιότητα)	1.4

Για την κατασκευή μας, η οποία είναι συνήθους σημασίας, λήφθηκε $\gamma_I=1$.

Κατηγορία εδάφους

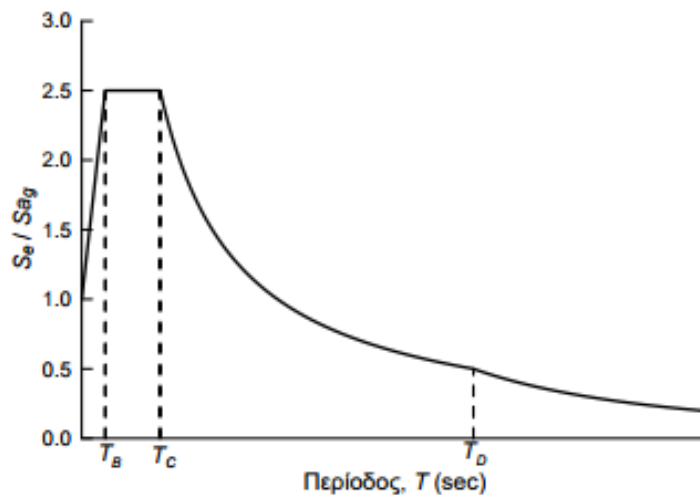
‘‘Η τιμή $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, σε μαλακά έδαφη η τιμή πρέπει να επαυξάνεται με τον συντελεστή εδάφους S , ο οποίος κυμαίνεται από 1 έως 1,4, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους. Στον ΕΚ8 προβλέπονται πέντε κατηγορίες Α,Β,С, D και Ε.’’ από Ψυχάρη Ι.,2016[15].

Πίνακας 2.5:Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Η κατηγορία εδάφους στην οποία δομείται πάνω η κατασκευή μας είναι η C.

Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8[13] για οριζόντια σεισμική δράση και για απόσβεση $\zeta=5\%$ φαίνεται στο Σχήμα 2.6.



Σχήμα 2.6: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8

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

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

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

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

$$\eta = \sqrt{\frac{0.10}{\zeta + 0.05}}$$

- Για $T \leq T_B$ η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού S_e παρουσιάζει ανωδική πορεία με την αύξηση της περιόδου.
- Για $T_B \leq T \leq T_C$ η φασματική επιτάχυνση παραμένει σταθερή.
- Για $T_C \leq T \leq T_D$ η φασματική ταχύτητα παραμένει σταθερή και επομένως η φασματική επιτάχυνση μειώνεται αντιστρόφως ανάλογα με την αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.
- Για $T_D \leq T$ η φασματική μετακίνηση παραμένει σταθερή και επομένως η φασματική επιτάχυνση μειώνεται αντιστρόφως ανάλογα με το τετράγωνο της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

Όμως δεν διαστασιολογούμε μία κατασκευή σύμφωνα με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν θεωρητικά από ένα απεριόριστα ελαστικό σύστημα, αλλά διαιρεμένες με τον συντελεστή συμπεριφοράς q , λόγω της ύπαρξης μετελαστικής συμπεριφοράς.

Πίνακας 2.6: Συντελεστές συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα *	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται*)	1.00
	* Βλέπε Παράρτημα Γ.	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Το κτίριο μας στην μία διεύθυνση λειτουργεί ως πλαίσιο και άρα θα παίρναμε $q=4$, στην άλλη διεύθυνση υπάρχουν διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα και άρα θα παίρναμε $q=3$. Τελικά επιλέχθηκε συντηρητικά και για τις δύο διευθύνσεις $q=3$, ώστε να ικανοποιείται και ο ΕΑΚ Σύμφωνα με ΕΚ8 θα μπορούσε να ληφθεί $q=4$.

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

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

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

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

Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.7 λαμβάνουμε $\zeta=5\%$, αφού η κατασκευή μας είναι μεταλλική με κοχλιωτές συνδέσεις.

Πίνακας 2.7: Απόσβεση κατασκευής

Περιγραφή κατασκευής	ζ (%)
Οπλισμένο σκυρόδεμα	3-5
Προεντεταμένο σκυρόδεμα	2-3
Μεταλλικές κατασκευές με συγκολλητές συνδέσεις	2-3
Μεταλλικές κατασκευές με κοχλιωτές συνδέσεις	5-7

Συγκεντρωτικά, τα χαρακτηριστικά του σεισμού που εισήχθησαν στο πρόγραμμα, ώστε να προκύψουν οι σεισμικές δράσεις είναι τα εξής:

- Εδαφική επιτάχυνση $a_{gR} = 0,20g$
- Κατηγορία σπουδαιότητας $\gamma_I = 1$
- Κατηγορία εδάφους C
- Συντελεστής κάτω ορίου (σύμφωνα με εθνικό προσάρτημα) $\beta = 0,2$
- Απόσβεση $\zeta = 5\%$

Το κτίριο λειτουργεί ως πλαίσιο σε σεισμό κατά X, ενώ στην διεύθυνση Y ο σεισμός παραλαμβάνεται από τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Η δεσπόζουσα ιδιομορφή του σεισμού κατά X είναι η 1^η με ιδιοπερίοδο T= 2,5s και δεσπόζουσα ιδιομορφική μάζα 76,6%. Αντίστοιχα για την διεύθυνση Y T=1,67s και δεσπόζουσα ιδιομορφική μάζα 82,66%. Για να επιτευχθεί το 90% και για τις δύο διευθύνσεις χρειάστηκαν 6 ιδιομορφές. Η μάζα που συμμετέχει στον σεισμό είναι το σύνολο των μονίμων φορτίων (ίδιο βάρος σιδηροδοκών, ίδιο βάρος πλακών, πρόσθετα μόνιμα, τοιχοποιία) και τα κινητά φορτία πολλαπλασιασμένα με τον μειωτικό συντελεστή $\psi=0,3$. Αξίζει να τονιστεί ότι υπέρ τις ασφαλείας σε κάθε φάτνωμα λειτουργεί μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος, ενώ η άλλη στο πρόγραμμα εισήχθη ως inactive.

Πίνακας 2.8: Ιδιομορφές του κτιρίου

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)
37/ 1	0,39	2,54	76,60	0,00	76,60	0,00
37/ 2	0,60	1,67	76,60	82,66	0,00	82,66
37/ 3	0,73	1,38	76,60	82,66	0,00	0,00
37/ 4	1,11	0,90	89,98	82,66	13,37	0,00
37/ 5	1,79	0,56	89,98	95,31	0,00	12,66
37/ 6	1,89	0,53	93,75	95,31	3,78	0,00

2.5 Θερμοκρασιακές δράσεις

Τα θερμοκρασιακά φορτία είναι έμμεσες δράσεις και εντάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Τις υπολογίζουμε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος1-5[9]. Οι δράσεις αυτές οφείλονται στην ομοιόμορφη μεταβολή της θερμοκρασίας των μελών της από την μεταβολή της θερμοκρασίας του εξωτερικού περιβάλλοντος (χειμώνας- καλοκαίρι). Η κατασκευή μας κατασκευάστηκε σε θερμοκρασία 20 C και θεωρούμε $\Delta T= \pm 20C$.

2.6 Φορτία χιονιού

Τα φορτία χιονιού δεν συμπεριλήφθηκαν σε αυτή την ανάλυση, επειδή θεωρούνται αμελητέα.

2.7 Συνδυασμοί φορτίσεων

Στα δομικά έργα ο έλεγχος των κατασκευών βασίζεται στα φορτία που ασκούνται σε αυτά. Αυτά τα φορτία όμως δεν παραμένουν σταθερά καθ' όλη την διάρκεια του έργου, έτσι βασιζόμενοι στις πιθανότητες εμφάνισης μιας δράσης δημιουργούμε συνδυασμούς δράσεων. Προφανώς σε αυτούς τους συνδυασμούς τα φορτία δρουν ταυτόχρονα και πολλαπλασιάζοντας με συντελεστές ασφαλείας γ (συνήθως >1) και συντελεστές συνδυασμού ψ για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις. Οι οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις του φορέα πέραν των οποίων ο φορέας δεν ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται σε οριακές καταστάσεις αστοχίας και οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας. Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας έχουν να κάνουν με την ασφάλεια του χρήστη, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας με την απώλεια της λειτουργικότητας του κτιρίου. Αυτοί οι συνδυασμοί ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 0[6].

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι :

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

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

- Για τυχηματικές καταστάσεις

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

- Για καταστάσεις σεισμού

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

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι :

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

- Συχνός συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Οικονομικός συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Επεξήγηση συμβόλων:

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

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

A_d τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

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 λαμβάνονται σύμφωνα με τον Πίνακα 2.9

Οι συντελεστές συνδυασμού λαμβάνονται σύμφωνα με τον Πίνακα 2.10

Πίνακας 2.9: Συντελεστές ασφαλείας

	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

Ειδικότερα για το κτίριο μας παίρνουμε: Κατηγορία B: $\psi_0=0,7$ $\psi_1=0,5$ $\psi_2=0,3$

Πίνακας 2.10: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ σύμφωνα με τον ΕΚ1

ΔΡΑΣΕΙΣ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων: βάρος οχημάτων < 30tn	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30tn < βάρος οχημάτων < 160tn	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο H >1000m	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο H <1000m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια			
	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτίρια			
	0,6	0,5	0

Στο κτίριο μας δεν υπάρχει προένταση, ούτε κάποια τυχηματική δράση.

Οι φορτίσεις που χρησιμοποιήθηκαν στο πρόγραμμα :

- Ίδιο βάρος σιδηροδοκών
- Πρόσθετα μόνιμα ανωτέρου ορόφου
- Πρόσθετα μόνιμα ενδιάμεσων ορόφων
- Ίδιο βάρος πλάκας
- Γραμμικό φορτίο εξωτερικής τοιχοποιίας
- Κινητά Q
- Άνεμος
 1. Άνεμος X ($\theta=0$) -0,36 από εσωτερικές πιέσεις $W_x(-)$
 2. Άνεμος X ($\theta=0$) 0,24 από εσωτερικές πιέσεις $W_x(+)$
 3. Άνεμος Y ($\theta=90$) -0,36 από εσωτερικές πιέσεις $W_y(-)$
 4. Άνεμος Y ($\theta=90$) 0,24 από εσωτερικές πιέσεις $W_y(+)$
- Θερμοκρασία
 1. $\Delta T=+25C$ T(+)
 2. $\Delta T=-25C$ T(-)
- Σεισμός

Με βάση των συνδυασμό των παραπάνω δράσεων διαστασιολογήθηκε ο φορέας.

3 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών

3.1 Εισαγωγή

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των μελών της κατασκευής γίνεται τόσο για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, όσο και για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας. Οι απαιτούμενοι αυτοί έλεγχοι έγιναν με την βοήθεια του στατικού προγράμματος Robot Structural Analysis Professional με βάση τον Ευρωκώδικα 3, Μέρος1-1[10]. Κάθε μέλος δεν διαστασιολογήθηκε μεμονωμένα, αλλά δημιουργήθηκαν ομάδες μελών, έτσι ώστε να μην προκύψει πληθώρα διαφορετικών διατομών που θα καθιστούσαν την κατασκευή μας περίπλοκη και αντικοινωνική. Εξαιρέση αποτελούν οι δευτερεύουσες δοκοί και η σύμμικτη πλάκα. Οι δευτερεύουσες δοκοί διαστασιολογήθηκαν με το χέρι λόγω της σύμμικτης λειτουργίας που της χαρακτηρίζει, ενώ η σύμμικτη πλάκα αναλύθηκε με την βοήθεια του προγράμματος SymDeck Designer 2.

Όσον αφορά την οριακή κατάσταση αστοχίας οι περιορισμοί που υπάρχουν για τις παραμορφώσεις των δοκών και τις οριζόντιες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα είναι οι εξής:

Όρια κατακόρυφων βελών από συνολικά φορτία $L/250$

Όρια κατακόρυφων βελών από μεταβλητά φορτία $L/300$

όπου L=μήκος μέλους

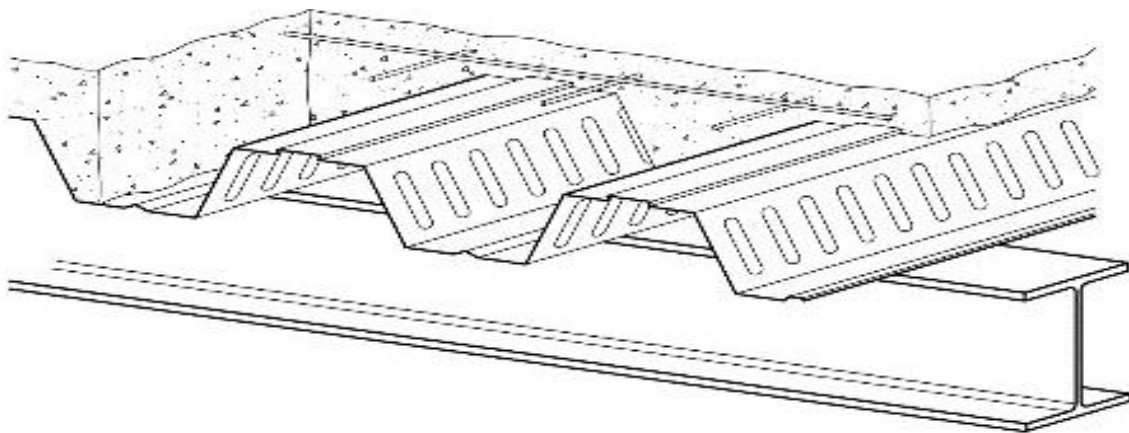
Όρια οριζόντιων μετατοπίσεων σε πολυώροφα μεταλλικά κτίρια $H/150$

όπου H =ύψος ορόφου

3.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας

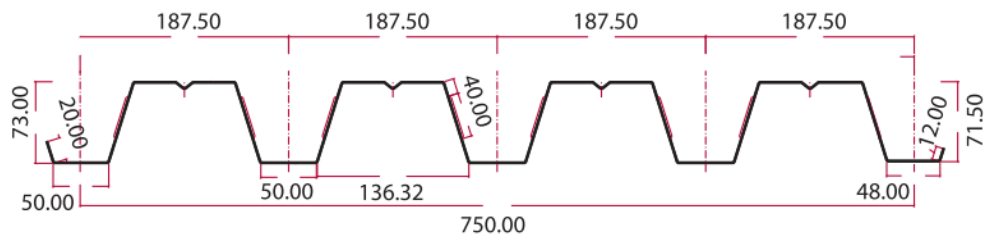
Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Η χρήση τους σε μεταλλικά κτίρια είναι ευρέως διαδεδομένη λόγω των πλεονεκτημάτων που έχουν σε σχέση με τις συνήθεις πλάκες από σκυρόδεμα

- Μικρότεροι χρόνοι κατασκευής
- Επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων
- Αποφυγή χρήσης ξυλοτύπων



Σχήμα 3.1: Παράδειγμα σύμμικτης πλάκας πάνω σε δευτερεύουσα δοκό

Η σύμμικτη πλάκα λειτουργεί με διαφορετικό τρόπο στην φάση κατασκευής και στην φάση λειτουργίας. Κατά την φάση κατασκευής το χαλυβδόφυλλο είναι αυτό το οποίο φέρει το ίδιο φορτίο του, το βάρος του νωπού σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης. Το φορτίο διάστρωσης κατά τον Ευρωκώδικα 4, Μέρος1-1[12] είναι ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο $0,75\text{kN/m}^2$ σε όλη την επιφάνεια της πλάκας και ένα κινητό $0,75\text{kN/m}^2$, το οποίο δρα σε επιφάνεια $3\text{x}3\text{m}$. Εδώ για λόγους απλότητας επιλέχθηκε και το κινητό φορτίο να ασκείται σε ολόκληρη την επιφάνεια. Στην φάση λειτουργίας, αφού έχει σκληρυνθεί το σκυρόδεμα, λειτουργεί η πλάκα ως σύμμικτη. Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση της πλάκας έγινε με το πρόγραμμα SymDeck Designer 2. Οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου τοποθετούνται κάθετα στην διεύθυνση των δευτερευουσών δοκών. Επιλέχθηκε πλάκα συνολικού πάχους 150mm ($h_p=73\text{mm}$, $h_c=77\text{mm}$) με χαλυβδόφυλλο SymDeck 73 της Έλαστρον (η διατομή του οποίου φαίνεται στο Σχήμα 3.2).



Σχήμα 3.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου

Γενικά στοιχεία πλάκας:

Sym Deck Designer 2

File Help Language

Project information

s/n	L (m)	q (kN/m ²)
10		
11		
12		

Self weight G = 2.73 kN/m²
 Additional dead l... 1 kN/m²

Draw slab

$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_Q = 1.50$

General Construction phase checks Composite slab checks Fire resistance check

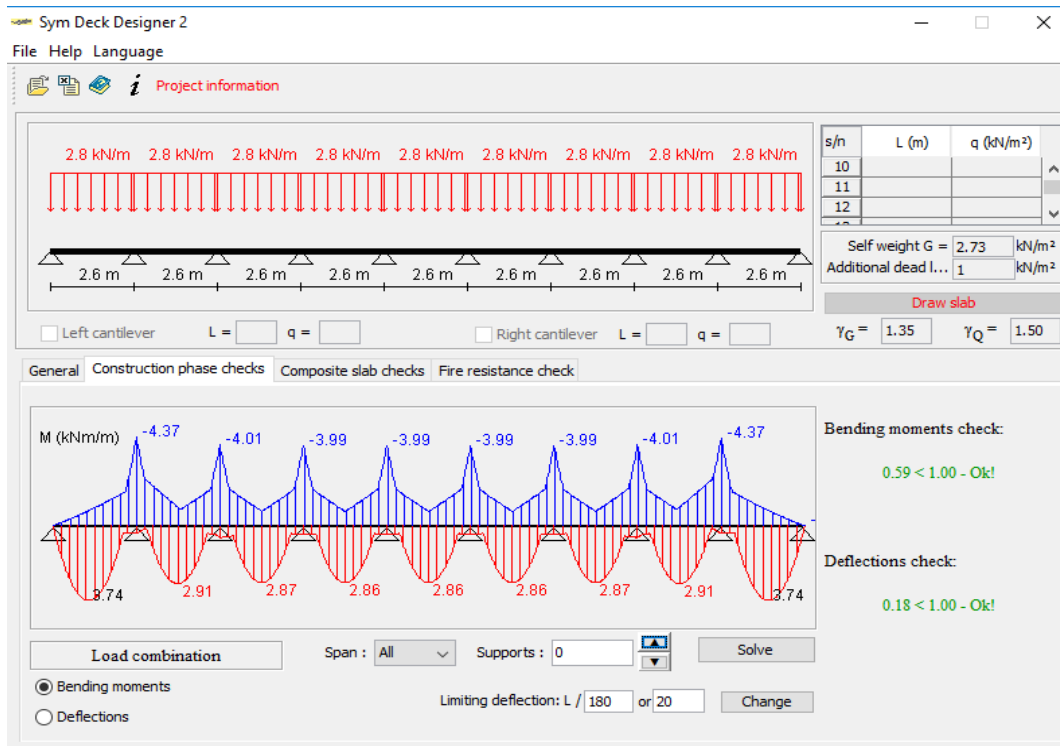
$M_{p1,Rd}^+ = 32.49$ kNm/m
 $M_{p1,Rd}^- = 21.37$ kNm/m
 $V_{Rd,c} = 31.40$ kN/m

$m = 90.83$ MPa
 $k = 0.0144$ MPa
 $V_{1,Rd}$

$t = 1.00$ mm $\gamma_{M1} = 1.10$ $A_s = 5.235$ cm²/m
 $C = 25/30$ MPa $\gamma_C = 1.5$ $\varnothing : 10$ mm / $d = 15$ cm
 $S = 500$ MPa $\gamma_S = 1.15$
 $h = 0.15$ m $es = 0.03$ m
 $Fe : 320$ G MPa

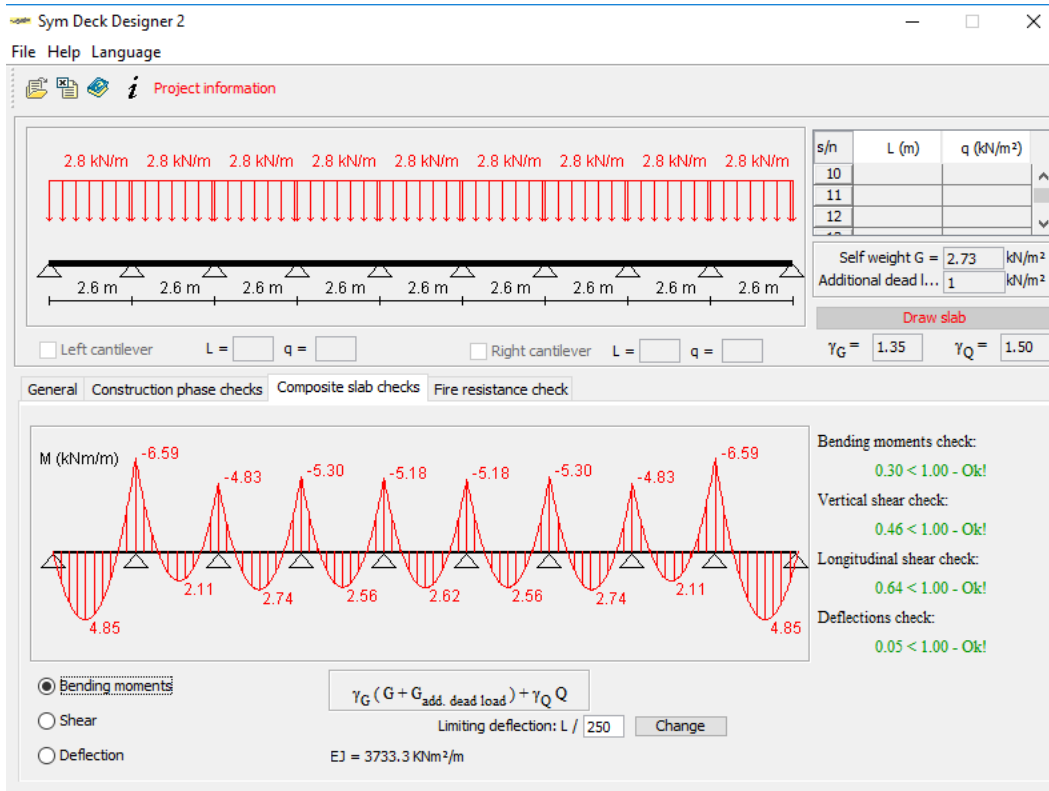
Σχήμα 3.3: Στατικό μοντέλο σύμμικτης πλάκας

Στην φάση κατασκευής:



Σχήμα 3.4: Έλεγχος πλάκας σε φάση κατασκευής

Στην φάση λειτουργίας:



Σχήμα 3.5: Έλεγχος πλάκας σε φάση λειτουργίας

Εντός του h_c της πλάκας είναι απαραίτητο να τοποθετηθεί εγκάρσιος και διαμήκης οπλισμός $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ κατ' ελάχιστο ανά κατεύθυνση. Η μεταξύ τους απόσταση δεν πρέπει να υπερβαίνει το $\min(2h; 350\text{mm})=300\text{mm}$. Παράλληλα τοποθετούμε στις περιοχές αρνητικών ροπών για αποφυγή ρηγματώσεων $A_{s,req}=0.004*11.5*100=4.6\text{cm}^2/\text{m}$. Επιλέχθηκε 0,4% διότι η πλάκα δεν απαιτεί προσωρινή υποστήριξη, αφού η απόσταση μεταξύ των δευτερευουσών δοκών δεν υπερβαίνει τα 3,5m. Άρα τελικά τοποθετούμε πάνω οπλισμό με επικάλυψη 5mm $\Phi 10/15$ στην κύρια διεύθυνση και $\Phi 8/15$ στην δευτερεύουσα διεύθυνση.

3.3 Διαστασιολόγηση δευτερευουσών δοκών

Πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς εδράζεται η σύμμικτη πλάκα, η οποία φέρει τα επιφανειακά φορτία. Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι πλευρικά εξασφαλισμένες λόγω της διατμητικής τους σύνδεσης στο άνω πέλμα τους με την σύμμικτη πλάκα. Άρα, υπόκεινται μόνο σε κατακόρυφες δράσεις και θα ελεγχθούν σε κάμψη και διάτμηση. Ο έλεγχος θα γίνει σε δύο φάσεις, στην φάση κατασκευής, όπου η χαλύβδινη δοκός παραλαμβάνει το σύνολο του φορτίου και στην φάση λειτουργίας, όπου έχουμε την σύμμικτη δοκό. Στην δεύτερη φάση η διατομή έχει σημαντικά μεγαλύτερη αντοχή, αφού συμμετέχει πλέον και το σκληρυμένο σκυρόδεμα. Οι έλεγχοι έγιναν στο χέρι. Θα γίνει έλεγχος τόσο στην μεσαία, όσο και στην ακραία διαδοκίδα, αφού στην δεύτερη το συνεργαζόμενο πλάτος είναι το μισό και είναι πιθανό να είναι δυσμενέστερη παρά τα μικρότερα φορτία που παραλαμβάνει. Οι μέγιστες δράσεις ροπές και τέμνουσες των εσωτερικών και εξωτερικών δευτερευουσών δοκών φαίνονται στον Πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1: Μέγιστες τιμές ροπής και τέμνουσας δευτερευουσών δοκών

6 ^{ος} όροφος	
Μεσαίες διαδοκίδες	Ακραίες διαδοκίδες
$M = 225 \text{ kNm}$	$M = 118 \text{ kNm}$
$V = 99 \text{ kN}$	$V = 52 \text{ kN}$
1 ^{ος} , 2 ^{ος} , 3 ^{ος} , 4 ^{ος} και 5 ^{ος} όροφος	
Μεσαίες διαδοκίδες	Ακραίες διαδοκίδες
$M = 185 \text{ kNm}$	$M = 142 \text{ kNm}$
$V = 81 \text{ kN}$	$V = 65 \text{ kN}$

Μεσαία διαδοκίδα

Επιλέχθηκε έπειτα από δοκιμές IPE 220. Για γρήγορους υπολογισμούς στο χέρι μπορούμε να λάβουμε την συμβολή του οπλισμού της πλάκας προσεγγιστικά υπόψη μεγεθύνοντας το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας, πολλαπλασιάζοντας το με τον συντελεστή χ . Αφού η δοκός είναι αμφιέριστη $L_e=L_0=8\text{m}$ και $b_{eff}=2(L_e/8)=2\text{m}$ για μεσαίες δοκούς και 1m για ακραίες.

ΟΚΑ

$$x = 1 + \rho_s \cdot \left(\frac{f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd}} - 1 \right) = 1,11 \quad (3.1)$$

$$\text{όπου } \rho_s = \frac{A_s}{A_c} = 3,9 \cdot 10^{-3} \quad (3.2)$$

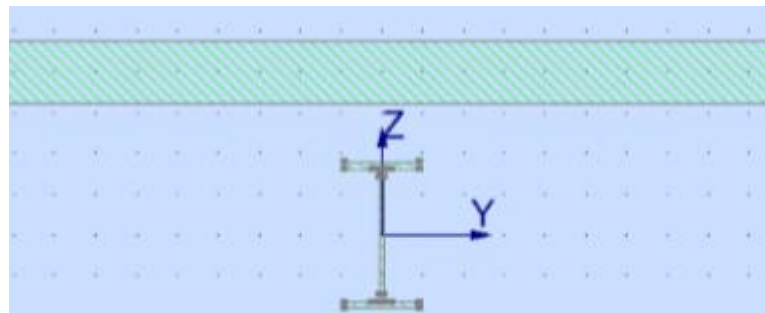
A_s =εμβαδό οπλισμού

A_c =εμβαδό σκυροδέματος

Νέο συνεργαζόμενο πλάτος $b = 1,11 \cdot 2 = 2,22m$

Έλεγχος έναντι κάμψης

Για να υπολογίσουμε την ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής, αφαιρούμε από αυτήν το πάχος των αυλακώσεων $h_p=7,3cm$, έτσι παραμένει σκέτο σκυρόδεμα πάχους $h_c=7,7cm$, κενό $7,3 cm$ και η σιδηροδοκός ύψους $h=22cm$.



Σχήμα 3.6: Τροποποιημένη διατομή σύμμικτης δοκού

$z_0 = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} = 3,75 \text{ cm} \leq h_p = 7,7 \text{ cm}$ άρα η σιδηροδοκός εφελκύεται, οπότε είναι κατηγορίας 1 και μπορούμε να λάβουμε την πλαστική ροπή αντοχής.

$$M_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} \cdot \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) \quad (3.3)$$

Προκύπτει $M_{pl,Rd} = 286,05 \text{ kNm}$

$$M_{pl,Rd} = 286,05 \text{ kNm} > 225 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος

Έλεγχος έναντι διάτμησης

Έλεγχος λεπτόκορμης δοκού:

$$\frac{h_w}{t_w} = 30 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{n} = 58 \text{ Λαμβάνουμε το } n \text{ συντηρητικά } 1 \quad (3.4)$$

Η δοκός δεν είναι λεπτόκορμη και γι' αυτό δεν κινδυνεύει από κύρτωση, ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

$$A_v = 15,91 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad (3.5)$$

Προκύπτει $V_{pl,Rd} = 326,09 \text{ kN}$

$V_{pl,Rd} = 326,09 \text{ kN} > V_{Ed} = 99 \text{ kN}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος

ΟΚΛ

Με την μέθοδο της ισοδύναμης διατομής, υπολογίζουμε τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής τα οποία είναι απαραίτητα, ώστε να βρούμε το βέλος του μέλους. $E'_{cm} = E_{cm} / 2 = 30,5 / 2 = 15,25 \text{ GPa}$, έτσι λαμβάνουμε υπόψη το φαινόμενο της συστολής ξηράνσεως και του ερπυσμού του σκυροδέματος

$$n = \frac{E_a}{E_c} \quad (3.6)$$

Προκύπτει $n = 13,77$

$$A_e = A_a + A_s + \frac{A_c}{n} \quad (3.7)$$

Προκύπτει $A_e = 151,25 \text{ cm}^2$

$$z_e = \left(A_a \cdot z_a + A_s \cdot z_s + \frac{A_c \cdot z_c}{n} \right) / A_e \quad (3.8)$$

Προκύπτει $z_e = 8,7 \text{ cm}$

$$I_e = I_{a,0} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{n} + \frac{A_c}{n} \cdot (z_c - z_e)^2 + A_s \cdot (z_s - z_e)^2 \quad (3.9)$$

Προκύπτει $I_e = 16144 \text{ cm}^4$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = 3,2 \text{ cm} \quad (3.10)$$

Πλάτος επιρροής $b=2,6\text{m}$

IB μεταλλικών δοκών $78,5 \cdot 33,4 \cdot 10^{-4} = 0,26 \text{ kN/m}$

IB πλάκας $2,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,6 \cdot 2,75 = 7,15 \text{ kN/m}$

πρόσθετα μόνιμα από services, επικαλύψεις και ψευδοροφές $2,6 \cdot 1 = 2,6 \text{ kN/m}$

κινητά $2,6 \cdot 3,8 = 9,88 \text{ kN/m}$

$G_{tot} + Q_{tot} = 19,88 \text{ kN/m}$

$$\delta_m = \frac{5}{384} \cdot \frac{(G_{tot} + Q_{tot}) \cdot L^4}{E_a \cdot I_e} \quad (3.11)$$

Προκύπτει $\delta_m = 3,1 \text{ cm} < \delta_{\max} = 3,2 \text{ cm}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος

Ακραία διαδοκίδα

Νέο συνεργαζόμενο πλάτος $b = 1,11 \cdot 1 = 1,11 \text{ m}$

ΟΚΑ

Έλεγχος έναντι κάμψης

Προκύπτει $z_0 = 7,5 \text{ cm} < h_c = 7,7 \text{ cm}$

Προκύπτει $M_{pl,Rd} = 263,81 \text{ kNm} > M_{Ed} = 142,0 \text{ kNm}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος

Έλεγχος έναντι διάτμησης

$$V_{pl,Rd} = 326,09 \text{ kN} > V_{Ed} = 65 \text{ kN} \text{ Ικανοποιείται ο έλεγχος}$$

ΟΚΛ

$$\text{Προκύπτει από εξίσωση (3.7)} \quad A_e = 92,32 \text{ cm}$$

$$\text{Προκύπτει} \quad z_e = 11,83 \text{ cm}$$

$$\text{Προκύπτει από εξίσωση (3.9)} \quad I_e = 13547,88 \text{ cm}^4$$

$$\text{Πλάτος επιρροής } b = 1,3 \text{ m}$$

$$\text{IB μεταλλικών δοκών} \quad 78,5 \cdot 33,4 \cdot 10^{-4} = 0,26 \text{ kN/m}$$

$$\text{IB πλάκας } 2,75 \text{ KN/m}^2 \quad 1,3 \cdot 2,75 = 3,57 \text{ kN/m}$$

$$\text{Πρόσθετα μόνιμα από services, επικαλύψεις και ψευδοροφές} \quad 1,3 \cdot 1 = 1,3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Κινητά} \quad 1,3 \cdot 3,8 = 4,94 \text{ kN/m}$$

$$\text{Περιμετρικοί τοίχοι} \quad 4 \text{ kN/m}$$

$$G_{tot} + Q_{tot} = 14,07 \text{ kN/m}$$

$$\text{Προκύπτει από εξίσωση (3.11)} \quad \delta_m = 2,6 \text{ cm} < \delta_{max} = 3,2 \text{ cm} \quad \text{Ικανοποιείται ο έλεγχος}$$

Φάση κατασκευής

Στην φάση αυτή η σιδηροδοκός παραλαμβάνει το σύνολο των φορτίων, συμπεριλαμβανομένων των φορτίων κατασκευής. Τα φορτία κατασκευής είναι ίδια με αυτά για την σύμμικτη πλάκα, δηλαδή $1,5 \text{ kN/m}^2$. Άρα τα φορτία με τα οποία θα γίνει ο έλεγχος είναι τα εξής:

$$\text{IB μεταλλικών δοκών} \quad 78,5 \cdot 33,4 \cdot 10^{-4} = 0,26 \text{ kN/m}$$

$$\text{IB χαλυβδόφυλλου} \quad 0,128 \cdot 2,6 = 0,332 \text{ kN/m}$$

$$\text{IB σκυροδέματος} \quad 26 \cdot 0,11 \cdot 2,6 = 7,43 \text{ kN/m}$$

$$\text{Φορτία κατασκευής} \quad 1,5 \cdot 2,6 = 3,9 \text{ kN/m}$$

Συνδυασμός ΟΚΑ

$$1,35 \cdot (0,26 + 0,332 + 7,43) + 1,5 \cdot 3,9 = 16,67 \text{ kN/m}$$

Μεσαία διαδοκίδα

$$\max M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 133,36 \text{ kNm}$$

$$\max V_{Ed} = 66,68 \text{ kN}$$

$$M_{pl,a,Rd} = 101,17 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 133,36 \text{ kNm} > M_{pl,a,Rd} = 101,17 \text{ kNm}$$

Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος, άρα πρέπει να τοποθετήσουμε βοηθητικά υποστυλώματα στις δευτερεύουσες δοκούς για την φάση κατασκευής. Αφού έχουμε τοποθετήσει βοηθητικά υποστυλώματα, δεν έχει νόημα να κάνουμε έλεγχο βελών.

Ελαστικός έλεγχος

Εδώ κρίνεται χρήσιμο να γίνει ελαστικός έλεγχος της δοκού για τα μόνιμα φορτία:
 $G_{tot} + Q_{tot} = 19,88 \text{ kN/m}$

$$\max M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 159,04 \text{ kNm}$$

$$I_e = 16144 \text{ cm}^4$$

Μεσαία διαδοκίδα

Ροπές αντίστασης

$$\text{Σιδηροδοκός κάτω πέλμα } W_{au} = \frac{I_e}{h_u} \quad (3.12)$$

$$\text{Προκύπτει } W_{au} = 485,53 \text{ cm}^3$$

$$\text{Σιδηροδοκός άνω πέλμα } W_{a0} = \frac{I_e}{z_e - d} \quad (3.13)$$

Προκύπτει $W_{a0} = 1435 \text{ cm}^3$

$$\text{Σκυρόδεμα κάτω πέλμα } W_{cu} = -\frac{I_e}{z_e - d} \cdot n \quad (3.14)$$

Προκύπτει $W_{cu} = -19759,95 \text{ cm}^3$

$$\text{Σκυρόδεμα άνω πέλμα } W_{c0} = -\frac{I_e}{z_e} \cdot n \quad (3.15)$$

Προκύπτει $W_{c0} = -59280 \text{ cm}^3$

Ελαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης δοκού

$$M_{el,c,Rd} = \min [M_{el,au,Rd}; M_{el,a0,Rd}; M_{el,cu,Rd}; M_{el,c0,Rd}] \quad (3.16)$$

$$M_{el,c,Rd} = 172,36 \text{ kNm}$$

όπου

$$M_{el,au,Rd} = f_y \cdot W_{au} \quad (3.17)$$

Προκύπτει $M_{el,au,Rd} = 172,36 \text{ kNm}$

$$M_{el,a0,Rd} = f_y \cdot W_{a0} \quad (3.18)$$

Προκύπτει $M_{el,a0,Rd} = 509,42 \text{ kNm}$

$$M_{el,cu,Rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot W_{cu} \quad (3.19)$$

Προκύπτει $M_{el,cu,Rd} = -419,89 \text{ kNm}$

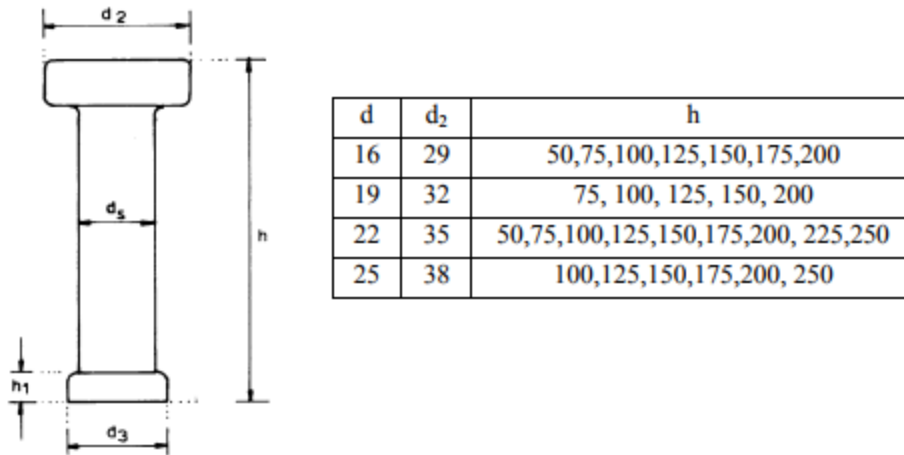
$$M_{el,c0,Rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot W_{c0} \quad (3.20)$$

Προκύπτει $M_{el,c0,Rd} = -1259 \text{ kNm}$

$M_{el,c,Rd} = 172,36 \text{ kNm} > M_{Ed} = 159 \text{ kNm}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος

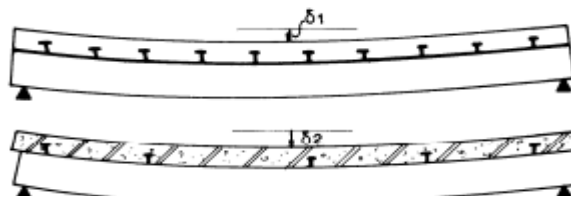
3.4 Διατμητική σύνδεση

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σύμμικτης πλάκας και σιδηροδοκού εξασφαλίζεται με την χρήση διατμητικών ήλων, οι οποίοι μεταφέρουν την διάτμηση που αναπτύσσεται μεταξύ των υλικών. Οι διατμητικοί ήλοι που χρησιμοποιούμε είναι S355 με $d=16\text{mm}<2,5t_f=23\text{mm}$, $d_2=29\text{mm}$ και $h=125\text{mm}$. Τοποθετούνται οι συγκεκριμένοι σύνδεσμοι λόγω της εύκολης τοποθέτησής τους, αλλά και γιατί εμποδίζουν μέσω της κεφαλής που έχουν την ανύψωση της πλάκας.



Σχήμα 3.7: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ήλων κεφαλής

Υπάρχουν δύο είδη διατμητικών συνδέσεων η πλήρης και η μερική. Στην πλήρη διατμητική σύνδεση οι διατμητικοί ήλοι παραλαμβάνουν το σύνολο της διαμήκουσ διάτμησης που αναπτύσσεται μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας και δεν υπάρχει καθόλου ολίσθηση. Στην μερική διατμητική σύνδεση τοποθετούνται λιγότεροι διατμητικοί ήλοι με αποτέλεσμα να υπάρχει μια μικρή σχετική ολίσθηση.



Σχήμα 3.8: Πλήρης και μερική διατμητική σύνδεση

Εμείς επιλέξαμε την πλήρη διατμητική σύνδεση για να αποφευχθεί κάθε ολίσθηση. Η διαμήκης διάτμηση προσδιορίζεται είτε με την πλαστική ανάλυση είτε με την ελαστική.

Εμείς επιλέξαμε την πλαστική αφού βέβαια τηρούνται και οι αντίστοιχες προϋποθέσεις.

- Οικοδομικό έργο
- Διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- Όλκιμη συμπεριφορά διατμητικών ήλων
- Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αμφιέριστες, άρα οι ροπές που προκαλούνται είναι θετικές, οπότε η δρώσα διαμήκης διάτμηση προκύπτει από την σχέση:

$$V_I = \Sigma T_I = D + Z = A_a \cdot f_{yd} = 1185.7 \text{ kN} \quad (3.21)$$

Η οριακή αντοχή ενός διατμητικού ήλου είναι το ελάχιστο από τα παρακάτω

$$\text{Αντοχή ήλου σε διάτμηση } P_{Rd} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right)}{\gamma_v} = 65.62 \text{ kN} \quad (3.22)$$

Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας

$$P_{Rd} = 0.29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 56,53 \text{ kN} \quad (3.23)$$

$$\text{Όπου } \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{για } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \quad \text{και} \quad \alpha = 1 \quad \text{για } 4 \leq \frac{h}{d}$$

Άρα η αντοχή ενός ήλου λαμβάνεται 56,53kN, όμως σε αυτή την περίπτωση οι ήλοι δεν βρίσκονται σε συμπαγή πλάκα, αλλά σε σύμμικτη πλάκα με αυλακώσεις κάθετες στην δοκό. Σε αυτή την περίπτωση η αντοχή του ήλου πολλαπλασιάζεται με έναν μειωτικό συντελεστή, αφού έχει μειωθεί ο όγκος του σκυροδέματος που περιβάλλει τον ήλο.

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) = 0,68 \leq 1 \quad (3.24)$$

Όπου:

b_0 = μέσο πλάτος αυλακώσεων

h_p = ύψος μεταλλικού φύλλου

N_r = αριθμός διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση ≤ 2 (Λήφθηκε συντηρητικά 2)

Άρα η αντοχή ενός ήλου λαμβάνεται τελικά ως $56,53 \cdot 0,68 = 38,61 \text{ kN}$

Η αντοχή των ήλων δεν πρέπει να ξεπερνά την αντοχή των φύλλων σε σύνθλιψη, η οποία δίνεται από την παρακάτω σχέση :

$$P_{pb,Rd} = k_{\phi} \cdot d \cdot t \cdot f_{yp,d} = 45,39 \text{ kN} \quad (3.25)$$

$$\text{Όπου } k_{\phi} = 1 + \frac{a}{d_{d0}} = 1,39 \leq 6 \quad (3.26)$$

$$P_{pb,Rd} > P_{Rd} \quad \text{Ικανοποιείται ο έλεγχος}$$

Όπου: a = απόσταση τελευταίου ήλου από την άκρη του φύλλου

d_{d0} =διάμετρος ραφής στη βάση του ήλου λαμβανομένη 1,10 φορές τη διάμετρο του ήλου

t = πάχος του φύλλου

Κατανομή ήλων στον φορέα

Θα μπορούσαμε να ακολουθήσουμε την πλαστική κατανομή των ήλων στον φορέα με μοιόμορφη τοποθέτηση τους κατά μήκος της δοκού, αφού πληρούνται οι προϋποθέσεις .

- Χρήση όλκιμων ήλων κεφαλής $16\text{mm} \leq d = 16\text{mm} \leq 22\text{mm}$ και $h = 125\text{mm} \geq 64\text{mm} = 4d$
- Χρήση διατομών κατηγορίας 1 ή 2
- $M_{pl,Rd} = 286 \text{ kNm} \leq 252,92 \text{ kNm} = 2,5M_{pl,a,Rd}$

Επιλέχθηκε ωστόσο η ελαστοπλαστική κατανομή ως πιο συντηρητική, έτσι στα ακραία 1/3 του μήκους τοποθετούνται διπλάσιοι ήλοι σε σχέση με το μεσαίο τμήμα.

Οι απαιτούμενοι ήλοι είναι: $n_f = \frac{V_{1,tot}}{P_{Rd}} = 30,7$ Άρα θα τοποθετήσω 32 ήλους στην μισή

δοκό(64 ήλους σε ολόκληρη την δοκό). Σε κάθε αυλάκωση των ακραίων τμημάτων θα τοποθετηθούν 2 ήλοι, ενώ στο μεσαίο 1 ήλος ανά αυλάκωση. Άρα σε κάθε ακραίο τμήμα θα τοποθετηθούν 28 ήλοι, ενώ στο μεσαίο 14 ήλοι (σύνολο 70>64).

Υπάρχουν κάποιοι περιορισμοί ως προς τις μέγιστες και τις ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των ήλων, οι οποίοι παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις ήλων

	$\min e_L$	$\max e_L$	$\min e_T$	$\min c$	$\min(h_{sc}-h_p)$	$\min b_0$	$\min h_t$
Ολόσωμες πλάκες	5d	$\leq 6 h_c$ $\leq 800\text{mm}$	2,5d	20mm ότι ισχύει για οπλισμό μείον 5mm	-	-	30mm
Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο κάθετο στη σιδηροδοκό)		$\leq 6(h_c+h_p)$ $\leq 800\text{mm}$	4d		2d	50mm	

Διαμήκεις αποστάσεις:

$$\min e_L = 5 \cdot d = 80\text{mm} \quad (3.27)$$

$$\max e_L = \min(6 \cdot h; 800\text{mm}) = 800\text{mm} \quad (3.28)$$

Επιλέγω $e_L=186,32\text{mm}$

Εγκάρσιες αποστάσεις:

$$\min e_q = 4 \cdot d = 64\text{mm} \quad (3.29)$$

Επιλέγω $e_q=64\text{mm}$

Μέγιστη απόσταση από την άκρη πέλματος:

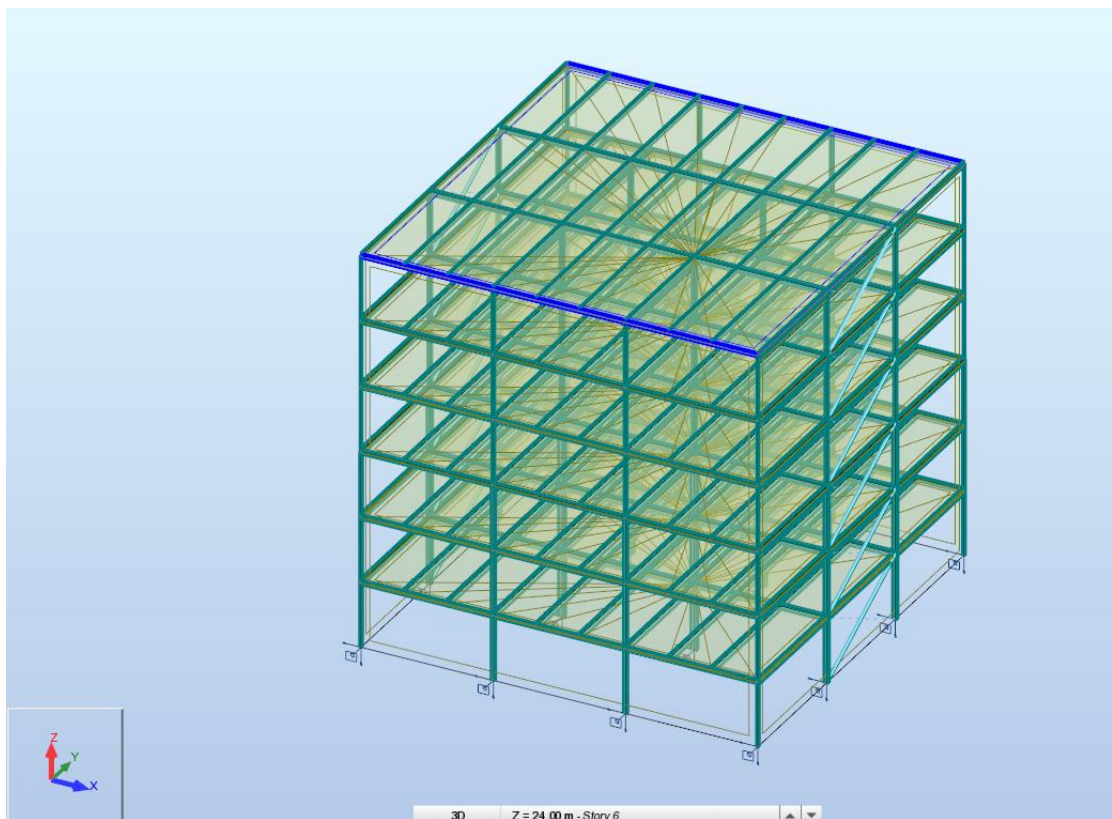
$$\max e_T = 9 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 67,3\text{mm} \quad (3.30)$$

Επιλέγω $e_T=7\text{mm}$

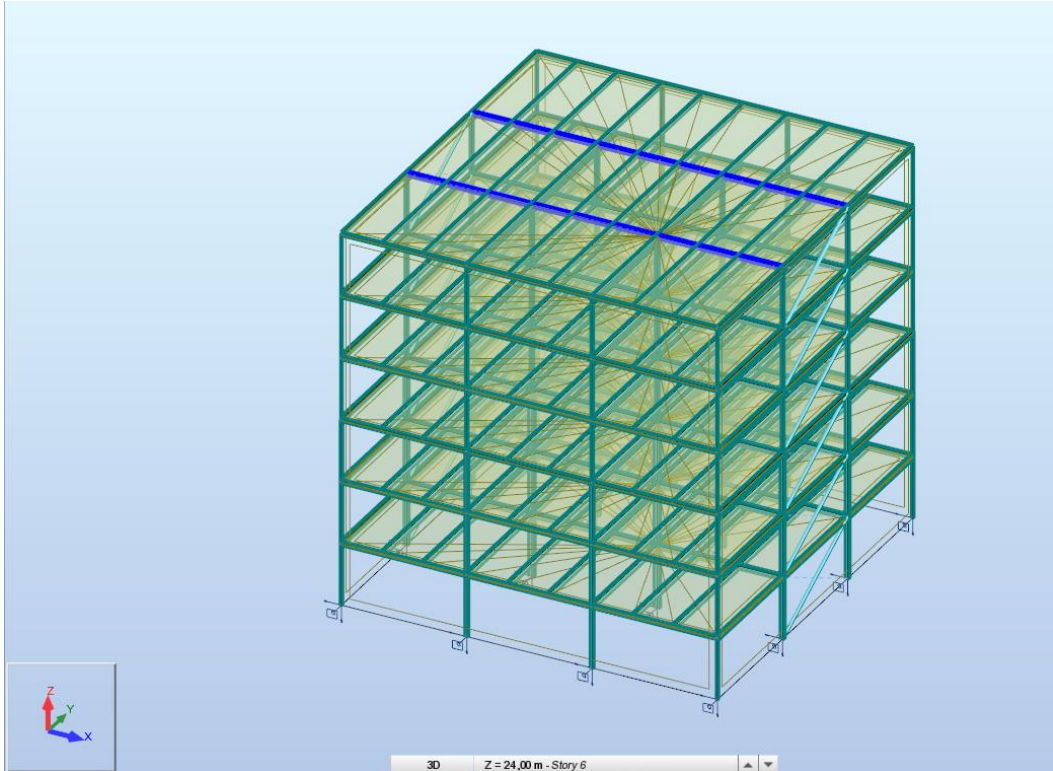
3.5 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών

Αρχικά χωρίστηκαν οι κύριες δοκοί σε 4 κατηγορίες:

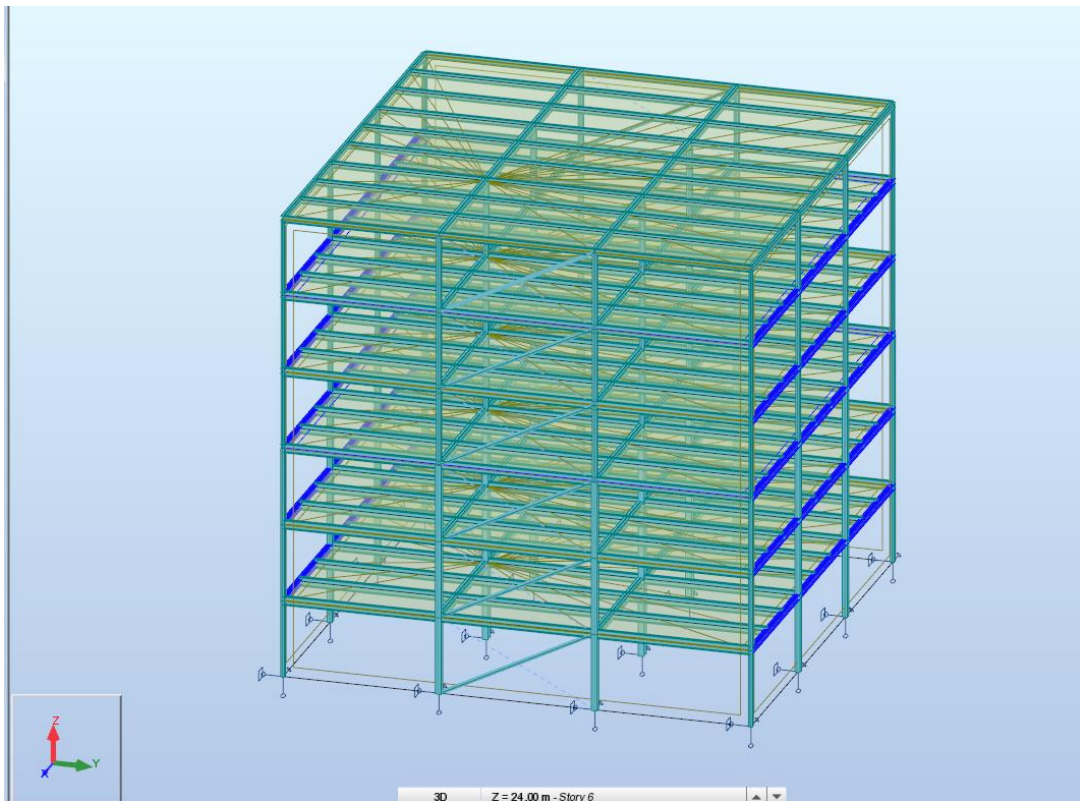
- Κύριες δοκοί ακραίων πλαισίων ροπής 6^{ου} ορόφου Σχήμα 3.9
- Κύριες δοκοί μεσαίων πλαισίων ροπής 6^{ου} ορόφου Σχήμα 3.10
- Κύριες δοκοί ακραίων πλαισίων ροπής υπολοίπων ορόφων Σχήμα 3.11
- Κύριες δοκοί μεσαίων πλαισίων ροπής υπολοίπων ορόφων Σχήμα 3.12



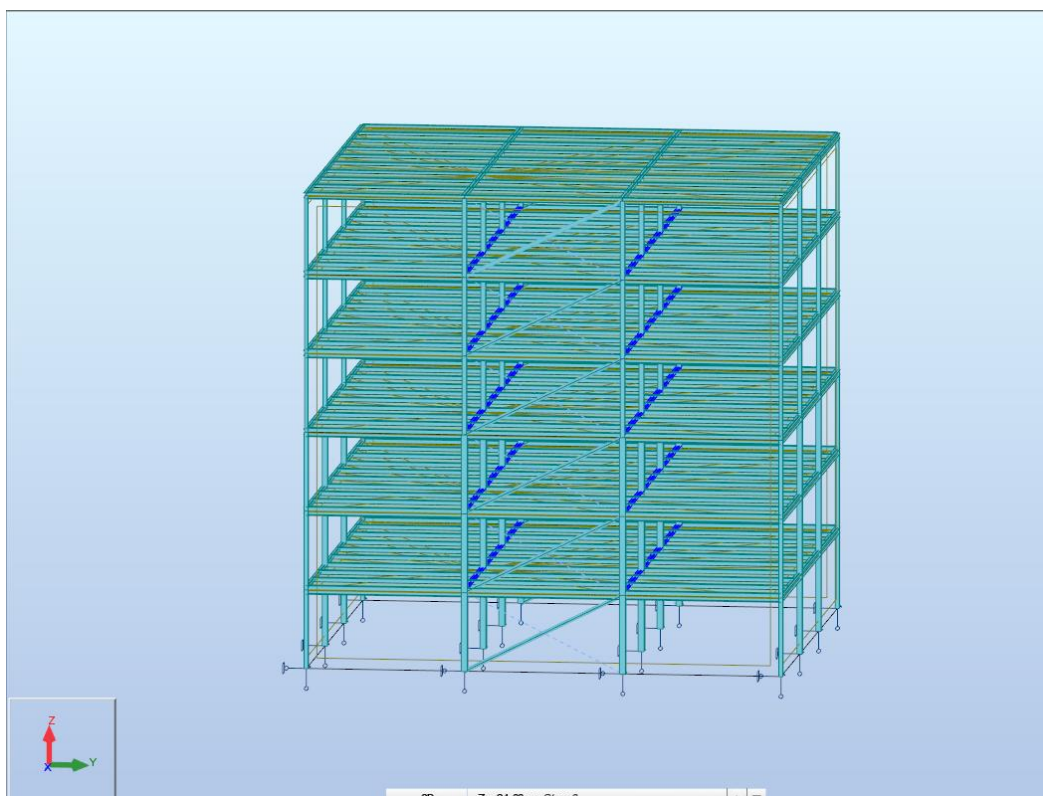
Σχήμα 3.9:Κύριες δοκοί ακραίων πλαισίων ροπής 6^{ου} ορόφου



Σχήμα 3.10: Κύριες δοκοί μεσαίων πλαισίων ροπής 6^{ου} ορόφου



Σχήμα 3.11: Κύριες δοκοί ακραίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, 3^{ου}, 4^{ου} και 5^{ου} ορόφου







Σχήμα 3.12: Κύριες δοκοί μεσαίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, 3^{ου}, 4^{ου}, και 5^{ου} ορόφου

Έπειτα με την βοήθεια του προγράμματος έγινε ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση τους. Υπενθυμίζεται ότι οι κύριες δοκοί δεν είναι συνδεδεμένες διατμητικά με την σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος και άρα ελέγχονται έναντι λυγισμού. Σημειώνεται ωστόσο ότι οι δευτερεύουσες δοκοί που συνδέονται με τις κύριες ανά 2,6m προσφέρουν σημαντική πλευρική εξασφάλιση. Έτσι τελικά οι κύριες δοκοί θα ελεγχθούν σε

- Διάτμηση
- Κάμψη
- Στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Οι τελικές διατομές προέκυψαν έπειτα από επαναλήψεις και τα φύλλα αποτελεσμάτων αυτών των μελών παρουσιάζονται στην συνέχεια.

Κύριες δοκοί ακραίων πλαισίων 6^{ου} ορόφου HEA 260

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.			
ANALYSIS TYPE: Code Group Verification			
CODE GROUP: 10 <i>topkyriesdokoiplai</i>			
MEMBER: 103 <i>Beam_103</i>	POINT: 3	COORDINATE: x = 1.00 L = 8.00 m	
LOADS:			
<i>Governing Load Case:</i> 59 ULS/1=1*1.35+2*1.35+3*1.35+4*1.35+5*1.35+6*1.50+23*0.90 (1+2+3+4+5)*1.35+6*1.50+23*0.90			
MATERIAL:			
S 355 (S 355) fy = 355.00 MPa			
 SECTION PARAMETERS: HEA 260			
h=25.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=26.0 cm	Ay=73.54 cm ²	Az=28.76 cm ²	Ax=86.82 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=10455.00 cm ⁴	Iz=3667.56 cm ⁴	Ix=46.30 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wely=836.40 cm ³	Welz=282.12 cm ³	
INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:			
N _{Ed} = 0.00 kN	My _{Ed} = -259.02 kN*m	Mz _{Ed} = -0.00 kN*m	Vy _{Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 3082.09 kN	My _{Ed,max} = -259.02 kN*m	Mz _{Ed,max} = -0.00 kN*m	Vy _{T,Rd} = 1507.36 kN
N _{b,Rd} = 2514.78 kN	My _{c,Rd} = 296.92 kN*m	Mz _{c,Rd} = 100.15 kN*m	Vz _{Ed} = -149.71 kN
			Vz _{T,Rd} = 589.40 kN
	Mb _{Rd} = 285.98 kN*m		Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			Class of section = 3
 LATERAL BUCKLING PARAMETERS:			
z = 1.00	M _{cr} = 970.24 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 0.94
L _{cr,low} = 2.80 m	Lam _{LT} = 0.55	fi _{LT} = 0.64	XLT _{mod} = 0.96
BUCKLING PARAMETERS:			
 About y axis:		 About z axis:	
Ly = 8.00 m	Lam _y = 0.32	Lz = 8.00 m	Lam _z = 0.55
L _{cr,y} = 2.72 m	Xy = 0.96	L _{cr,z} = 2.72 m	Xz = 0.82
Lamy = 24.79	kzy = 1.00	Lamz = 41.85	kzz = 1.00
VERIFICATION FORMULAS:			
<i>Section strength check:</i>			
N _{Ed} /N _{c,Rd} + My _{Ed} /My _{c,Rd} + Mz _{Ed} /Mz _{c,Rd} = 0.87 < 1.00 (6.2.1(7))			
sqrt(Sig _{x,Ed} ² + 3*(Tau _{y,Ed} +Tau _{ty,Ed}) ²)/(fy/gM0) = 0.87 < 1.00 (6.2.1(5))			
Vy _{Ed} /Vy _{T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)			
Vz _{Ed} /Vz _{T,Rd} = 0.25 < 1.00 (6.2.6-7)			
Tau _{ty,Ed} /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)			
Tau _{tz,Ed} /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)			
<i>Global stability check of member:</i>			
Lambda _y = 24.79 < Lambda _{max} = 210.00 Lambda _z = 41.85 < Lambda _{max} = 210.00 STABLE			
My _{Ed,max} /Mb _{Rd} = 0.91 < 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) = 0.91 < 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) = 0.91 < 1.00 (6.3.3(4))			
Section OK !!!			

Σχήμα 3.13: Φύλλο αποτελεσμάτων OKA για κύριες δοκούς ακραίων πλαισίων ροπής 6^{ου} ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διστασιολόγηση των δοκών αυτών είναι: $1,35 \cdot G + 1,5Q + 1,5 \cdot 0,6T(+)$

Κύριες δοκοί μεσαίων πλαισίων 6^{ου} ορόφου HEA 320

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

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 11 topkyriesdokoimesi

MEMBER: 100 Beam_100

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 8.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 59 ULS/1=1*1.35+2*1.35+3*1.35+4*1.35+5*1.35+6*1.50+23*0.90 (1+2+3+4+5)*1.35+6*1.50+23*0.90

MATERIAL:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ 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} = 0.00 kN	My _{Ed} = -492.98 kN*m	Mz _{Ed} = -0.00 kN*m	Vy _{Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 4415.06 kN	My _{Ed,max} = -492.98 kN*m	Mz _{Ed,max} = -0.00 kN*m	Vy _{T,Rd} = 2133.99 kN
N _{b,Rd} = 3783.13 kN	My _{c,Rd} = 578.02 kN*m	Mz _{c,Rd} = 251.96 kN*m	Vz _{Ed} = -288.98 kN
	MN _{y,Rd} = 578.02 kN*m	MN _{z,Rd} = 251.96 kN*m	Vz _{T,Rd} = 843.06 kN
	Mb _{Rd} = 566.32 kN*m		Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			Class of section = 2



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	M _{cr} = 2205.50 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.96
L _{cr,low} = 2.80 m	Lam _{LT} = 0.51	fi _{LT} = 0.62	XLT _{mod} = 0.98

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 8.00 m	Lam _y = 0.26
L _{cr,y} = 2.72 m	Xy = 0.98
Lamy = 20.03	ky _y = 1.00



About z axis:

Lz = 8.00 m	Lam _z = 0.47
L _{cr,z} = 2.72 m	Xz = 0.86
Lamz = 36.29	kyz = 0.84

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

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

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.73 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.34 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 20.03 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 36.29 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

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

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

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

Section OK !!!

Σχήμα 3.14: Φύλλο αποτελεσμάτων OKA για κύριες δοκούς μεσαίων πλαισίων ροπής 6^{ου} ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση των δοκών αυτών είναι: $1,35 \cdot G + 1,5Q + 1,5 \cdot 0,6T(+)$

Κύριες δοκοί ακραίων πλαισίων υπολοίπων ορόφων HEA 280

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

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 12 kyniesdokoiplai

MEMBER: 139 Beam_139

POINT: 3

COORDINATE: $x = 1.00 L = 8.00 \text{ m}$

LOADS:

Governing Load Case: 101 ULS/43=1*1.35+2*1.35+3*1.35+4*1.35+5*1.35+6*1.05+55*1.50+23... (1+2+3+4+5)*1.35+6*1.05+55*1.50+23*0.90

MATERIAL:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



SECTION PARAMETERS: HEA 280

$h=27.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=28.0 \text{ cm}$	$A_y=81.58 \text{ cm}^2$	$A_z=31.74 \text{ cm}^2$	$A_x=97.26 \text{ cm}^2$
$tw=0.8 \text{ cm}$	$I_y=13673.30 \text{ cm}^4$	$I_z=4762.64 \text{ cm}^4$	$I_x=56.50 \text{ cm}^4$
$tf=1.3 \text{ cm}$	$W_{ely}=1012.84 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=340.19 \text{ cm}^3$	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{,Ed} = 0.00 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -324.01 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 2.56 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -5.26 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 3452.89 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -324.01 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = 5.55 \text{ kN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 1672.09 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 2893.88 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 359.56 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 120.77 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -161.21 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 650.62 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 350.97 \text{ kN*m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN*m}$
			Class of section = 3



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 1323.76 \text{ kN*m}$	Curve,LT - b	$XLT = 0.95$
$L_{cr,low} = 2.80 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.52$	$f_{l,LT} = 0.62$	$XLT_{mod} = 0.98$

BUCKLING PARAMETERS:

	About y axis:		About z axis:
$L_y = 8.00 \text{ m}$	$Lam_y = 0.30$	$L_z = 8.00 \text{ m}$	$Lam_z = 0.51$
$L_{cr,y} = 2.72 \text{ m}$	$X_y = 0.96$	$L_{cr,z} = 2.72 \text{ m}$	$X_z = 0.84$
$Lam_y = 22.94$	$kzy = 1.00$	$Lam_z = 38.87$	$kzz = 1.00$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.92 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{y,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y / gM0) = 0.90 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$Lambda_{y} = 22.94 < Lambda_{max} = 210.00 \quad Lambda_{z} = 38.87 < Lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$$

$$N_{,Ed} / (X_y * N_{Rk} / gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{,Ed} / (X_z * N_{Rk} / gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.15: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για κύριες δοκούς ακραίων πλαισίων ροπήs 1^{ov}, 2^{ov}, 3^{ov}, 4^{ov}, και 5^{ov} ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση των δοκών αυτών είναι: $1,35 \cdot G + 1,5W_x (+) + 1,5 \cdot 0,7Q + 1,5 \cdot 0,6T (+)$

Κύριες δοκοί μεσαίων πλαισίων υπολοίπων ορόφων HEA 340

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

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 13 kyriesdokoimesi

MEMBER: 145 Beam_145

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 8.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 101 ULS/43=1*1.35+2*1.35+3*1.35+4*1.35+5*1.35+6*1.05+55*1.50+21... (1+2+3+4+5)*1.35+6*1.05+55*1.50+21*0.90

MATERIAL:

S 355 (S 355) fy = 355.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 340

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=110.39 cm ²	Az=44.95 cm ²	Ax=133.47 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=27693.10 cm ⁴	Iz=7436.00 cm ⁴	Ix=123.00 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=1850.62 cm ³	Wplz=755.96 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 0.00 kN	My _{Ed} = -599.48 kN*m	Mz _{Ed} = 0.00 kN*m	Vy _{Ed} = -0.01 kN
N _{c,Rd} = 4738.29 kN	My _{Ed,max} = -599.48 kN*m	Mz _{Ed,max} = 0.01 kN*m	Vy _{T,Rd} = 2262.50 kN
N _{b,Rd} = 4055.05 kN	My _{c,Rd} = 656.97 kN*m	Mz _{c,Rd} = 268.37 kN*m	Vz _{Ed} = -275.32 kN
	MN _{y,Rd} = 656.97 kN*m	MN _{z,Rd} = 268.37 kN*m	Vz _{T,Rd} = 921.30 kN
	Mb _{Rd} = 643.47 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	Mcr = 2499.18 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 0.95
Lcr,low=2.80 m	Lam _{LT} = 0.51	fi _{LT} = 0.62	XLT _{mod} = 0.98

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:	About z axis:		
Ly = 8.00 m	Lam _y = 0.25	Lz = 8.00 m	Lam _z = 0.48
Lcr,y = 2.72 m	Xy = 0.98	Lcr,z = 2.72 m	Xz = 0.86
Lamy = 18.88	ky _y = 1.00	Lam _z = 36.44	ky _z = 0.85

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

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

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.83 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 18.88 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 36.44 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.48 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.16: Φύλλο αποτελεσμάτων για κύριες δοκούς μεσαίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, 3^{ου}, 4^{ου}, και 5^{ου} ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση των δοκών αυτών είναι: $1,35 \cdot G + 1,5W_x (+) + 1,5 \cdot 0,7Q + 1,5 \cdot 0,6T(-)$

ΟΚΛ

Στην συνέχεια με για τις ίδιες διατομές έγιναν και οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας όπως φαίνεται στα παρακάτω φύλλα ,και ικανοποιούνται πλήρως.

Κύριες δοκοί ακραίων πλαισίων 6^{ου} ορόφου HEA 260

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

CODE GROUP: 10 topkyriesdokoiplai
MEMBER: 103 Beam_103

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 260

ht=25.0 cm	Ay=65.00 cm ²	Az=18.75 cm ²	Ax=86.82 cm ²
bf=26.0 cm	Iy=10455.00 cm ⁴	Iz=3667.56 cm ⁴	Ix=46.30 cm ⁴
tw=0.8 cm	Wely=836.40 cm ³	Welz=282.12 cm ³	
tf=1.3 cm			

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 3.2 cm Verified
Governing Load Case: 246 SLS:CHR/22=1*1.00+2*1.00+3*1.00+4*1.00+5*1.00+6*0.70+55... (1+2+3+4+5+55)*1.00+6*0.70+23*0.60
uz = 2.7 cm < uz max = L/250.00 = 3.2 cm Verified
Governing Load Case: 225 SLS:CHR/1=1*1.00+2*1.00+3*1.00+4*1.00+5*1.00+6*1.00+23*0.60... (1+2+3+4+5+6)*1.00+23*0.60
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/300.00 = 2.7 cm Verified
Governing Load Case: 0.7*6 + 1*7 + 1*16 + 1*15 + 1*17 + 1*18 + 1*19 + 0.6*23
u inst,z = 1.3 cm < u inst,max,z = L/300.00 = 2.7 cm Verified
Governing Load Case: 1*6 + 0.6*23



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

Σχήμα 3.17: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για κύριες δοκούς ακραίων πλαισίων ροπής 6^{ου} ορόφου

Κύριες δοκοί μεσαίων πλαισίων 6^{ου} ορόφου HEA 320

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

CODE GROUP: 11 topkyriesdokoimesi
MEMBER: 102 Beam_102

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 320

ht=31.0 cm	Ay=93.00 cm ²	Az=27.90 cm ²	Ax=124.37 cm ²
bf=30.0 cm	Iy=22928.60 cm ⁴	Iz=6985.24 cm ⁴	Ix=102.00 cm ⁴
tw=0.9 cm	Wely=1479.26 cm ³	Welz=465.68 cm ³	
tf=1.6 cm			

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 3.2 cm Verified
Governing Load Case: 250 SLS:CHR/26=1*1.00+2*1.00+3*1.00+4*1.00+5*1.00+6*0.70+56... (1+2+3+4+5+56)*1.00+6*0.70+23*0.60
uz = 2.3 cm < uz max = L/250.00 = 3.2 cm Verified
Governing Load Case: 225 SLS:CHR/1=1*1.00+2*1.00+3*1.00+4*1.00+5*1.00+6*1.00+23*0.60... (1+2+3+4+5+6)*1.00+23*0.60
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/300.00 = 2.7 cm Verified
Governing Load Case: 0.7*6 + 1*7 + 1*14 + 1*9 + 1*11 + 1*12 + 1*20 + 0.6*23
u inst,z = 1.1 cm < u inst,max,z = L/300.00 = 2.7 cm Verified
Governing Load Case: 1*6 + 0.6*23



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

Σχήμα 3.18: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για κύριες δοκούς μεσαίων πλαισίων ροπής 6^{ου} ορόφου

Κύριες δοκοί ακραίων πλαισίων υπολοίπων ορόφων HEA 280

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

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 12 kyriesdokoiplai

MEMBER: 123 Beam_123

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):

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

Governing Load Case: 258 SLS:CHR/34=1*1.00+2*1.00+3*1.00+4*1.00+5*1.00+6*0.70+58... (1+2+3+4+5+58)*1.00+6*0.70+23*0.60

uz = 2.0 cm < uz max = L/250.00 = 3.2 cm Verified

Governing Load Case: 225 SLS:CHR/1=1*1.00+2*1.00+3*1.00+4*1.00+5*1.00+6*1.00+23*0.60... (1+2+3+4+5+6)*1.00+23*0.60

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

Governing Load Case: 0.7*6 + 1*8 + 1*14 + 1*9 + 1*11 + 1*12 + 1*20 + 0.6*23

u inst,z = 0.9 cm < u inst,max,z = L/300.00 = 2.7 cm Verified

Governing Load Case: 1*6 + 0.6*7 + 0.6*14 + 0.6*9 + 0.6*11 + 0.6*12 + 0.6*20 + 0.6*23



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

Σχήμα 3.19: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για κύριες δοκούς ακραίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, 3^{ου}, 4^{ου}, και 5^{ου} ορόφου

Κύριες δοκοί μεσαίων πλαισίων υπολοίπων ορόφων HEA 340

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

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 13 kyriesdokoimesi

MEMBER: 163 Beam_163

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 340

ht=33.0 cm

bf=30.0 cm

tw=0.9 cm

tf=1.7 cm

Ay=99.00 cm²

Iy=27693.10 cm⁴

Wely=1678.37 cm³

Az=31.35 cm²

Iz=7436.00 cm⁴

Welz=495.73 cm³

Ax=133.47 cm²

Ix=123.00 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

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

Governing Load Case: 8 Wind Simulation Y

uz = 1.7 cm < uz max = L/250.00 = 3.2 cm Verified

Governing Load Case: 233 SLS:CHR/9=1*1.00+2*1.00+3*1.00+4*1.00+5*1.00+6*1.00+56*0.60... (1+2+3+4+5+6)*1.00+(56+23)*0.60

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

Governing Load Case: 1*8 + 1*16 + 1*15 + 1*17 + 1*18 + 1*19 + 0.6*23

u inst,z = 0.8 cm < u inst,max,z = L/300.00 = 2.7 cm Verified

Governing Load Case: 1*6 + 0.6*7 + 0.6*14 + 0.6*9 + 0.6*11 + 0.6*12 + 0.6*20 + 0.6*23



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

Σχήμα 3.20: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για κύριες δοκούς μεσαίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, 3^{ου}, 4^{ου}, και 5^{ου} ορόφου

3.6 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

Η βάση των υποστυλωμάτων λαμβάνεται ως πάκτωση στην διεύθυνση X και ως άρθρωση στην διεύθυνση Y. Τοποθετούνται με κατάλληλο προσανατολισμό, ώστε οι ισχυροί τους άξονες να ενεργοποιούνται για φορτία εντός των πλαισίων ροπής. Τα υποστυλώματα χωρίστηκαν σε 8 κατηγορίες για τους ίδιους λόγους που έγινε και η κατηγοριοποίηση των κυρίων δοκών και επιπλέον χωρίστηκε η κατασκευή στην μέση καθ' ύψος, με στόχο την χρήση 2 δοκών των 12 μέτρων ο καθένας για την κατασκευή του συνολικού υποστυλώματος. Οι σιδηροδοκοί παράγονται από τα εργοστάσια χάλυβα σε μήκος 12 μέτρων συνήθως και έτσι επιτυγχάνεται οικονομία, αφού δεν περισσεύει κάποιο κομμάτι.

Γωνιακά υποστυλώματα 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Κεντρικά υποστυλώματα 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

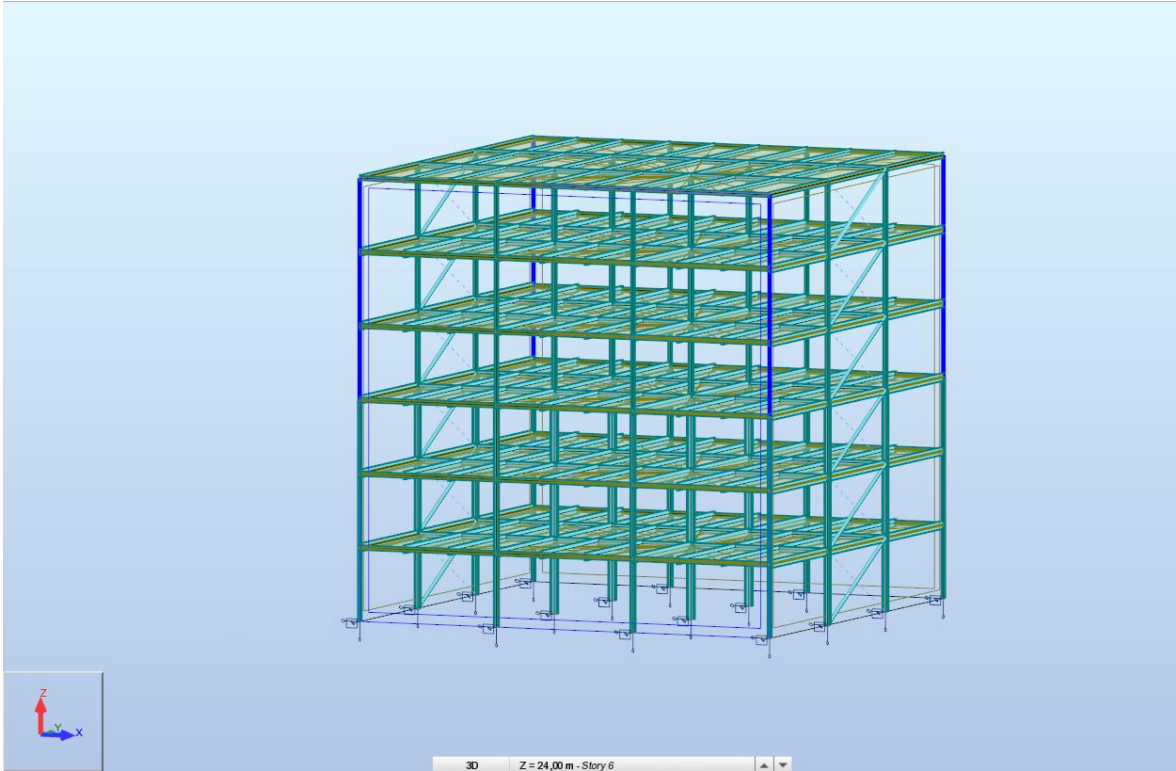
Ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Γωνιακά υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

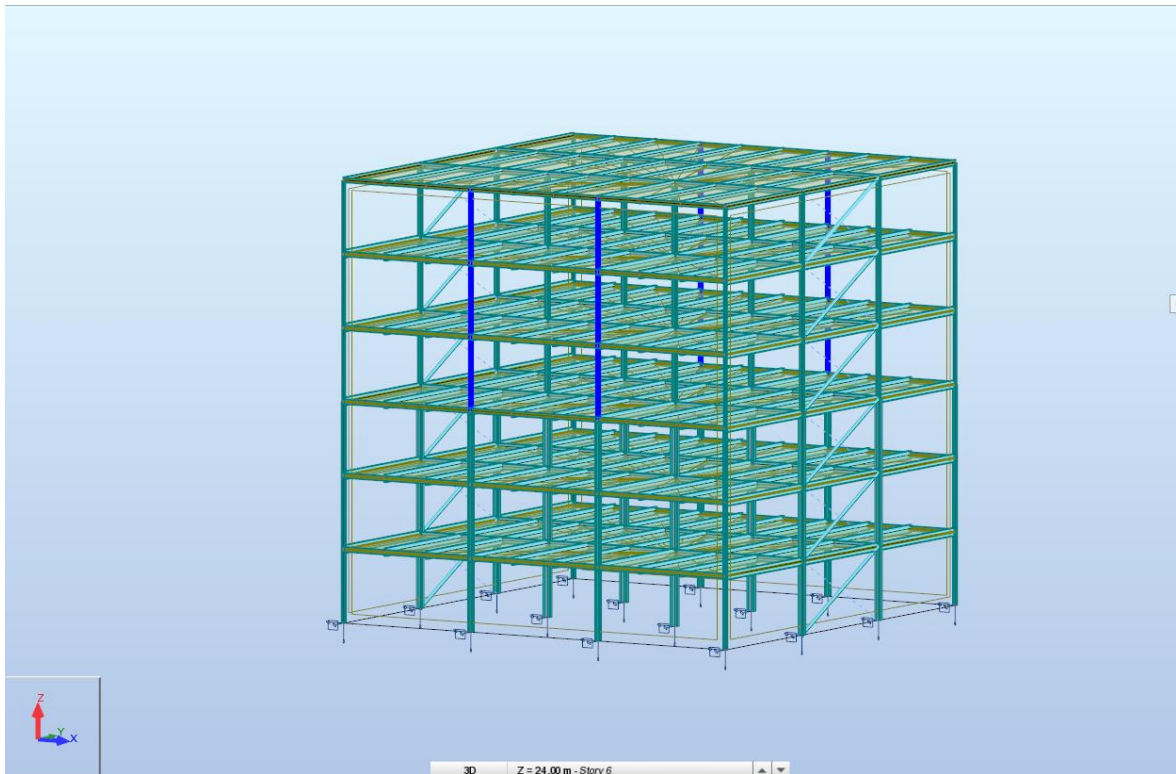
Μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Κεντρικά υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

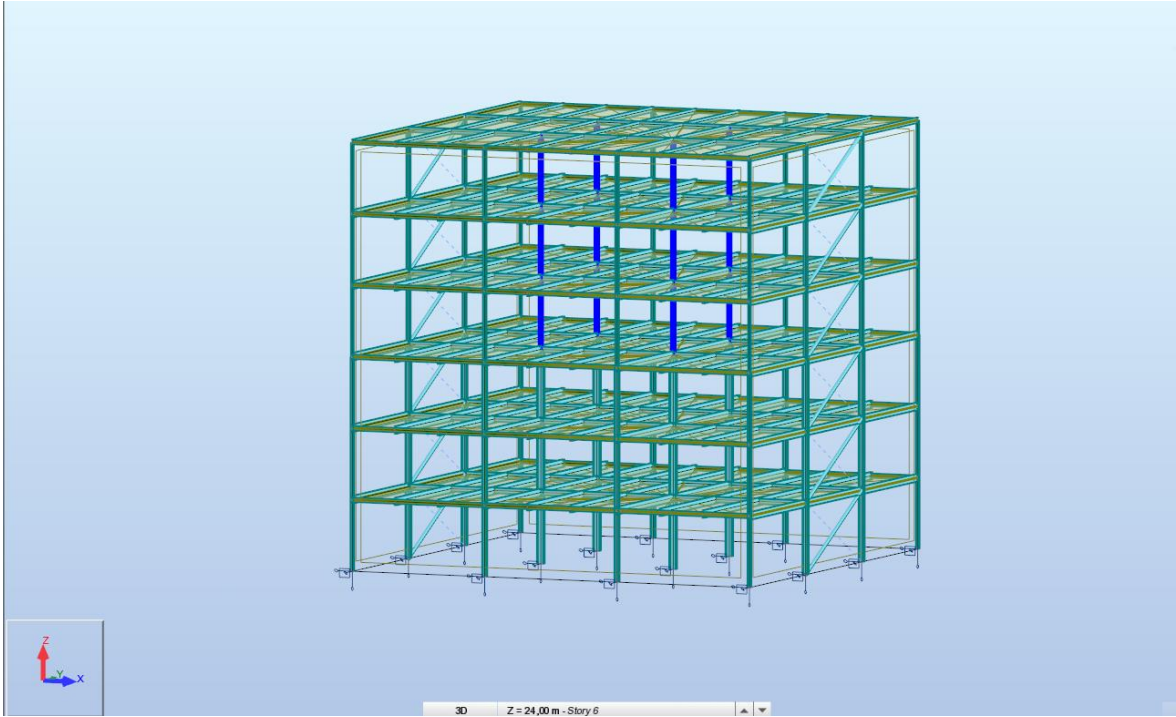
Ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου



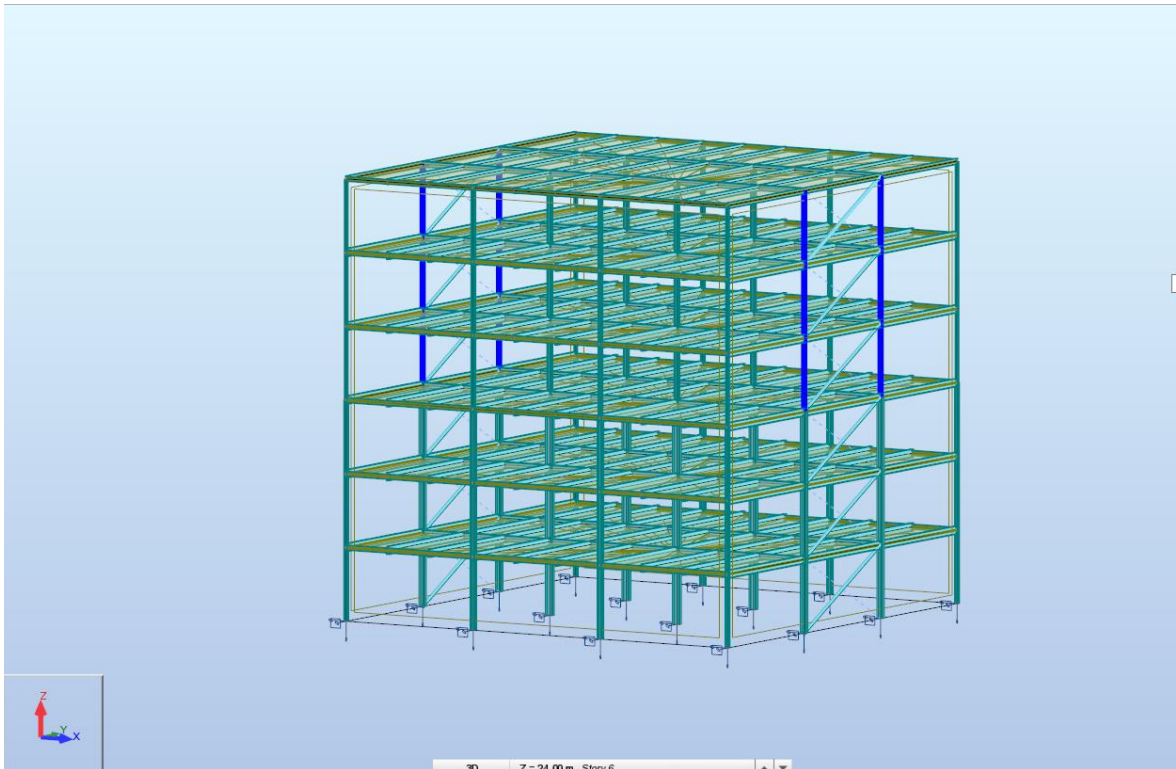
Σχήμα 2.21: Γωνιακά υποστυλώματα 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου



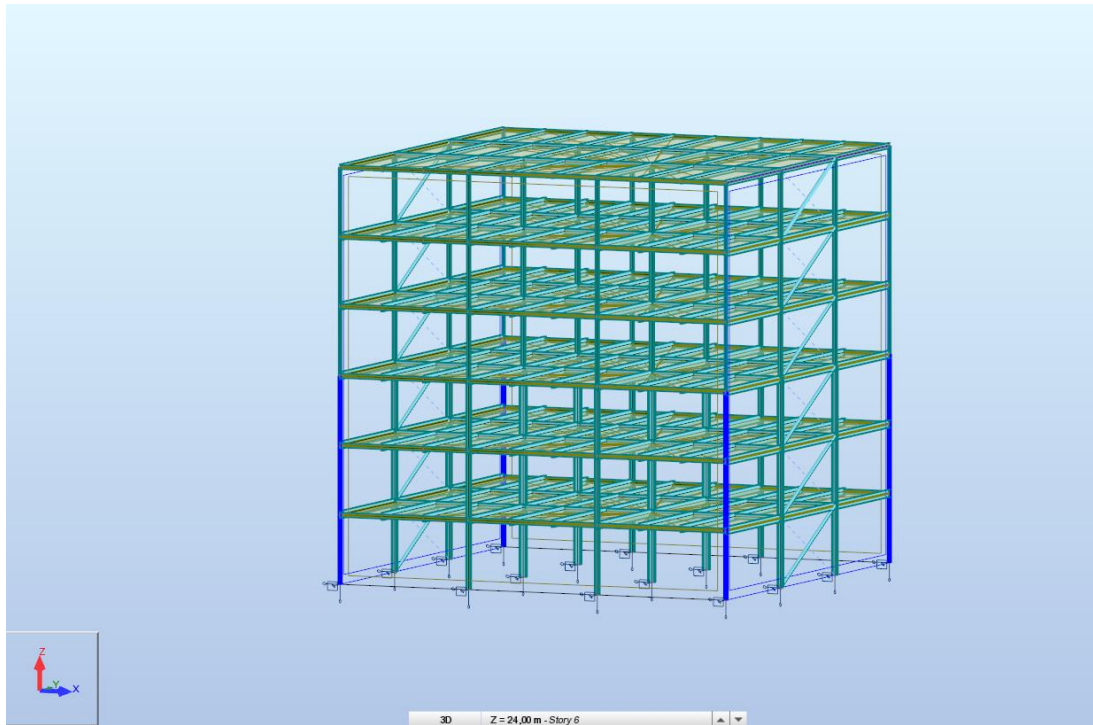
Σχήμα 3.22: Μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου



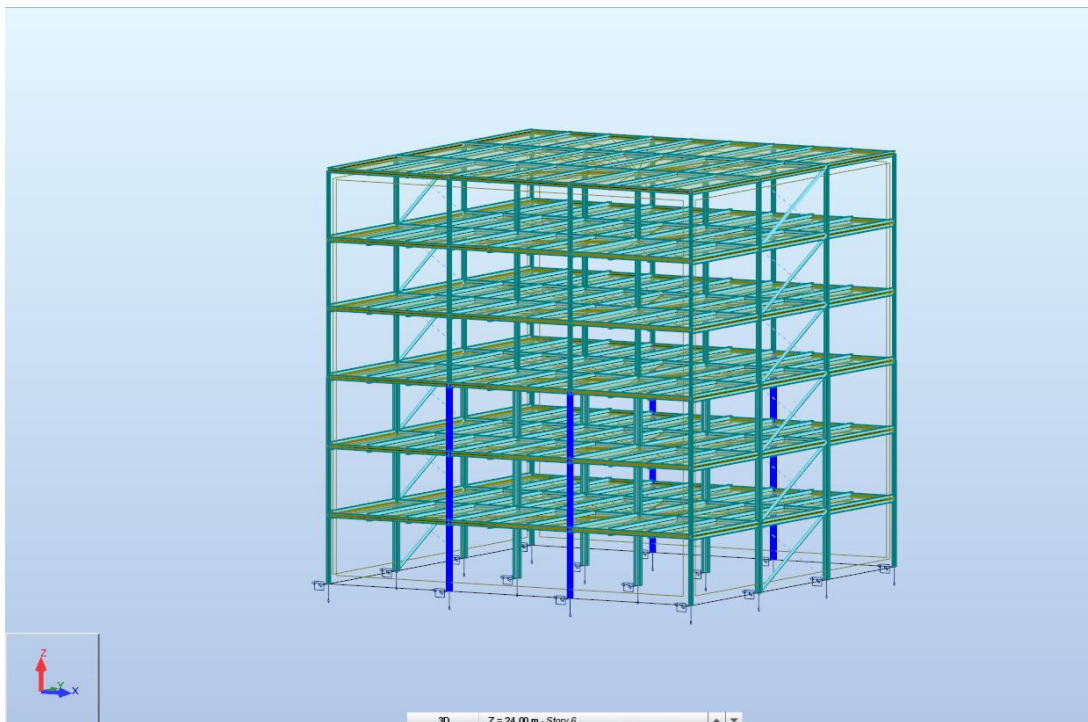
Σχήμα 3.23: Κεντρικά υποστυλώματα 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου



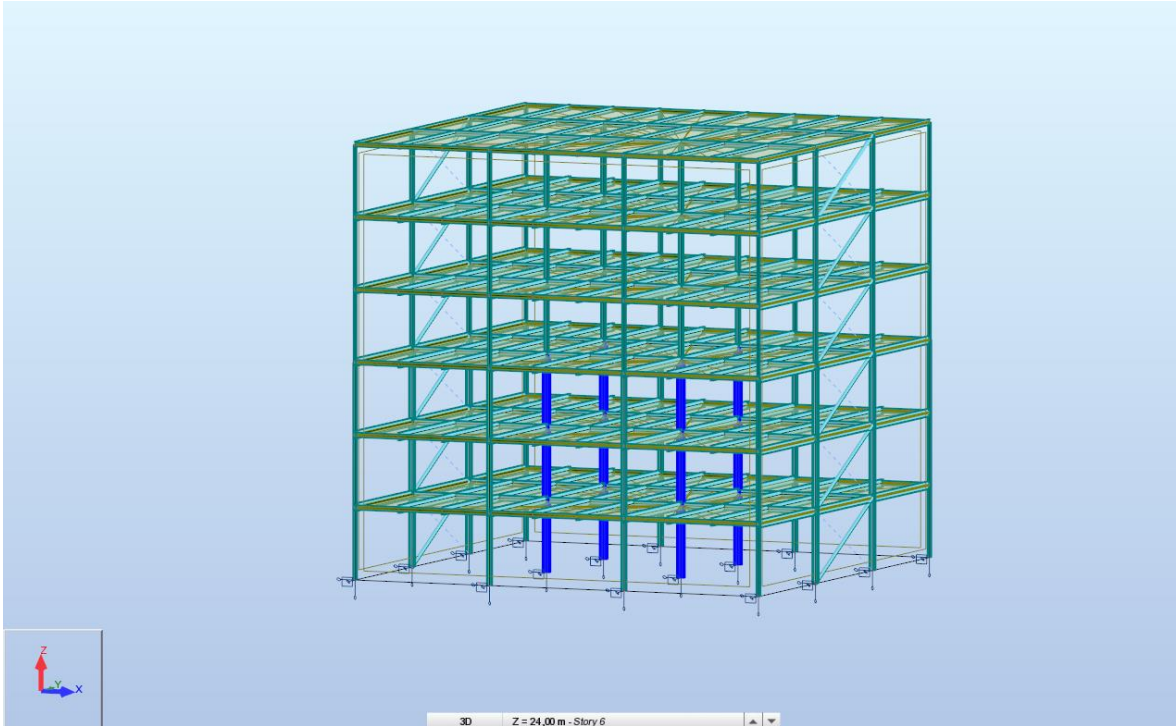
Σχήμα 3.24: Ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου



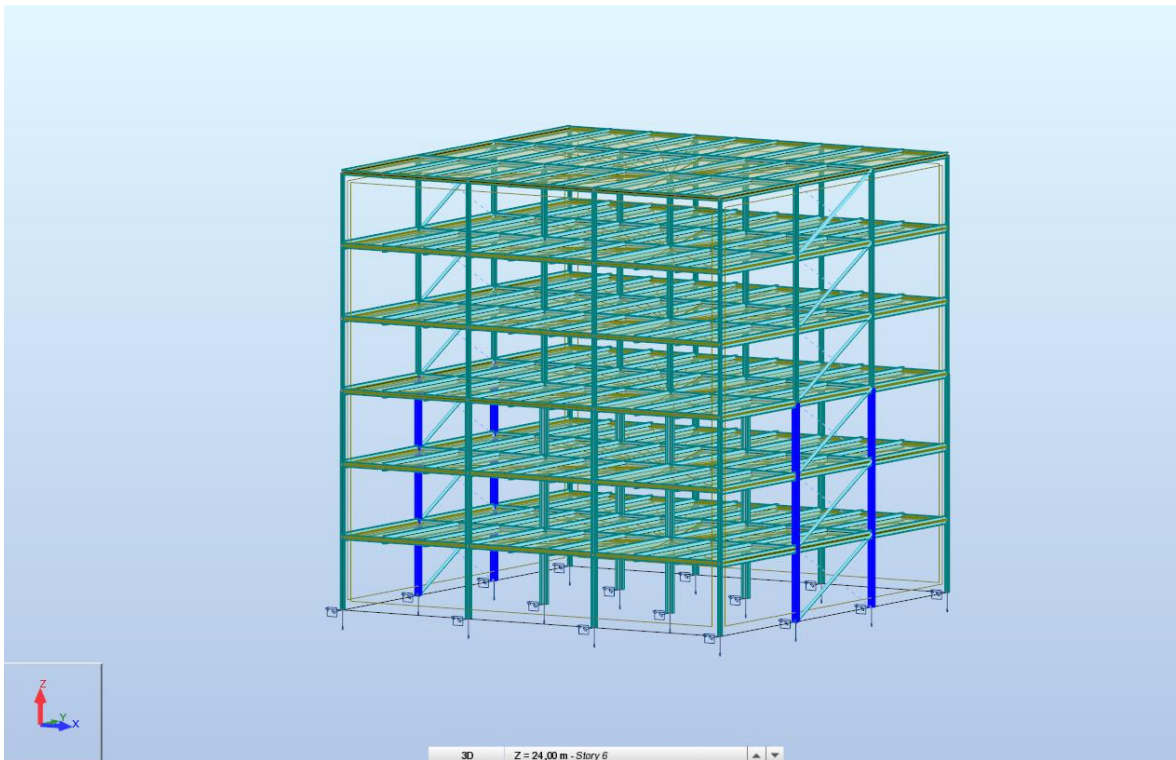
Σχήμα 3.25: Γωνιακά υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου



Σχήμα 3.26: Μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου



Σχήμα 3.27: Κεντρικά υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου



Σχήμα 3.28: Ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Με την βοήθεια του προγράμματος έγιναν όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι και μετά από επαναλήψεις προέκυψαν οι παρακάτω διατομές.

Γωνιακά υποστυλώματα 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου HEB 160

Code: 1 top columns gon
 Bar: 68 Column_68
 Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 2.00 m
 Load case: 63 ULS/5=1*1.35+2*1.35+3*1.35+4*1.35+5*1.35+6*1.50+55*0

Section OK

HEB 160

Simplified results Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 569.73 kN	M _{y,Ed} = 4.67 kN*m	M _{z,Ed} = -1.12 kN*m	V _{y,Ed} = 0.01 kN
N _{c,Rd} = 1925.92 kN	M _{y,Ed,max} = 81.08 kN*m	M _{z,Ed,max} = 1.73 kN*m	V _{y,T,Rd} = 941.40 kN
N _{b,Rd} = 754.52 kN	M _{y,c,Rd} = 125.66 kN*m	M _{z,c,Rd} = 60.34 kN*m	V _{z,Ed} = 38.99 kN
	M _{N,y,Rd} = 100.17 kN*m	M _{N,z,Rd} = 59.94 kN*m	V _{z,T,Rd} = 360.55 kN
	M _{b,Rd} = 125.66 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

z = 0.00	M _{cr} = 520.24 kN*m	Curve,LT - b	X _{LT} = 0.96
L _{cr,upp} = 4.00 m	Lam _{LT} = 0.49	f _{i,LT} = 0.61	X _{LT,mod} = 1.00

BUCKLING y

L _y = 4.00 m	Lam _y = 1.13
L _{cr,y} = 5.85 m	X _y = 0.52
Lam _y = 86.28	k _{zy} = 0.23

BUCKLING z

L _z = 4.00 m	Lam _z = 1.29
L _{cr,z} = 4.00 m	X _z = 0.39
Lam _z = 98.80	k _{zz} = 1.85

SECTION CHECK

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.30 < 1.00 (6.2.4.(1))
 V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00 (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 86.28 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 98.80 < Lam_{max} = 210.00 STABLE
 N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(X_{LT}*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.95 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.29: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για γωνιακά υποστυλώματα 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση των δοκών αυτών είναι: $1,35 \cdot G + 1,5Q + 0,9T(-) + 0,9W_x(+)$

Μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου HEB 200

Code 2 top columns per
Bar: 83 Column_83
Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 2.00 m
Load case: 63 ULS/5=1*1.35+2*1.35+3*1.35+4*1.35+5*1.35+6*1.50+55*0

Section OK

HEB 200

Simplified results Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 1172.48 kN	M _{y,Ed} = 3.71 kN*m	M _{z,Ed} = -3.17 kN*m	V _{y,Ed} = 0.06 kN
N _{c,Rd} = 2771.88 kN	M _{y,Ed,max} = 54.84 kN*m	M _{z,Ed,max} = 5.26 kN*m	V _{y,T,Rd} = 1353.17 kN
N _{b,Rd} = 1443.46 kN	M _{y,c,Rd} = 228.12 kN*m	M _{z,c,Rd} = 108.57 kN*m	V _{z,Ed} = 25.59 kN
	M _{N,y,Rd} = 148.86 kN*m	M _{N,z,Rd} = 101.83 kN*m	V _{z,T,Rd} = 508.94 kN
	M _{b,Rd} = 228.12 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

z = 0.00	M _{cr} = 1165.46 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.98
L _{cr,upp} = 4.00 m	Lam _{LT} = 0.44	f _{i,LT} = 0.58	XLT,mod = 1.00

BUCKLING y

L _y = 4.00 m	Lam _y = 0.94
L _{cr,y} = 6.15 m	X _y = 0.63
Lam _y = 72.06	k _{zy} = 0.26

BUCKLING z

L _z = 4.00 m	Lam _z = 1.03
L _{cr,z} = 4.00 m	X _z = 0.52
Lam _z = 78.97	k _{zz} = 1.66

SECTION CHECK

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.42 < 1.00 (6.2.4.(1))
V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)

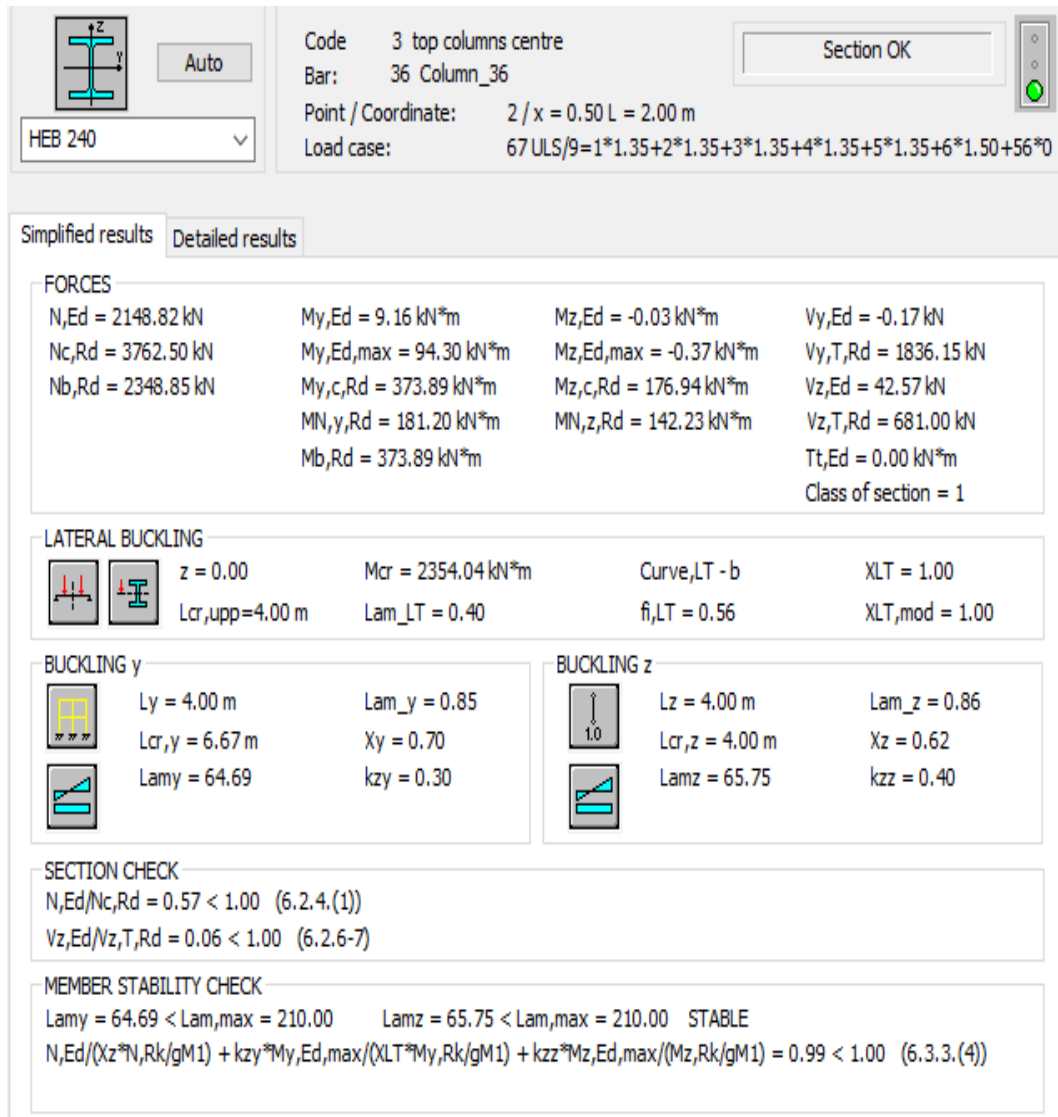
MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 72.06 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 78.97 < Lam_{max} = 210.00 STABLE
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) = 0.96 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.30: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση των δοκών αυτών είναι: $1,35 \cdot G + 1,5Q + 0,9T(-) + 0,9W_x(+)$

Κεντρικά υποστυλώματα 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου HEB 240



Σχήμα 3.31: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για κεντρικά υποστυλώματα 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση των δοκών αυτών είναι: $1,35 \cdot G + 1,5Q + 0,9T (+) + 0,9W_x (-)$

Ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροής 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου HEB 220

Code 5 top columns mesaiaplaisia akri
Bar: 50 Column_50
Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 2.00 m
Load case: 67 ULS/9=1*1.35+2*1.35+3*1.35+4*1.35+5*1.35+6*1.50+56*0

Section OK

Simplified results Detailed results

FORCES

N,Ed = 1103.69 kN	My,Ed = 14.46 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = -0.13 kN
Nc,Rd = 3231.96 kN	My,Ed,max = 180.59 kN*m	Mz,Ed,max = -0.28 kN*m	Vy,T,Rd = 1570.01 kN
Nb,Rd = 1866.23 kN	My,c,Rd = 293.62 kN*m	Mz,c,Rd = 139.83 kN*m	Vz,Ed = 83.27 kN
	MN,y,Rd = 218.07 kN*m	MN,z,Rd = 136.75 kN*m	Vz,T,Rd = 572.27 kN
	Mb,Rd = 293.62 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

z = 0.00	Mcr = 1674.17 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.99
Lcr,upp=4.00 m	Lam_LT = 0.42	fi,LT = 0.57	XLT,mod = 1.00

BUCKLING y

Ly = 4.00 m	Lam_y = 0.97
Lcr,y = 6.97 m	Xy = 0.62
Lamy = 73.93	kyy = 0.56

BUCKLING z

Lz = 4.00 m	Lam_z = 0.94
Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.58
Lamz = 71.58	kyz = 0.32

SECTION CHECK

N,Ed/Nc,Rd = 0.34 < 1.00 (6.2.4.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.15 < 1.00 (6.2.6-7)

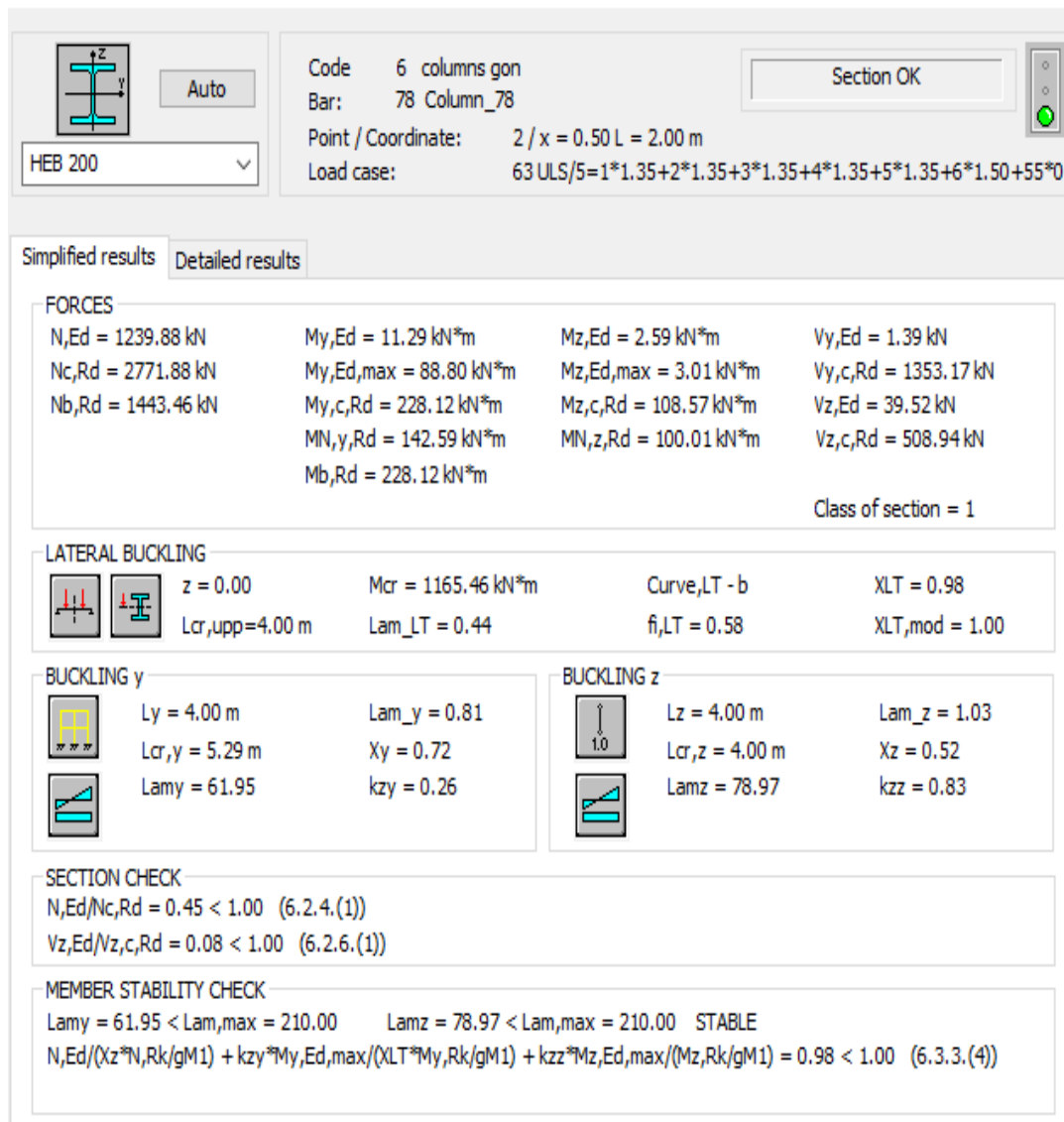
MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 73.93 < Lam,max = 210.00 Lamz = 71.58 < Lam,max = 210.00 STABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.90 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.32: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροής 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση των δοκών αυτών είναι: $1,35 \cdot G + 1,5Q + 0,9W_x (-) + 0,9T(+)$

Γωνιακά υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου HEB 200



Σχήμα 3.33: Φύλλο αποτελεσμάτων OKA για γωνιακά υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση των δοκών αυτών είναι: $1,35 \cdot G + 1,5Q + 0,9W_x (+) + 0,9T (-)$

Μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροής 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου HEB 260

Code 7 columns per
Bar: 94 Column_94
Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
Load case: 63 ULS/5=1*1.35+2*1.35+3*1.35+4*1.35+5*1.35+6*1.50+55*0

Section OK

HEB 260

Simplified results Detailed results

FORCES

N,Ed = 2418.02 kN	My,Ed = -79.07 kN*m	Vy,Ed = 10.52 kN
Nc,Rd = 4204.76 kN	My,Ed,max = -79.07 kN*m	Mz,Ed,max = 7.70 kN*m
Nb,Rd = 2797.15 kN	My,c,Rd = 455.46 kN*m	Mz,c,Rd = 213.80 kN*m
	MN,y,Rd = 218.90 kN*m	Vz,Ed = 27.60 kN
	Mb,Rd = 455.46 kN*m	Vz,c,Rd = 770.52 kN

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

z = 0.00	Mcr = 2895.08 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,low=4.00 m	Lam_LT = 0.40	fi,LT = 0.56	XLT,mod = 1.00

BUCKLING y

Ly = 4.00 m	Lam_y = 0.64
Lcr,y = 5.53 m	Xy = 0.81
Lamy = 49.28	kyy = 0.74

BUCKLING z

Lz = 4.00 m	Lam_z = 0.80
Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.67
Lamz = 60.75	kzy = 0.37

SECTION CHECK

N,Ed/Nc,Rd = 0.58 < 1.00 (6.2.4.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.6.(1))

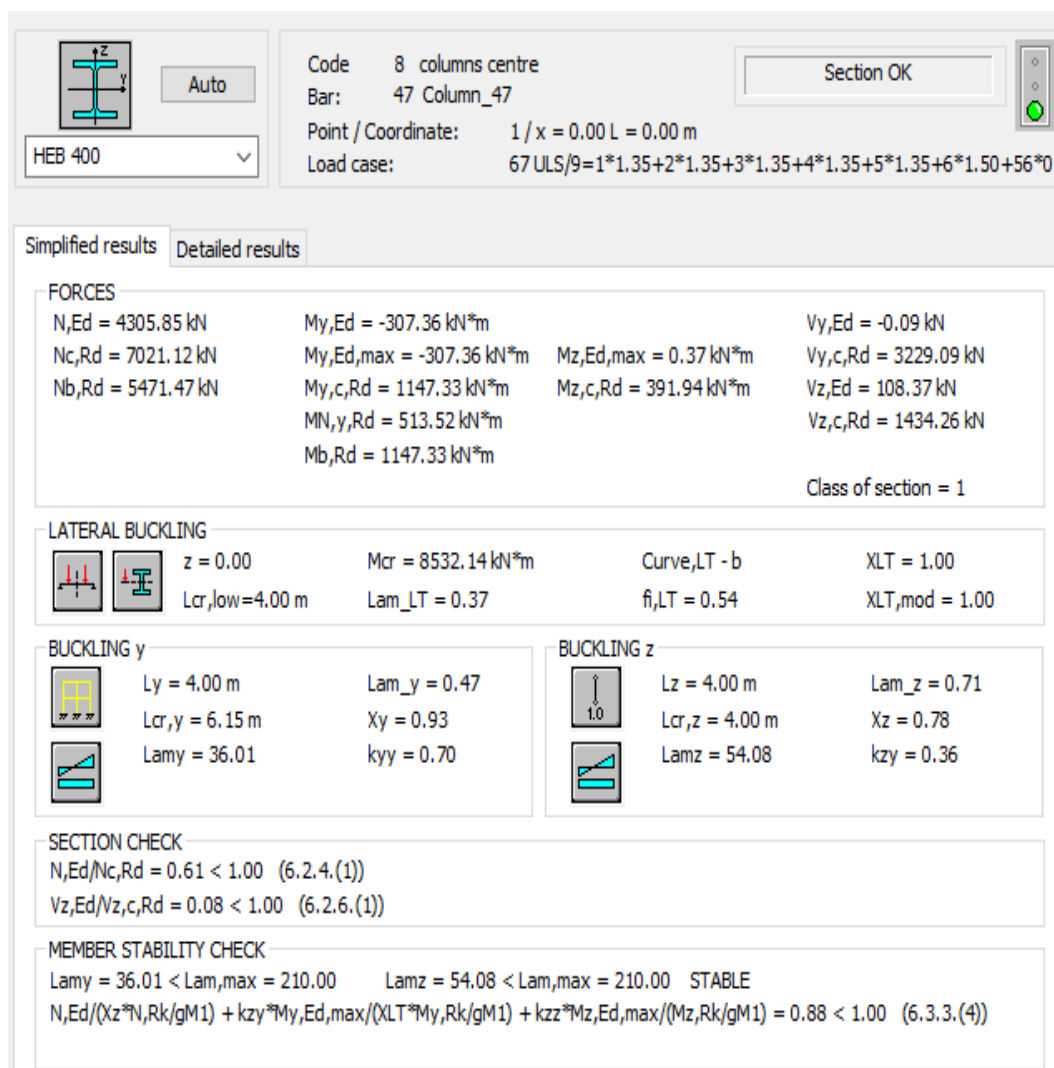
MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 49.28 < Lam,max = 210.00 Lamz = 60.75 < Lam,max = 210.00 STABLE
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.96 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.34: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροής 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση των δοκών αυτών είναι: $1,35 \cdot G + 1,5Q + 0,9W_x (+) + 0,9T(+)$

Κεντρικά υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου HEB 400



Σχήμα 3.35: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για Κεντρικά υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση των δοκών αυτών είναι: $1,35 \cdot G + 1,5Q + 0,9W_x (-) + 0,9T(-)$

Ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροής 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου HEB300

Code: 4 columns mesaia plai
 Bar: 63 Column_63
 Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 2.00 m
 Load case: 113 ULS/55=1*1.35+2*1.35+3*1.35+4*1.35+5*1.35+6*1.05+58

Section OK

HEB 300

Auto

Simplified results Detailed results

FORCES

$N_{,Ed} = 3054.75 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -34.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 1.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.64 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 5292.27 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -119.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 2.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,c,Rd} = 2586.55 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 3865.55 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 663.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 308.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -45.70 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 317.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 247.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 972.08 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 663.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$		

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

$z = 0.00$	$M_{cr} = 5463.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Curve,LT -b	$X_{LT} = 1.00$
$L_{cr,low} = 4.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.35$	$f_{i,LT} = 0.54$	$X_{LT,mod} = 1.00$

BUCKLING y

$L_y = 4.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.61$
$L_{cr,y} = 6.02 \text{ m}$	$\chi_y = 0.83$
$\lambda_{m,y} = 46.31$	$k_{zy} = 0.35$

BUCKLING z

$L_z = 4.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 0.69$
$L_{cr,z} = 4.00 \text{ m}$	$\chi_z = 0.73$
$\lambda_{m,z} = 52.78$	$k_{zz} = 0.69$

SECTION CHECK

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.58 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

$\lambda_{m,y} = 46.31 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 52.78 < \lambda_{m,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{,Ed}/(\chi_z \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.86 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.36: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροής 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση των δοκών αυτών είναι: $1,35 \cdot G + 1,5W_y(-) + 1,05Q + 0,9T(-)$


Για τις ομάδες υποστυλωμάτων οι έλεγχοι ΟΚΛ έγιναν όπως προαναφέρθηκε με τον περιορισμό $u < h/150$.

Γωνιακά υποστυλώματα 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Member node displacements		
	$v_x = 1.7 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 250	
	$v_y = 0.6 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 258	


Σχήμα 3.37: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για γωνιακά υποστυλώματα 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Member node displacements		
	$v_x = 1.7 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 250	
	$v_y = 0.6 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 258	


Σχήμα 3.38: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Κεντρικά υποστυλώματα 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Member node displacements		
	$v_x = 1.7 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 250	
	$v_y = 0.6 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 258	

Σχήμα 3.39: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για κεντρικά υποστυλώματα 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Member node displacements		
	$v_x = 1.7 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 250	
	$v_y = 0.6 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 258	


Σχήμα 3.40: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής 4^{ου}, και 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου

Γωνιακά υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Member node displacements		
	$v_x = 1.7 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 246	
	$v_y = 0.9 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 258	


Σχήμα 3.41: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για γωνιακά υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Member node displacements		
	$v_x = 1.7 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 246	
	$v_y = 0.9 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 258	

Σχήμα 3.42: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Κεντρικά υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Member node displacements		
	$v_x = 1.7 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 250	
	$v_y = 0.9 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 258	

Σχήμα 3.43: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για κεντρικά υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Member node displacements		
	$v_x = 1.7 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 250	
	$v_y = 0.9 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Verified
	Governing load case: 258	

Σχήμα 3.44: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για Ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής 1^{ου}, 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

4 Αντισεισμικός σχεδιασμός

4.1 Εισαγωγή

Στόχος του ικανοτικού σχεδιασμού, ο οποίος βασίζεται στον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1[13], είναι η αποφυγή της ολικής ή μερικής κατάρρευσης μιας κατασκευής για σεισμό μεγαλύτερο από τον σεισμό σχεδιασμού. Για να αποφευχθεί μια τέτοια περίπτωση η κατασκευή πρέπει να ικανοποιεί κάποιες επιπλέον προϋποθέσεις. Πρώτον, η κατασκευή πρέπει να αποκρίνεται πλάστιμα στην μετελαστική περιοχή, δηλαδή οι διατομές να μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση και να έχουν στροφική ικανότητα. Έπειτα σύμφωνα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό αποφεύγονται οι πιθανές ψαθυρές μορφές αστοχίας, γιατί δεν δίνουν την δυνατότητα αντίδρασης στον χρήστη. Επιπλέον μία προϋπόθεση του αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου, δηλαδή είναι προτιμητέο να πλαστικοποιηθούν τα άκρα των δοκών, παρά τα άκρα των υποστυλωμάτων. Αυτή η προϋπόθεση επιτυγχάνεται μέσω του ικανοτικού ελέγχου κόμβων. Ικανοτικές δράσεις είναι οι δράσεις που προκύπτουν, όταν στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται η ροπή αντοχής της διατομής.

Υπάρχουν τρεις κατηγορίες πλαστιμότητας, όπως φαίνεται στον Πίνακα 4.1, η χαμηλή, η μέτρια και η υψηλή και ανάλογα με την κατηγορία γίνεται και η επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Για το κτίριο μας επιλέχθηκε ΚΠΜ και $q=3$, αφού ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II. Επίσης όπως φαίνεται στον Πίνακα 4.3, οι διατομές του φορέα πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2.

Πίνακας 4.1: Κατηγορίες πλαστιμότητας σύμφωνα με ΕΚ8

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q
Αρχή α) Περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2$
Αρχή β) Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΜ (Μέτρια)	≤ 4 επίσης περιορίζεται από τις τιμές του Πίνακα 6.2
	ΚΠΥ (Υψηλή)	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 6.2

Πίνακας 4.2:Επιλογή q σύμφωνα με στατικό τύπο

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_x/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρος συνδέσμους	4	$5\alpha_x/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_x/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_x/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2	2
	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
	4	$5\alpha_x/\alpha_1$

Πίνακας 4.3:Απαιτούμενη κατηγορία διατομής με βάση τον συντελεστή συμπεριφοράς q

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

Οι διατομές που προέκυψαν ύστερα από επαναλήψεις, ώστε να ικανοποιούνται όλοι οι ικανοτικοί έλεγχοι είναι οι παρακάτω και σε αυτόν τον νέο φορέα με τις νέες διατομές υπολογίστηκαν όλες οι δράσεις και οι μετατοπίσεις. Βέβαια λόγω της αλλαγής του φορέα, αλλάζουν και τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης (Πίνακας 4.4).

Διατομές νέου φορέα

Κύριες δοκοί HEA 340

Δευτερεύουσες δοκοί IPE 220

Υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου HEB 400

Υποστυλώματα 4^{ου}, 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου HEB 340

Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

1^ο, 2^ο RHS 120X80X6,3

3^ο, 4^ο RHS 120X80X5

5^ο RHS 120X80X4

6^ο CHS 88,9X3,2

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, σύμφωνα με τα οποία προκύπτουν οι σεισμικές δράσεις για τον νέο φορέα.

Πίνακας 4.4: Ιδιομορφές νέου φορέα

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)
37/ 1	0,53	1,88	0,00	80,84	0,00	80,84
37/ 2	0,54	1,87	79,43	80,84	79,43	0,00
37/ 3	0,75	1,34	79,43	80,84	0,00	0,00
37/ 4	1,45	0,69	79,43	93,11	0,00	12,27
37/ 5	1,68	0,59	90,43	93,11	11,00	0,00

4.2 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών στην διεύθυνση Y

4.2.1 Έλεγχος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Στον Πίνακα 4.5 παρουσιάζεται το συνολικό φορτίο βαρύτητας του κάθε ορόφου, το οποίο προκύπτει για φορτίο $G+0.3Q$, η συνολική τέμνουσα του κάθε ορόφου, μόνο για τον σεισμό κατά Y, χωρίς κάποια άλλη δράση και οι αντίστοιχες σχετικές μετατοπίσεις που προκύπτουν από τον σεισμό αυτόν. Το θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου και αν προκύψει μεγαλύτερος του 0,1 δεν μπορούμε να αγνοήσουμε τα φαινόμενα δευτέρας τάξης και τα λαμβάνουμε προσεγγιστικά υπόψη πολλαπλασιάζοντας τα σεισμικά μεγέθη με $\frac{1}{1-\theta}$.

Πίνακας 4.5: Συγκεντρωτικός πίνακας για την εύρεση του μεγίστου θ στην διεύθυνση Y

		1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	6ος
$P_{tot}(kN)$	συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	19493,74	16151,9	12860,77	9576,55	6299,2	3022,43
$V_{tot}(kN)$	συνολική τέμνουσα ορόφου	1120,5	1026,60	885,72	750,52	619,93	397,6
$d_r(cm)$	τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	3,9	3,9	4,1	3,6	3,4	3,5
$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	0,169	0,153	0,148	0,114	0,086	0,066

$$\text{Προκύπτει } \frac{1}{1-\theta} = \frac{1}{1-0,169} = 1,2 \quad (4.1)$$

Ο συντελεστής θ προέκυψε μεγαλύτερος του 0,1, άρα πολλαπλασιάζουμε τα σεισμικά μεγέθη με 1,2 στην διεύθυνση Y.

Από τους δύο χιαστί διαγώνιους λαμβάνουμε υπόψη συντηρητικά μόνο τον εφελκόμενο, ενώ τον άλλο τον θεωρούμε ανενεργό. Έπειτα κάνουμε έλεγχο έναντι εφελκυσμού με παράλληλη προϋπόθεση την επίτευξη της καθ' ύψος ομοιόμορφης πλαστιμότητας στο κτίριο, η οποία επιτυγχάνεται ικανοποιώντας την σχέση

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} < 0,25 \text{ όπου } \Omega = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} \text{ (}\Omega = \text{υπεραντοχή).}$$

Έλεγχος επάρκειας σε εφελκυσμό

Πίνακας 4.6: Αρχικές και νέες αξονικές δυνάμεις χιαστί συνδέσμων

	1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	6ος
$N_{Ed}(kN)$	624,16	580,82	479,78	423,84	346,9	216,7
	Χ1,2	Χ1,2	Χ1,2	Χ1,2	Χ1,2	Χ1,2
$N'_{Ed}(kN)$	748,99	696,98	575,73	508,6	416,28	260

Πίνακας 4.7: Έλεγχος έναντι εφελκυσμού χιαστί συνδέσμων

	$N'_{Ed} (kN)$		$N_{pl,Rd} (kN)$
1ος	748,99	<	823,6
2ος	696,98	<	823,6
3ος	575,73	<	663,85
4ος	508,6	<	663,85
5ος	416,28	<	539,6
6ος	260	<	306,01

Ικανοποιείται ο έλεγχος

Πίνακας 4.8: Υπεραντοχές του κάθε ορόφου

	1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	6ος
Ω	1,09	1,18	1,15	1,3	1,29	1,17

Προκύπτει $\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} = 0,19 < 0,25$ Ικανοποιείται ο έλεγχος

Η λυγηρότητα των διαγώνιων πρέπει να ικανοποιεί την σχέση $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$, ώστε να λειτουργήσουν κατά τον επιθυμητό τρόπο. Κάθε διαγώνιος συνδέεται στο μέσον του με τον άλλο και έτσι το κρίσιμο μήκος λυγισμού είναι το μισό $L_{cr} = 0,5L_{diag} = 4,47m$.

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (4.2)$$

Προκύπτει $\lambda_1 = 76,41$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (4.3)$$

Προκύπτουν:

- Διαγώνιος πρώτου ορόφου RHS 120X80X6,3 $1,3 \leq \bar{\lambda} = 1,85 \leq 2$
- Διαγώνιος δεύτερου ορόφου RHS 120X80X6,3 $1,3 \leq \bar{\lambda} = 1,85 \leq 2$
- Διαγώνιος τρίτου ορόφου RHS 120X80X5 $1,3 \leq \bar{\lambda} = 1,82 \leq 2$
- Διαγώνιος τέταρτου ορόφου RHS 120X80X5 $1,3 \leq \bar{\lambda} = 1,82 \leq 2$
- Διαγώνιος πέμπτου ορόφου RHS 120X80X4 $1,3 \leq \bar{\lambda} = 1,8 \leq 2$
- Διαγώνιος έκτου ορόφου CHS 88,9X3,2 $1,3 \leq \bar{\lambda} = 1,93 \leq 2$

Άρα ικανοποιείται και αυτός ο έλεγχος

4.2.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Οι δοκοί δεν υπόκεινται σε ικανοτικό έλεγχο, επειδή έχουμε διαφραγματική λειτουργία. Τα υποστυλώματα επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς και πιο συγκεκριμένα $G+0,3Q+1,49 \cdot 1,2EY+0,3EX$ ($1,49 = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,09$) ώστε να προκύψουν αξονικές δυνάμεις στα υποστυλώματα $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 0,3N_{Ed,EX} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed,EY}$. Με τον ίδιο σεισμικό συνδυασμό προκύπτουν οι δρώσες ροπές και τέμνουσες. Με βάση αυτά τα φορτία έγινε ο έλεγχος των υποστυλωμάτων (Πίνακας 4.9).

Πίνακας 4.9: Φύλλο αποτελεσμάτων ελέγχου υποστυλωμάτων

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
Code group : 1 top columns gon						
67 Column_67	HEB 340	S 355	78.13	53.12	0.21	350 COMB300 G+0.3Q+1.49*1.2EY+0.3EX
Code group : 2 top columns per						
83 Column_83	HEB 340	S 355	58.58	53.12	0.24	350 COMB300 G+0.3Q+1.49*1.2EY+0.3EX
Code group : 3 top columns centre						
33 Column_33	HEB 340	S 355	58.58	53.12	0.32	350 COMB300 G+0.3Q+1.49*1.2EY+0.3EX
Code group : 4 columns mesaia plai						
62 Column_62	HEB 400	S 355	39.71	54.08	0.70	350 COMB300 G+0.3Q+1.49*1.2EY+0.3EX
Code group : 5 top columns mesaia plaisia akri						
51 Column_51	HEB 340	S 355	78.13	53.12	0.53	350 COMB300 G+0.3Q+1.49*1.2EY+0.3EX
Code group : 6 columns gon						
77 Column_77	HEB 400	S 355	39.71	54.08	0.39	350 COMB300 G+0.3Q+1.49*1.2EY+0.3EX
Code group : 7 columns per						
94 Column_94	HEB 400	S 355	36.01	54.08	0.46	350 COMB300 G+0.3Q+1.49*1.2EY+0.3EX
Code group : 8 columns centre						
45 Column_45	HEB 400	S 355	36.01	54.08	0.47	350 COMB300 G+0.3Q+1.49*1.2EY+0.3EX

4.2.3 Περιορισμός βλαβών κατά Y

Για ένα σεισμό μικρότερο από αυτόν του σεισμού σχεδιασμού, θέλουμε οι βλάβες να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες. Αυτό επιτυγχάνεται όταν προκύπτουν μικρές

σχετικές μετακινήσεις του κάθε ορόφου. Γενικά πρέπει να ισχύει : $d_r \cdot \nu \leq 0,0075 h$. Για το συγκεκριμένο κτίριο που ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II $\nu = 0,5$ και $h = 4m$. Οπότε προκύπτει $d_r \cdot \nu = 4,1 \cdot 0,5 = 2,05cm \leq 0,0075 h = 3cm$.

4.3 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών στην διεύθυνση X

4.3.1 Έλεγχος δοκών

Ο αντίστοιχος πίνακας για το σεισμό στην διεύθυνση X είναι ο Πίνακας 4.10. Στην διεύθυνση αυτή, όπως και στην Y τα φαινόμενα δευτέρας τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν. Πολλαπλασιάζουμε όλα τα σεισμικά μεγέθη με 1,22.

Πίνακας 4.10: Συγκεντρωτικός πίνακας για την εύρεση του μεγίστου θ στην διεύθυνση X

	1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	6ος
$P_{tot}(kN)$	19493,74	16151,92	12860,77	9576,55	6299,2	3022,43
$V_{tot}(kN)$	1115,57	1039,45	892,44	771,99	646,21	383,27
$d_r(cm)$	2,7	4,7	4,5	4,2	3	1,9
$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	0,117	0,182	0,16	0,13	0,073	0,037

$$\text{Προκύπτει } \frac{1}{1-\theta} = 1,22$$

Ο έλεγχος των κυρίων δοκών που λειτουργούν μέσα στο πλαίσιο ροπής γίνεται σύμφωνα με τον ΕΚ8. Θεωρούμε ότι έχει σχηματιστεί πλαστική άρθρωση σε ένα από τα δύο άκρα της και άρα $M_{Ed} = M_{pl,Rd}$. Επειδή όλες οι κύριες δοκοί έχουν διατομή HEA 340 ο έλεγχος γίνεται μία φορά για όλες τις δοκούς ταυτόχρονα. Τονίζεται ότι για να αναπτυχθεί η πλαστική ροπή στα άκρα της δοκού, αυτή πρέπει να είναι κατηγορίας 1.

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Κατάταξη διατομής σύμφωνα με Πίνακες 4.11 και 4.12.

Πέλημα

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2r - t_s}{2 t_g} \quad (4.4)$$

$$\frac{c}{t} = 7,16 < 9\varepsilon = 7,29 \text{ Κατηγορίας 1}$$

Κορμός

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2c}{t_g} \quad (4.5)$$

$$\frac{c}{t} = 14,72 < 72\varepsilon = 58 \text{ Κατηγορίας 1}$$

Πίνακας 4.11: Κατάταξη πελμάτων διατομών

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

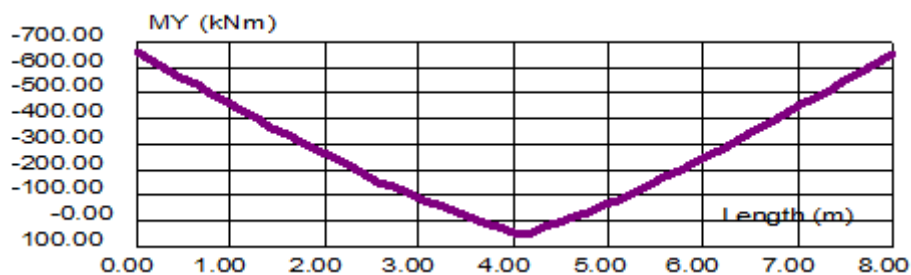
Πίνακας 4.12: Κατάταξη κορμών διατομών

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

Άρα η διατομή είναι κατηγορίας 1 και μπορεί να αναπτύξει την πλαστική ροπή αντοχής της. Για να επιτευχθεί στο άκρο της δοκού $M_{Ed} = M_{pl,Rd} = 656,75 \text{ kNm}$, πολλαπλασιάστηκε ο σεισμός με 3,39. Ο έλεγχος έγινε στην δοκό 139 και προέκυψε ότι σε απόσταση 0,6 από την άκρη $M_{Ed} = -531,16 \text{ kNm}$ (Σχήμα 4.1). Αρχικά γίνεται έλεγχος του ακραίου τμήματος της δοκού, το οποίο είναι μέχρι τα 0,6m, όπου βρίσκεται η πρώτη πλευρική εξασφάλιση.

Properties: Bar no. 139

Nodes	X	Y	Z	[m]
92	0,0	0,0	4,00	
106	8,00	0,0	4,00	
Length=8,00 [m]				



Σχήμα 4.1: Σχεδιάγραμμα ροπής δοκού 139

Πίνακας 4.13: Συντελεστές k, C_1, C_2 και C_3

Τιμές συντελεστών C_1, C_2 και C_3 (ENV1993-1-1/1992 Πίν. F.1.1):

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

Αν $\bar{\lambda}_{cr} \leq 0,2$ ή $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0,04$ δε χρειάζεται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

$k = k_w = 1$ απλές στρεπτικές στηρίξεις

$\psi = 0,75$ σε ακραίο τμήμα (από Πίνακα 4.13)

$C_1 = 1,141$ (από Πίνακα 4.13)

$C_2 = 0$ (από Πίνακα 4.13)

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \quad (4.6)$$

Προκύπτει $M_{cr} = 7652153,33 \text{ kNcm}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (4.7)$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ = ανηγμένη λυγηρότητα

Προκύπτει $\bar{\lambda}_{LT} = 0,09 < 0,2$ Άρα μπορεί να αναπτυχθεί η πλαστική ροπή αντοχής της δοκού.

Ο έλεγχος του δευτέρου τμήματος της δοκού το οποίο είναι από τα 0,6m μέχρι τα 2,6m παρουσιάζεται παρακάτω. Η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται στα 2,6m, γιατί σε αυτό το σημείο συνδέεται η δευτερεύουσα με την κύρια δοκό.

$k = k_w = 1$ απλές στρεπτικές στηρίξεις

$\psi = 0,25$ από πίνακα(από Πίνακα 4.13)

$C_1 = 1,563$ (από Πίνακα 4.13)

$C_2 = 0$ (από Πίνακα 4.13)

Προκύπτει $M_{cr} = 993847,82 \text{ kNcm}$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,25 > 0,2$ Επομένως απαιτείται μείωση της αντοχής της δοκού λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Πίνακας 4.14: Καμπύλες λυγισμού

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

$$\frac{h}{b} = 1,1 \text{ καμπύλη λυγισμού } a \text{ (από Πίνακα 4.14)}$$

Πίνακας 4.15: Συντελεστής ατελειών α_{LT}

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

Προκύπτει $\alpha_{LT} = 0,21$ (από Πίνακα 4.15)

α_{LT} = συντελεστής ατελειών

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (4.8)$$

Προκύπτει $\Phi_{LT} = 0,536$

$$x_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (4.9)$$

x_{LT} = μειωτικός συντελεστής

Προκύπτει $x_{LT} = 0,98$

$$M_{b,Rd} = \frac{x_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.10)$$

Προκύπτει $M_{b,Rd} = 643,61 \text{ kNm}$

$M_{b,Rd} = 643,61 \text{ kNm} > M_{Ed} = 531,16 \text{ kNm}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος

Άρα η δοκός επαρκεί σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Έλεγχος έναντι τέμνουσας

Ο ικανοτικός έλεγχος έναντι τέμνουσας λαμβάνει ως δρώσα τέμνουσα $V_{Ed} = \frac{M_{pl,Rd} + M_{pl,Rd}}{L} + V_{Ed,G}$, δηλαδή σαν και τα δύο άκρα της δοκού να έχουν πλαστικοποιηθεί.

Προκύπτει $V_{Ed} = 164,18 + 115 = 279,18 \text{ kN}$

Προκύπτει $A_v = 44,47 \text{ cm}^2$

$A_v = \text{εμβαδόν διάτμησης}$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (4.11)$$

$V_{pl,Rd} = \text{πλαστική διατμητική αντοχή}$

Προκύπτει $V_{pl,Rd} = 911,45 \text{ kN}$

$V_{pl,Rd} = 911,45 \text{ kN} > V_{Ed} = 279,18 \text{ kN}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος

$0,5V_{pl,Rd} = 455,72 \text{ kN} > V_{Ed} = 279,18 \text{ kN}$ άρα δεν λαμβάνουμε υπόψη αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης

4.3.2 Έλεγχος κόμβων

Όπως έχει προαναφερθεί για την αποφυγή της δημιουργίας του μαλακού ορόφου, διαστασιοποιούμε έτσι ώστε να πλαστικοποιηθούν πρώτα οι δοκοί και έπειτα τα υποστυλώματα. Υπέρ της ασφαλείας λαμβάνουμε υπόψη και υπεραντοχή των δοκών με 1,3. Οι διατομές που χρησιμοποιούμε: HEA 340 $M_{pl,Rd} = 656,75 \text{ kNm}$, HEB 400 $M_{pl,Rd} = 1147,36 \text{ kNm}$, HEB 340 $M_{pl,Rd} = 854,84 \text{ kNm}$

Κόμβος μεταξύ HEB 400, HEB 340 και HEA 340

$$\Sigma M_{Rc} = 1147,36 + 854,84 = 2002,2 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 656,75 = 853,77 \text{ kNm}$$

Κόμβος μεταξύ HEB 400, HEB 340 και 2 HEA 340

$$\Sigma M_{Rc} = 1147,36 + 854,84 = 2002,2 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot 656,75 = 1707,55 \text{ kNm}$$

Κόμβος μεταξύ ΗΕΒ 400 και ΗΕΑ 340

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 1147,36 = 2294,72 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 656,75 = 853,77 \text{ kNm}$$

Κόμβος μεταξύ ΗΕΒ 340 και ΗΕΑ 340

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 854,84 = 1709,68 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 656,75 = 853,77 \text{ kNm}$$

Κόμβος μεταξύ ΗΕΒ 400 και 2 ΗΕΑ 340

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 1147,36 = 2294,72 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot 656,75 = 1707,55 \text{ kNm}$$

Κόμβος μεταξύ ΗΕΒ 340 και 2 ΗΕΑ 340

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 854,84 = 1709,68 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot 656,75 = 1707,55 \text{ kNm}$$

Ικανοποιείται ο έλεγχος

4.3.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Για όλους τους ορόφους εκτός του 1^{ου}

Για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων σε αυτή την διεύθυνση απαιτείται το Ω_{\min} , το οποίο προκύπτει για $M_{Ed\max}$ των δοκών για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0,3Q+1,22EX$

.Τελικά προκύπτει $\Omega_{\min} = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed\max}} = \frac{656,75}{376,5} = 1,74$. Τα υποστυλώματα των εσωτερικών

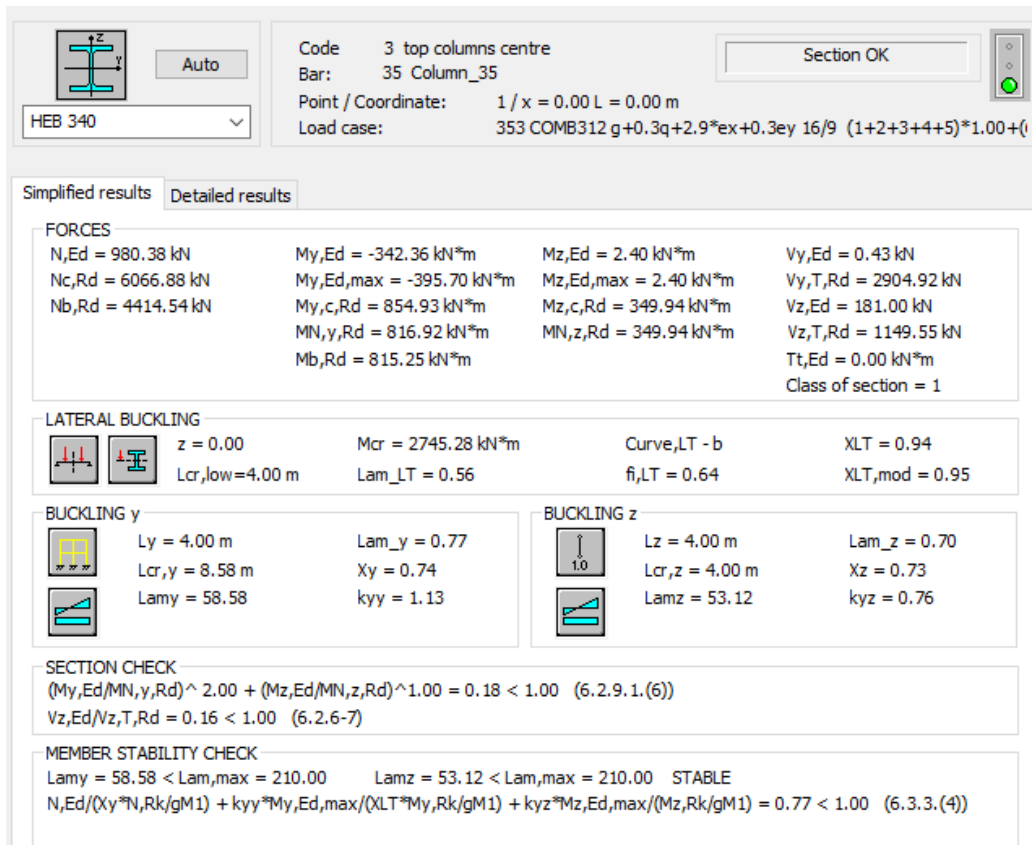
πλαισίων ροπής επηρεάζονται όχι μόνο από τον σεισμό κατά X αλλά και κατά Y, έτσι θα ελεγχθεί αν αντέχουν στον σεισμικό συνδυασμό $G+0,3Q+1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,74 \cdot 1,22EX + 0,3EY$

.Τα υποστυλώματα των εξωτερικών πλαισίων ροπής δεν επηρεάζονται από τον σεισμό κατά Y και άρα ελέγχονται με βάση τον συνδυασμό $G+0,3Q+1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,74 \cdot 1,22EX$

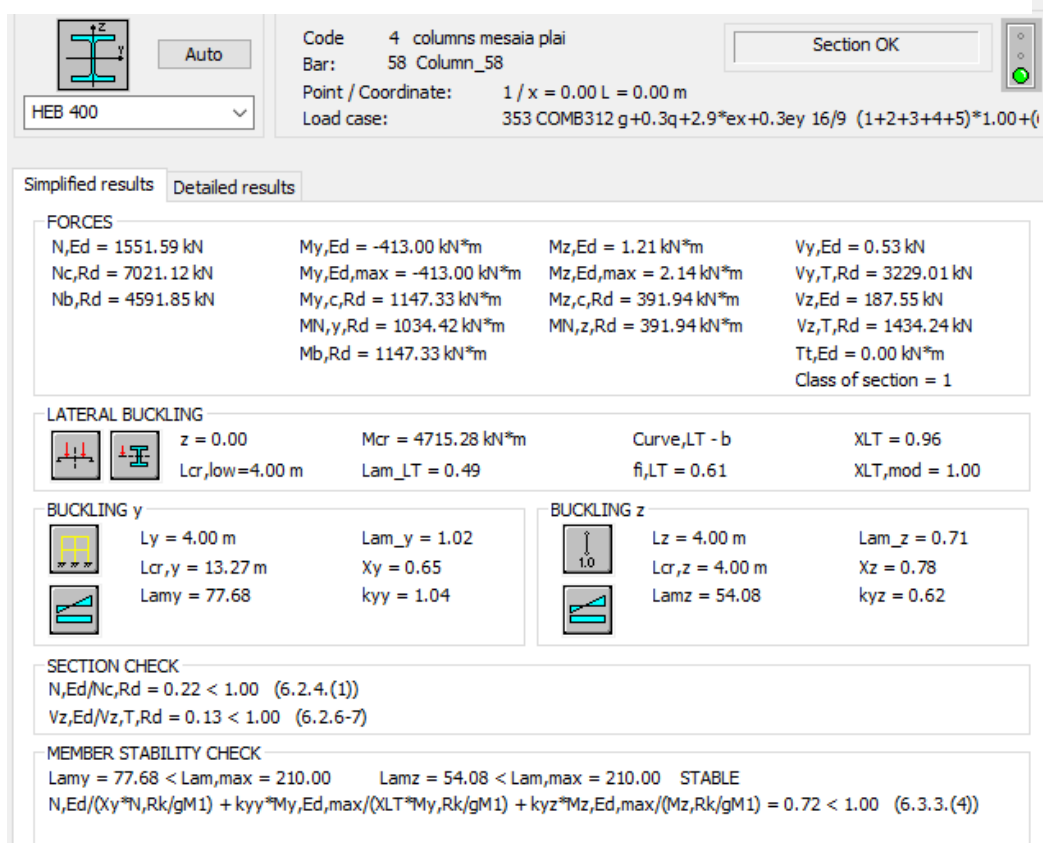
.Αυτοί οι έλεγχοι αναφέρονται σε όλα τα υποστυλώματα εκτός από αυτά του 1^{ου} ορόφου όπου υπέρ της ασφαλείας πρέπει να ελεγχτούν στην περίπτωση που η βάση τους έχει γίνει άρθρωση αν αυτό είναι εφικτό, αφού η προσαύξηση που μπορεί να γίνει στον σεισμό είναι μέχρι $q=3$, δηλαδή να γίνει ελαστικός.

Αποτελέσματα υποστυλωμάτων εσωτερικών πλαισίων ροπής

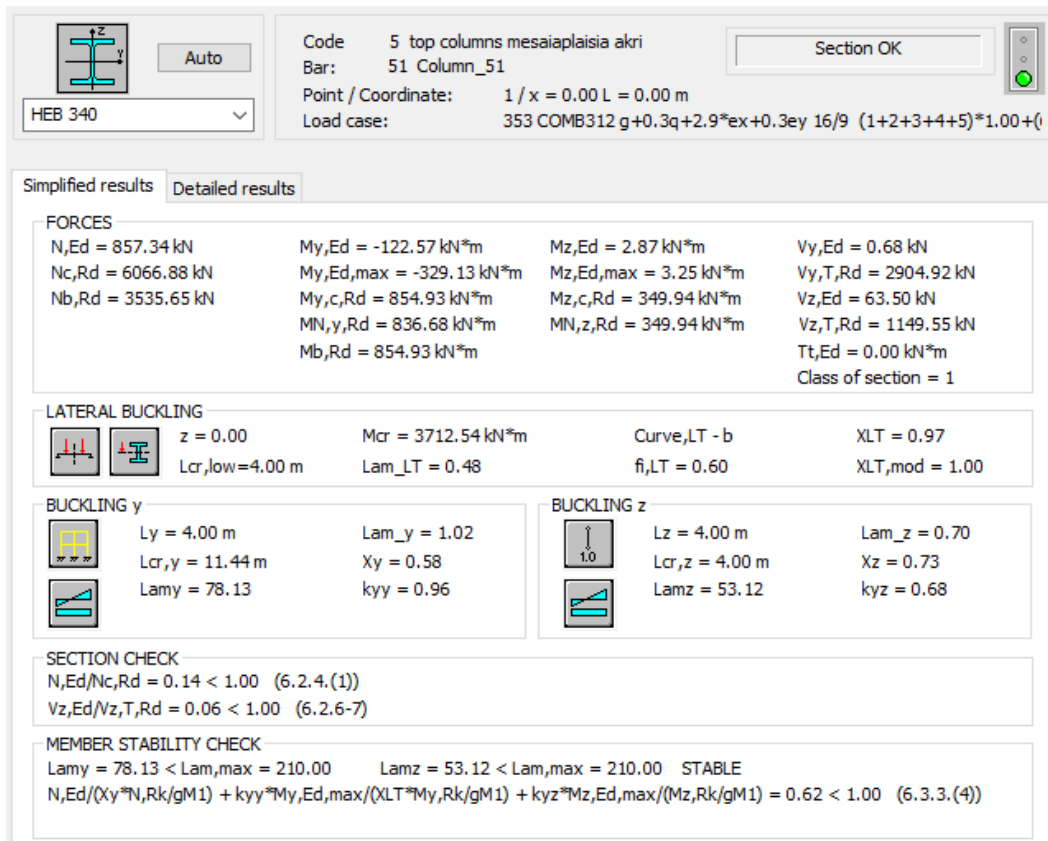
$$ME\ COMB\ G+0,3Q+1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,74 \cdot 1,22EX + 0,3EY$$



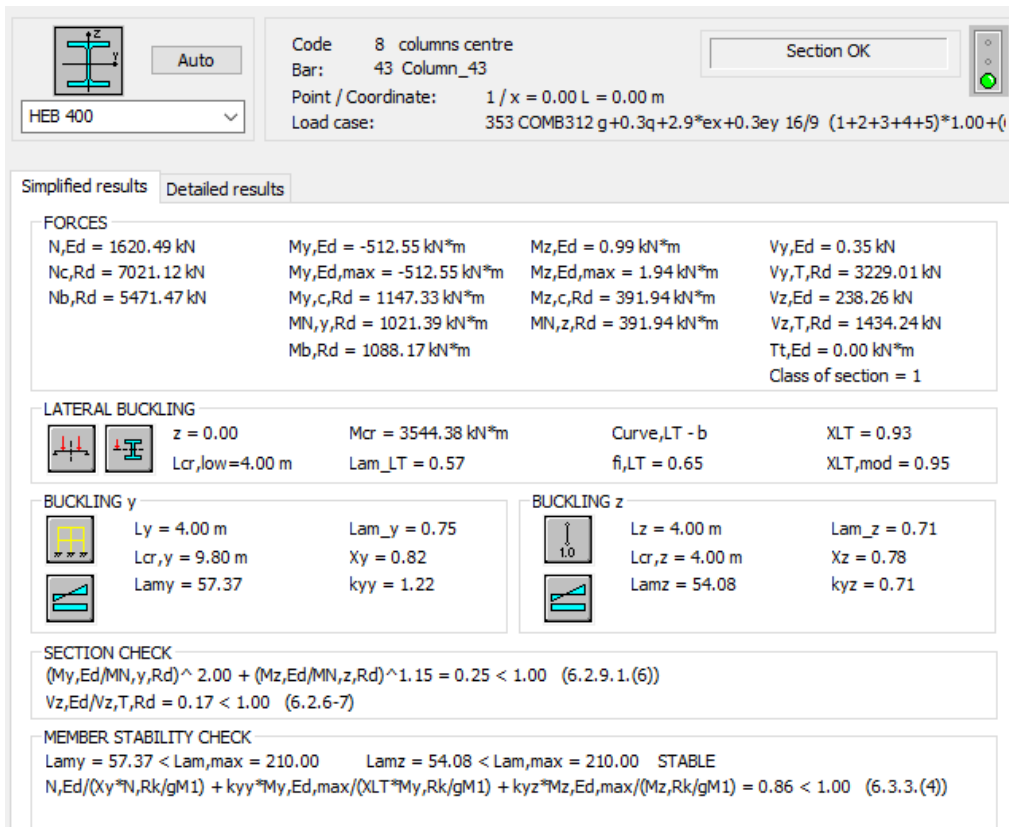
Σχήμα 4.2: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για κεντρικά υποστυλώματα 4^{ου}, 5^{ου}, και 6^{ου} ορόφου



Σχήμα 4.3: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου



Σχήμα 4.4: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για ακραία υποστρώματα μεσαίων πλασιών ροής 4^{ου}, 5^{ου}, και 6^{ου} ορόφου



Σχήμα 4.5: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για κεντρικά υποστρώματα 2^{ου}, και 3^{ου} ορόφου

Άρα όλα τα υποστυλώματα επαρκούν.

Αποτελέσματα υποστυλωμάτων εξωτερικών πλαισίων ροπής

ME COMB $G + 0,3Q + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,74 \cdot 1,22 EX$

Code 1 top columns gon
Bar: 67 Column_67
Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
Load case: 354 COMB313 g+0.3q+2.9ex 16/9 (1+2+3+4+5)*1.00+6*0.30+3

Section OK

HEB 340

Simplified results Detailed results

FORCES

N,Ed = 492.32 kN	My,Ed = -148.19 kN*m	Mz,Ed = 0.09 kN*m	Vy,Ed = -0.01 kN
Nc,Rd = 6066.88 kN	My,Ed,max = -288.35 kN*m	Mz,Ed,max = 0.22 kN*m	Vy,T,Rd = 2905.01 kN
Nb,Rd = 3535.65 kN	My,c,Rd = 854.93 kN*m	Mz,c,Rd = 349.94 kN*m	Vz,Ed = 77.46 kN
	MN,y,Rd = 854.93 kN*m	MN,z,Rd = 349.94 kN*m	Vz,T,Rd = 1149.57 kN
	Mb,Rd = 854.93 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

z = 0.00	Mcr = 3367.66 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.96
Lcr,low = 4.00 m	Lam_LT = 0.50	fi,LT = 0.61	XLT,mod = 1.00

BUCKLING y

Ly = 4.00 m	Lam_y = 1.02
Lcr,y = 11.44 m	Xy = 0.58
Lamy = 78.13	kyy = 0.95

BUCKLING z

Lz = 4.00 m	Lam_z = 0.70
Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.73
Lamz = 53.12	kyz = 0.60

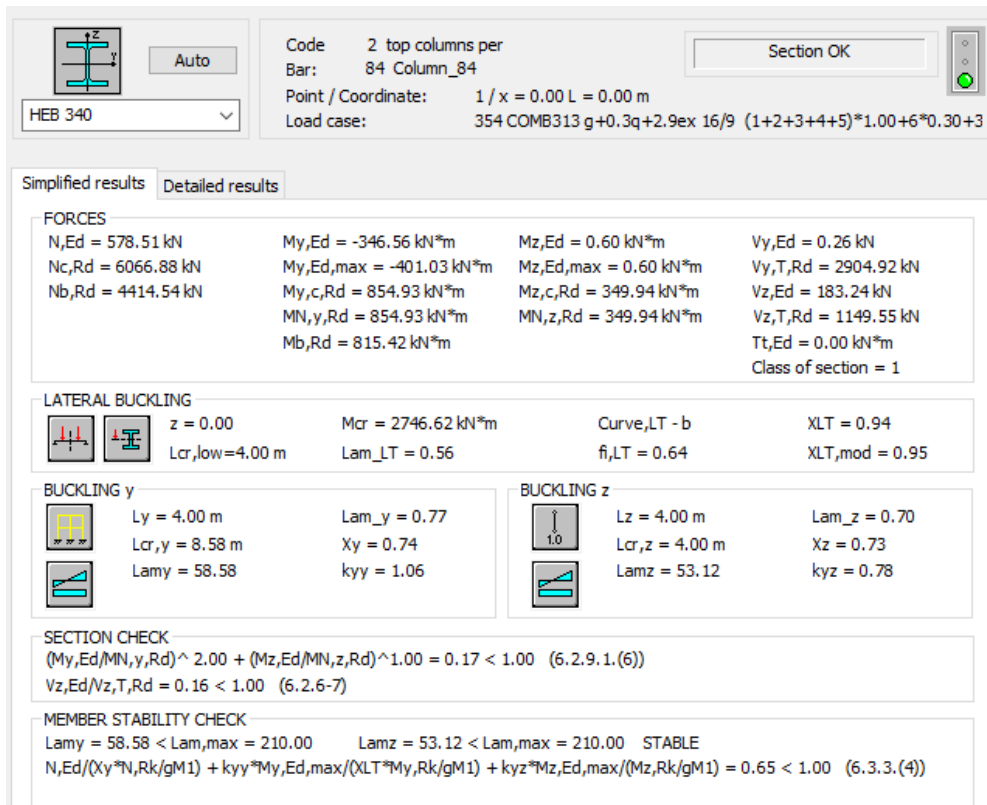
SECTION CHECK

N,Ed/Nc,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.4.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)

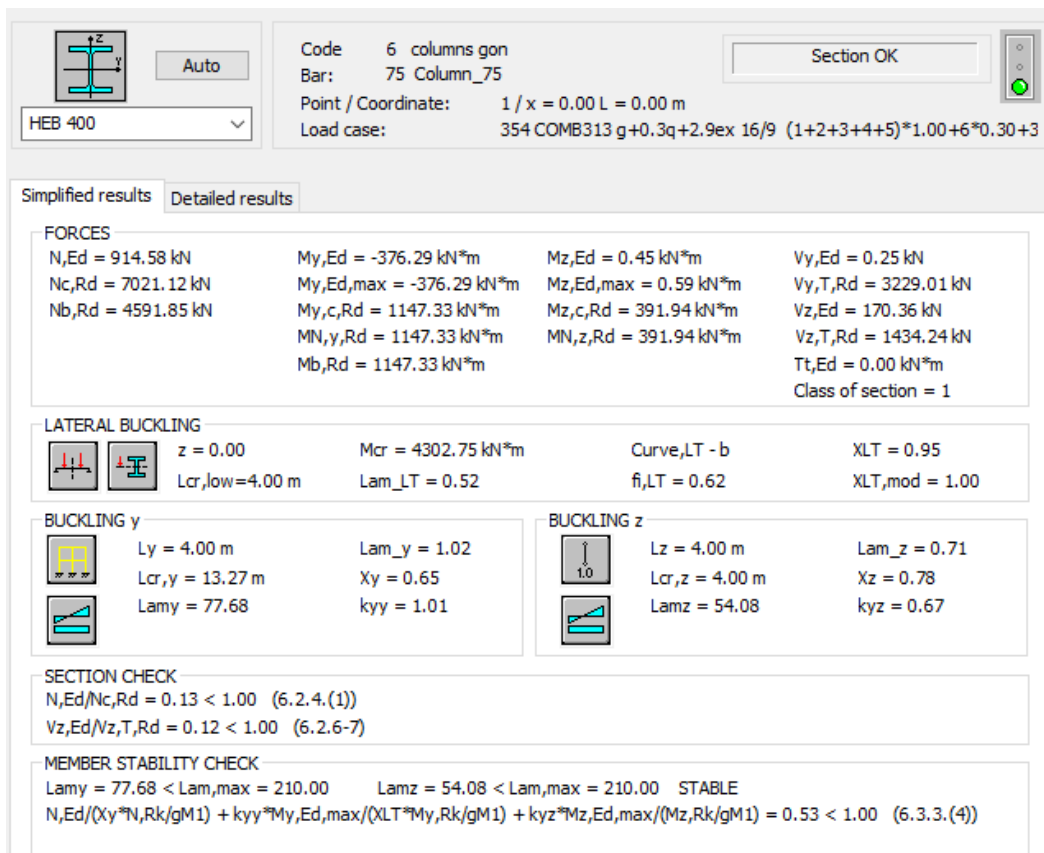
MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 78.13 < Lam,max = 210.00 Lamz = 53.12 < Lam,max = 210.00 STABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.46 < 1.00 (6.3.3.(4))

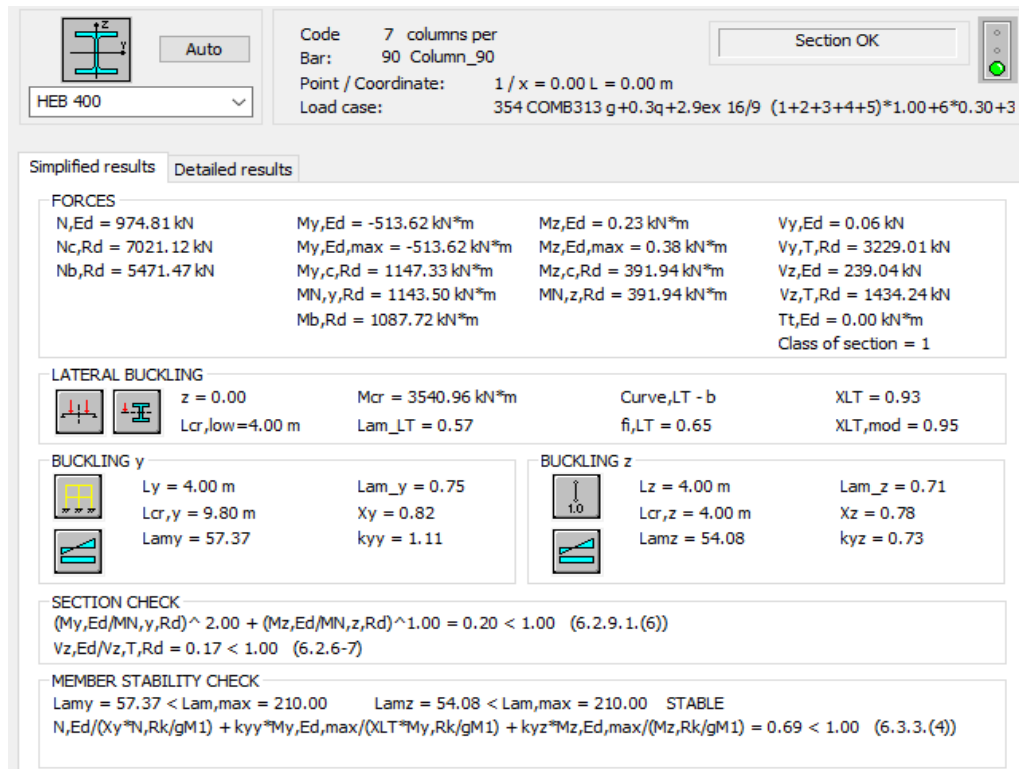
Σχήμα 4.6: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για γωνιακά υποστυλώματα 4^{ου}, 5^{ου}, και 6^{ου} ορόφου



Σχήμα 4.7: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων οροφής 4^{ου}, 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου



Σχήμα 4.8: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για γωνιακά υποστυλώματα 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου

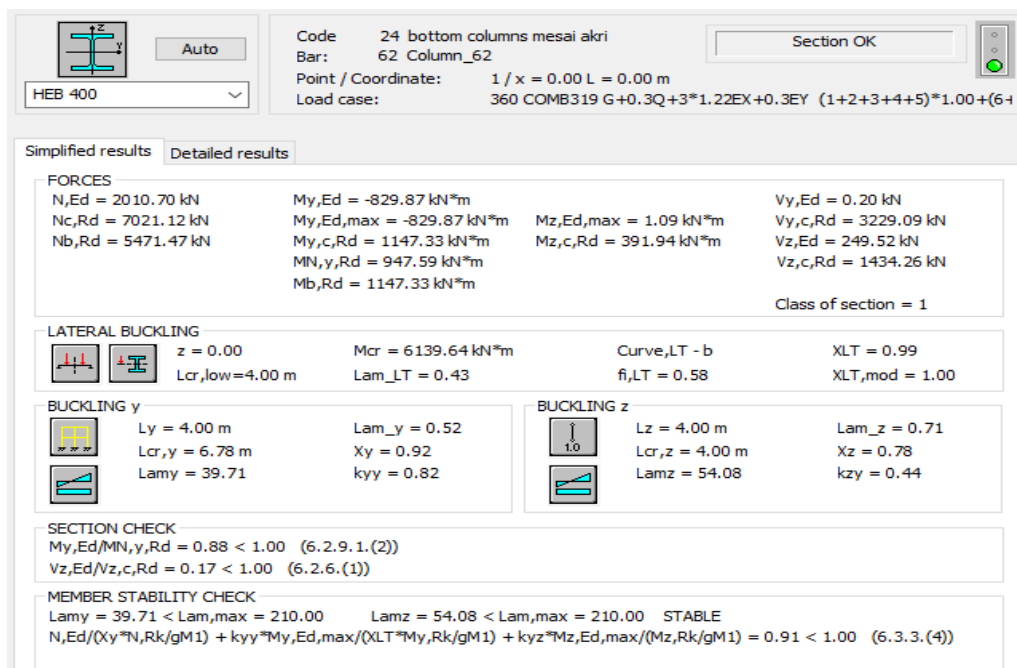


Σχήμα 4.9: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου

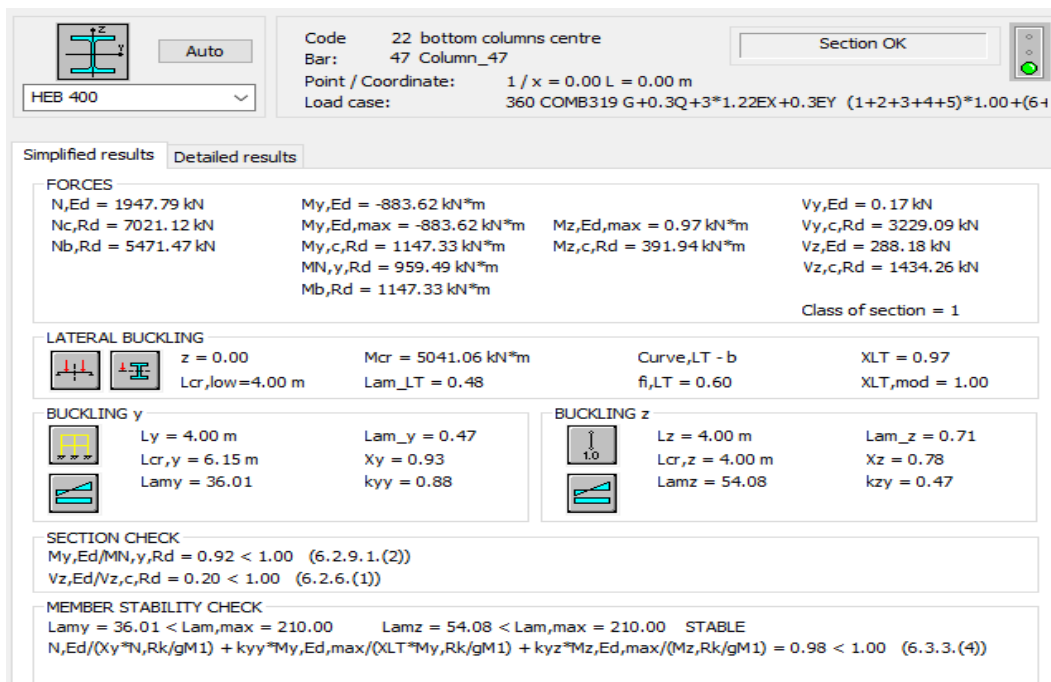
Άρα όλα τα υποστυλώματα επαρκούν.

Υποστυλώματα 1^{ου} ορόφου

Εσωτερικά πλαίσια ροπής με COMB G + 0,3Q + 3 · 1,22EX + 0,3EY



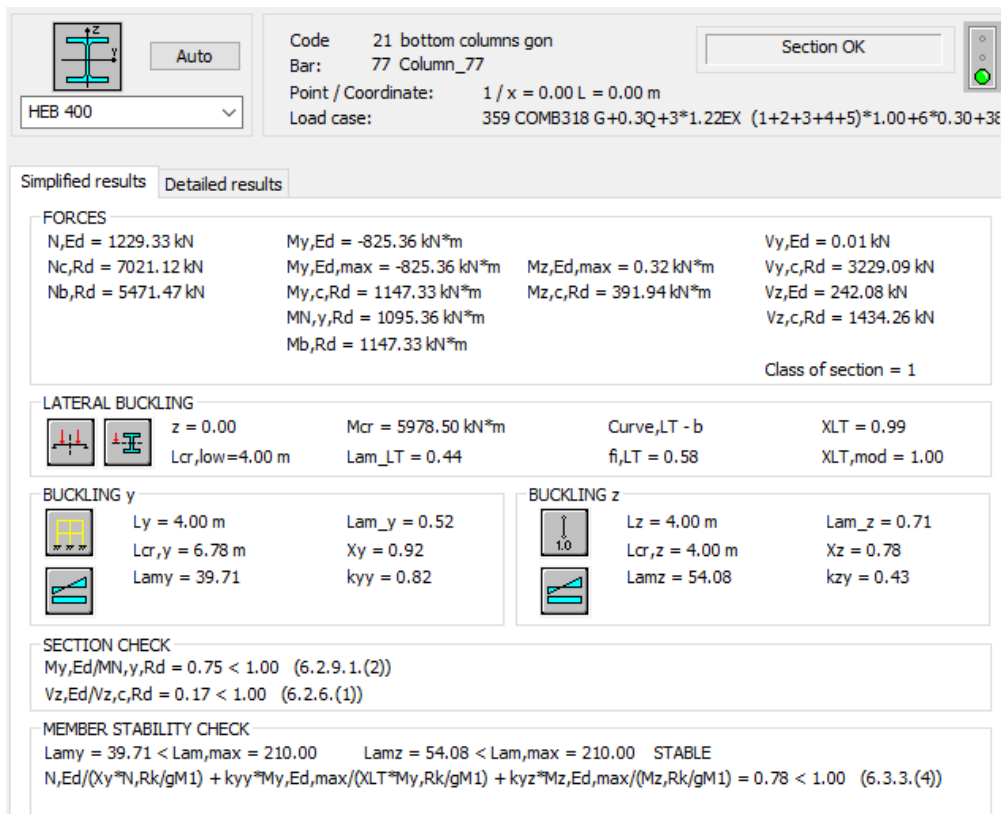
Σχήμα 4.10: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής 1^{ου} ορόφου



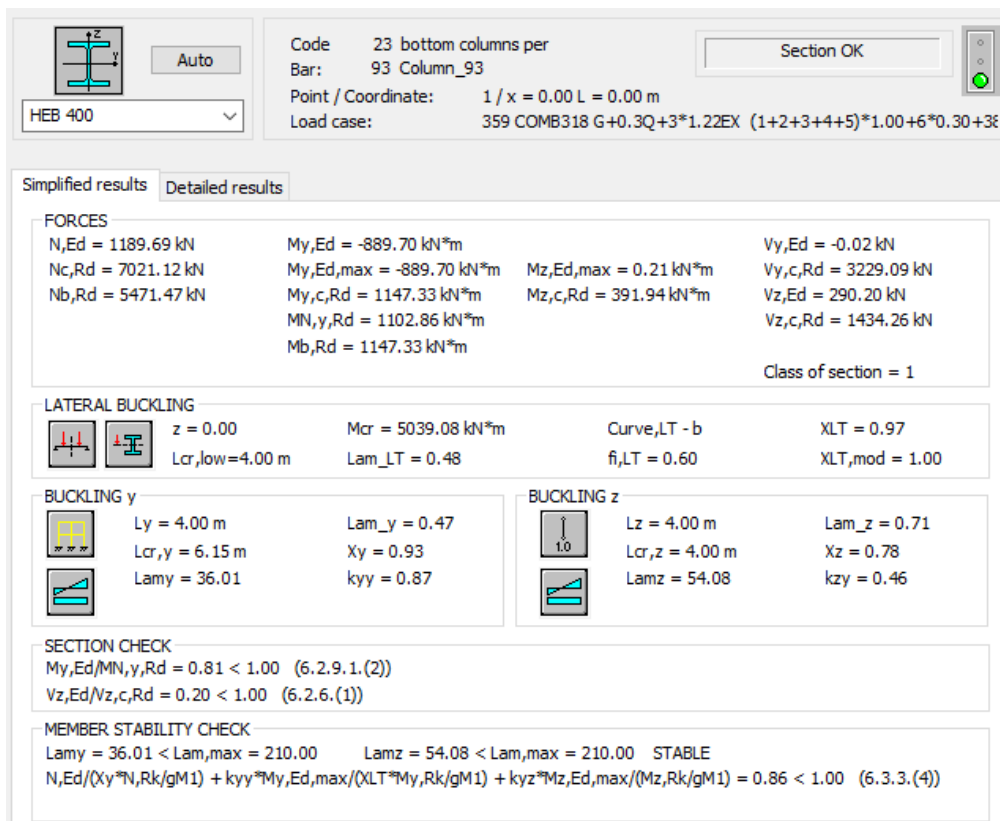
Σχήμα 4.11: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για κεντρικά υποστυλώματα 1^{ου} ορόφου

Άρα όλα τα υποστυλώματα επαρκούν.

Εξωτερικά πλαίσια ροπής με COMB $G + 0,3Q + 3 \cdot 1,22EX$



Σχήμα 4.12: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για γωνιακά υποστυλώματα 1^{ου} ορόφου



Σχήμα 4.13: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής 1^{ου} ορόφου

Άρα όλα τα υποστυλώματα επαρκούν.

4.3.4 Περιορισμός βλαβών κατά X

Όμοια με τον περιορισμό βλαβών κατά X προκύπτει κατά Y:
 $d_r \cdot v = 4,7 \cdot 0,5 = 2,35 \text{ cm} \leq 0,0075 h = 3 \text{ cm}$ και ικανοποιείται ο έλεγχος.

5 Συνδέσεις

5.1 Εισαγωγή

Οι συνδέσεις αποτελούν ένα ιδιαίτερα σημαντικό μέρος της κατασκευής, αφού συνδέουν τα μέρη της κατασκευής μεταξύ τους. Με τις συνδέσεις είτε δημιουργούνται κόμβοι είτε αποκαθίσταται η συνέχεια των μελών. Υπάρχουν δύο κατηγορίες συνδέσεων οι συγκολλητές και οι κοχλιωτές. Εδώ χρησιμοποιήθηκαν οι δεύτερες γιατί η επιτόπου σύνδεση στο εργοτάξιο με συγκόλληση επηρεάζεται από τις καιρικές συνθήκες. Παρακάτω παρουσιάζεται ενδεικτικά η σύνδεση του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας του 5^{ου} ορόφου με τον κόμβο υποστυλώματος και η σύνδεση κύριας δοκού και υποστυλώματος. Οι συνδέσεις διαστασιολογήθηκαν σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 3, Μέρος 1-8[11] και 8, Μέρος 1[13].

5.2 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας - υποστυλώματος

Ειδικότερα παρακάτω παρουσιάζεται η σύνδεση μεταξύ του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας με το υποστυλώμα του 5^{ου} ορόφου. Χρησιμοποιούμε προεντεταμένους κοχλίες τύπου M20(Πίνακας 5.2), κατηγορίας 10.9(Πίνακας 5.1) και η σύνδεση μας είναι C(Πίνακας 5.3) .

Πίνακας 5.1: Ονομαστικές τάσεις διαρροής και θραύσης κοχλιών

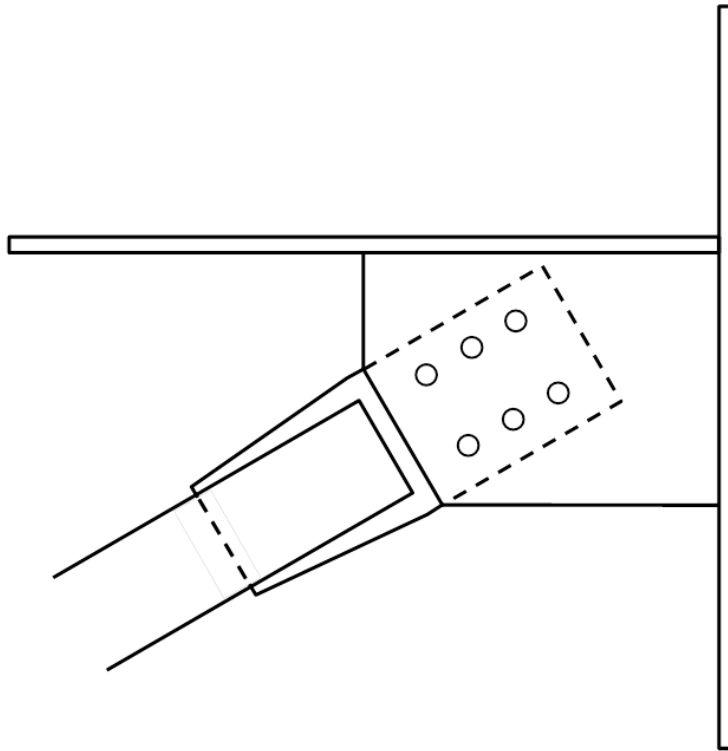
Κατηγορία κοχλίου	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Πίνακας 5.2: Χαρακτηριστικά κοχλιών

M	d [mm]	d _m [mm]	p [mm]	A [mm ²]	A _s [mm ²]	A ₁ [mm ²]	d ₀ [mm]
12	12	20,5	1,75	113	84,3	76,3	d + 1
16	16	26	2	201	157	144	d + 2
20	20	32,5	2,5	314	245	225	
22	22	34,5	2,5	380	303	282	
24	24	39	3	452	353	324	
27	27	44	3	573	459	427	d + 3
30	30	49,5	3,5	707	561	519	

Πίνακας 5.3: Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων

Κατηγορία	Κριτήρια	Παρατηρήσεις
Συνδέσεις διάτμησης		
A	άντυνας $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες από 4.6 μέχρι και 10.9.
B	ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας $F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.
C	ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας $F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.
Συνδέσεις εφελκυσμού		
D	χωρίς προένταση $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες από 4.6 μέχρι και 10.9.
E	με προένταση $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.



Σχήμα 5.1 :Σκαρίφημα σύνδεσης χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας με το υποστύλωμα

Έλεγχος αποστάσεων σύμφωνα με τους Πίνακες 5.4,5.5

$$1,2d_0 = 26,4mm < e_1 < 4t + 40 = 120mm$$

$$1,2d_0 = 26,4mm < e_2 < 4t + 40 = 120mm$$

$$2,2d_0 = 48,4mm < p_1 < \min(14t + 200) = 200mm$$

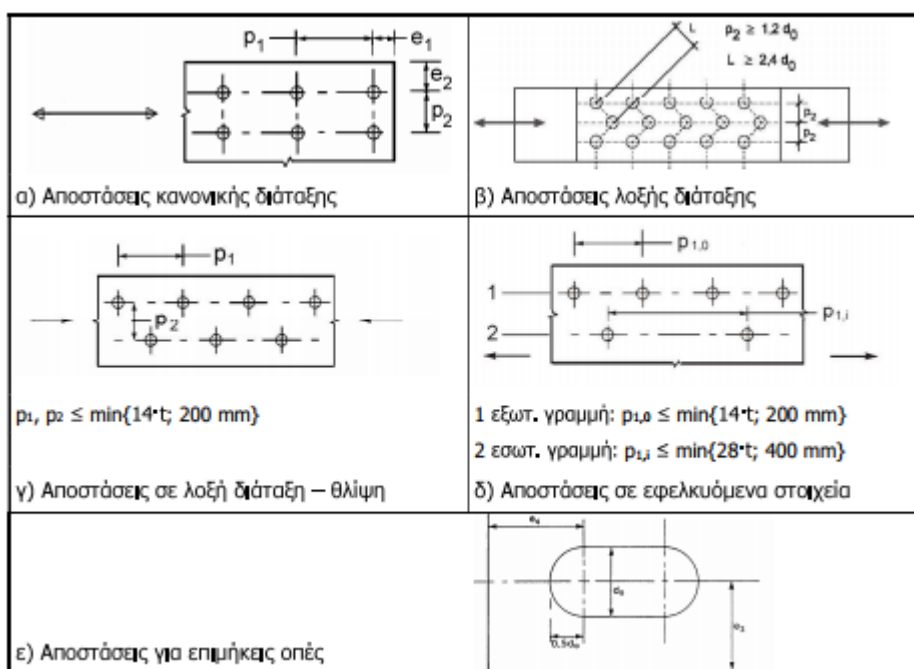
$$2,4d_0 = 52,8mm < p_2 < \min(14t + 200) = 200$$

Επιλέγεται τελικά $e_1 = 50mm$, $e_2 = 45mm$, $p_1 = 70mm$, $p_2 = 70mm$.

Πίνακας 5.4: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις

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

Πίνακας 5.5: Αποστάσεις κοχλιών



Για RHS 120X80X4 $N_{pl,Rd} = 539,6 \text{ kN}$

Σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό συνδέσεων ο έλεγχος θα γίνει για $N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 741,95 \text{ kN}$.

Έλεγχος έναντι ολίσθησης

$$F_{p,c} = 0,7 f_{ub} A_s \quad (5.1)$$

$F_{p,c}$ = δύναμη προέντασης κοχλίας

$$F_{p,c} = 171,5 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = m \cdot \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,c} > N_{Ed} \quad (5.2)$$

$F_{s,Rd}$ = αντοχή έναντι ολίσθησης

m = αριθμός κοχλιών

k_s = συντελεστής σχήματος οπής

$n = 2$ επιφάνεια τριβής για δίτητους κοχλίες

μ = συντελεστής τριβής (Λαμβάνεται 0,5 αφού έχουμε επιφάνεια τριβής κατηγορίας A)

$$\gamma_{M3} = 1,25$$

Προκύπτει $m = 5,4$, άρα τοποθετώ 6 κοχλίες

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυγας

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = 0,758 \quad (5.3)$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5 \quad (5.4)$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} \quad (5.5)$$

$F_{b,Rd}$ = αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

d = διάμετρος κοχλία

t_{\min} = το ελάχιστο πάχος ελασμάτων

$F_{b,Rd} = 1854 \text{ kN} > N_{Ed} = 741,95 \text{ kN}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος

Έλεγχος έναντι τέμνουσας

Κανονικά δεν απαιτείται έλεγχος έναντι τέμνουσας, γιατί η σύνδεση είναι κατηγορίας C, αλλά εδώ θα γίνει διότι το επιβάλλει ο ικανοτικός σχεδιασμός.

$$F_{v,Rd} = m \cdot n \cdot \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (5.6)$$

$F_{v,Rd} = 1411,2 \text{ kN} < 1,2F_{b,Rd} = 890,34 \text{ kN}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος

Έλεγχος κομβοελάσματος έναντι εφελκυσμού

Ο έλεγχος γίνεται στο επίπεδο της πρώτης σειράς κοχλιών υπέρ της ασφαλείας.

$$A_{net} = 23,2 \text{ cm}^2$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.7)$$

$N_{net,Rd}$ = αντοχή σε εφελκυσμό

$N_{net,Rd} = 823,6 \text{ kN} > N_{Ed} = 741,95 \text{ kN}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος

Επιπλέον επειδή θέλουμε πλάστιμη συμπεριφορά, πρέπει να ικανοποιείται και το α' κριτήριο πλαστιμότητας.

$N_{u,Rd} = 851,9 \text{ kN} > N_{net,Rd} = 823,6 \text{ kN}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος

Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης

Ο διαγώνιος σύνδεσμος RHS 120X80X4 συνδέεται συγκολλητά με ένα κομβοέλασμα πάχους 20mm σε μήκος 15cm.

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (5.8)$$

$f_{vw,d}$ = τάση αντοχής συγκόλλησης

Προκύπτει $f_{vw,d} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$

Ελάχιστο επιτρεπτό πάχος συγκόλλησης 3mm

Μέγιστο επιτρεπτό πάχος συγκόλλησης $0,7t_{\min} = 14 \text{ mm}$ (5.9)

Επιλέχθηκε πάχος συγκόλλησης $a = 5 \text{ mm}$

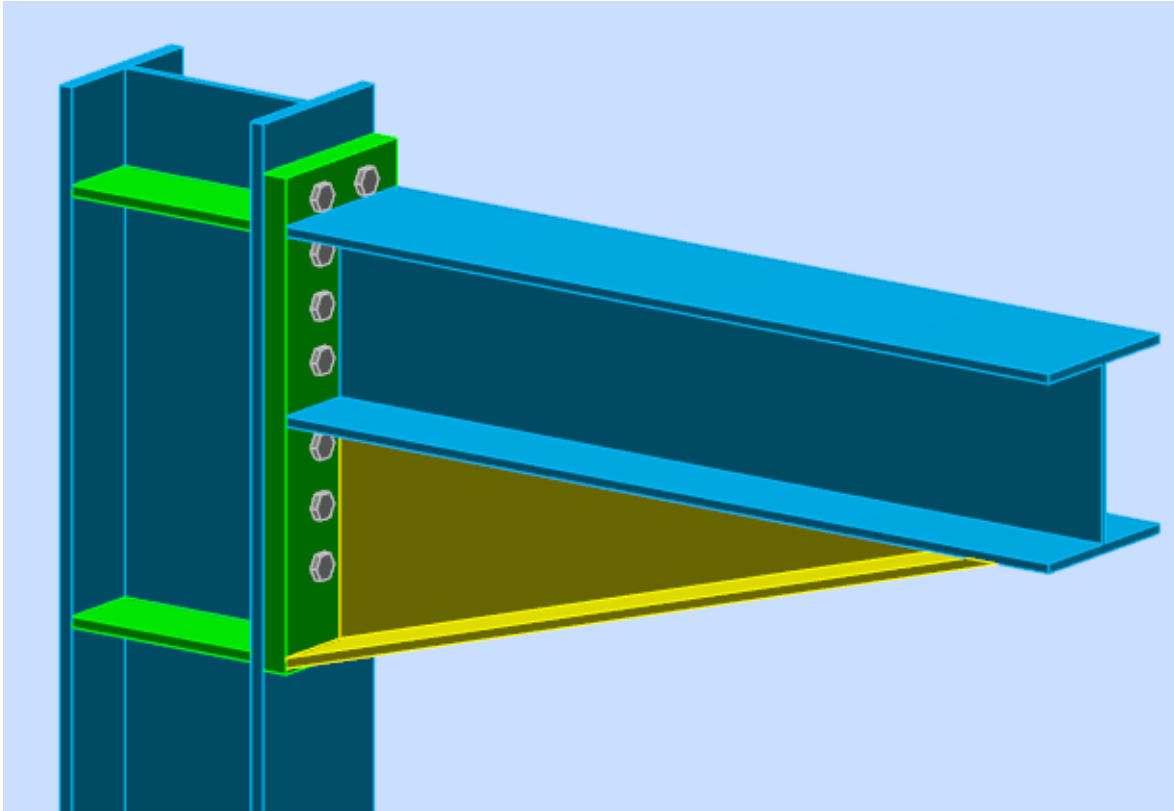
Ελάχιστο επιτρεπτό μήκος συγκόλλησης $\min(30 \text{ mm}; 6a) = 30 \text{ mm}$ (5.10)

Επιλέχθηκε μήκος συγκόλλησης $l = 15 \text{ cm}$

$4 \cdot l \cdot a \cdot f_{vw,d} = 785,1 \text{ kN} > N_{Ed} = 741,95 \text{ kN}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος

5.3 Σύνδεση κύριας δοκού - υποστυλώματος

Ειδικότερα παρακάτω παρουσιάζεται η σύνδεση της κύριας δοκού 2^{ου} ορόφου ακραίου πλαισίου ροπής με το υποστύλωμα. Σύμφωνα με τον ΕΚ8 η σύνδεση πρέπει να ελεγχθεί για δρώσα ροπή $M_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 656,75 \text{ kNm} = 903,3 \text{ kNm}$ και δρώσα τέμνουσα $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 279,62 \text{ kN}$. Χρησιμοποιούμε κοχλίες τύπου M24 (Πίνακας 5.2), κατηγορίας 10.9(Πίνακας 5.1). Όλα τα μέρη της σύνδεσης και οι απαραίτητοι έλεγχοι παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.3.



Σχήμα 5.2: Τρισδιάστατη όψη σύνδεσης κύριας δοκού με υποστήλωμα

GENERAL

Connection name: Column-Beam

GEOMETRY

COLUMN

Section:	HEB 400	
$\alpha =$	-90,0	[Deg] Inclination angle
$h_c =$	400	[mm] Height of column section
$b_{fc} =$	300	[mm] Width of column section
$t_{wc} =$	14	[mm] Thickness of the web of column section
$t_{fc} =$	24	[mm] Thickness of the flange of column section
$r_c =$	27	[mm] Radius of column section fillet
$A_c =$	197,78	[cm ²] Cross-sectional area of a column
$I_{xc} =$	57680,50	[cm ⁴] Moment of inertia of the column section
Material:	S 355	
$f_{yc} =$	355,00	[MPa] Resistance

BEAM

Section:		HEA 340
$\alpha =$	0,0	[Deg] Inclination angle
$h_b =$	330	[mm] Height of beam section
$b_f =$	300	[mm] Width of beam section
$t_{wb} =$	10	[mm] Thickness of the web of beam section
$t_{fb} =$	17	[mm] Thickness of the flange of beam section
$r_b =$	27	[mm] Radius of beam section fillet
$r_b =$	27	[mm] Radius of beam section fillet
$A_b =$	133,47	[cm ²] Cross-sectional area of a beam
$I_{xb} =$	27693,10	[cm ⁴] Moment of inertia of the beam section
Material:	S 355	
$f_{yb} =$	355,00	[MPa] Resistance

BOLTS

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

$d =$	24	[mm] Bolt diameter
Class =	10.9	Bolt class
$F_{tRd} =$	254,16	[kN] Tensile resistance of a bolt
$n_h =$	2	Number of bolt columns
$n_v =$	7	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 $p_i =$	90;90;90;140;100;100	[mm]

PLATE

$h_p =$	820	[mm] Plate height
$b_p =$	300	[mm] Plate width
$t_p =$	45	[mm] Plate thickness
Material:	S 355	
$f_{yp} =$	335,00	[MPa] Resistance

LOWER STIFFENER

$w_d =$	300	[mm] Plate width
$t_{fd} =$	17	[mm] Flange thickness
$h_d =$	400	[mm] Plate height
$t_{wd} =$	10	[mm] Web thickness
$l_d =$	1400	[mm] Plate length
$\alpha =$	15,9	[Deg] Inclination angle
Material:	S 355	
$f_{ybu} =$	355,00	[MPa] Resistance

COLUMN STIFFENER

Upper

$h_{su} =$	352	[mm] Stiffener height
$b_{su} =$	143	[mm] Stiffener width
$t_{hu} =$	18	[mm] Stiffener thickness
Material:	S 355	
$f_{ysu} =$	355,00	[MPa] Resistance

Lower

$h_{sd} =$	352	[mm] Stiffener height
$b_{sd} =$	143	[mm] Stiffener width
$t_{hd} =$	18	[mm] Stiffener thickness
Material:	S 355	

$f_{ysu} = 355,00$ [MPa] Resistance

FILLET WELDS

$a_w = 5$ [mm] Web weld
 $a_f = 8$ [mm] Flange weld
 $a_s = 5$ [mm] Stiffener weld
 $a_{fd} = 5$ [mm] Horizontal weld

MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} = 1,00$ Partial safety factor [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Partial safety factor [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Partial safety factor [2.2]

RESULTS

BEAM RESISTANCES

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,18 < 1,00$ **verified** (0,18)

COLUMN RESISTANCES

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,88 < 1,00$ **verified** (0,88)

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,95 < 1,00$ **verified** (0,95)

CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,15 < 1,00$ **verified** (0,15)

WELD RESISTANCE

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ $339,39 < 400,00$ **verified** (0,85)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ $326,21 < 400,00$ **verified** (0,82)
 $\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$ $169,69 < 324,00$ **verified** (0,52)

Connection conforms to the code

Ratio 0,95

Σχήμα 5.3: Φύλλο αποτελεσμάτων σύνδεσης κύριας δοκού-υποστυλώματος

6 Συμπεράσματα

Με βάση το σχεδιασμό του κτιρίου που πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα. Ο δομικός χάλυβας ως υλικό κατασκευών, λόγω των πλεονεκτημάτων που έχει, μπορεί να αντικαταστήσει το οπλισμένο σκυρόδεμα σε αρκετές περιπτώσεις. Ο δομικός χάλυβας υπερτερεί έναντι του σκυροδέματος λόγω των παρακάτω χαρακτηριστικών του :

- Μεγάλη περιοχή πλαστικής παραμόρφωσης
- Μεγάλο λόγο αντοχής προς το ίδιο βάρος του
- Ομογένεια υλικού
- Ταχεία ανέγερση
- Ελεγχόμενη ποιότητα
- Ανακυκλώσιμο υλικό

Ωστόσο ο δομικός χάλυβας έχει και κάποια μειονεκτήματα, τα σημαντικότερα των οποίων είναι :

- Ευαισθησία έναντι υψηλών θερμοκρασιών
- Ευαισθησία έναντι κόπωσης (που δεν είναι κρίσιμη για κτίρια)
- Ευαισθησία έναντι αστάθειας

Ένα άλλο συμπέρασμα που προέκυψε είναι η σπουδαιότητα του αντισεισμικού σχεδιασμού και η αναγκαιότητα του για την αποφυγή ολικής ή μερικής κατάρρευσης για σεισμό μεγαλύτερο του σχεδιασμού. Προφανώς για να επιτευχθεί αυτό απαιτούνται και μεγαλύτερες διατομές, με αποτέλεσμα βέβαια και μεγαλύτερο βάρος χάλυβα και άρα ακριβότερη κατασκευή.

Πίνακας 6.1: Συγκριτικός πίνακας διατομών με και χωρίς σεισμικό σχεδιασμό

	Χωρίς αντισεισμικό σχεδιασμό	Με αντισεισμικό σχεδιασμό
Υποστυλώματα 1 ^{ου} ορόφου		
Γωνιακά	HEB 200	HEB 400
Μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής	HEB 260	HEB 400
Κεντρικά	HEB 400	HEB 400
Ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής	HEB 300	HEB 400
Υποστυλώματα 2 ^{ου} και 3 ^{ου} ορόφου		
Γωνιακά	HEB 200	HEB 400

Μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής	HEB 260	HEB 400
Κεντρικά	HEB 400	HEB 400
Ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής	HEB 300	HEB 400
Υποστυλώματα 4 ^{ου} , 5 ^{ου} και 6 ^{ου} ορόφου		
Γωνιακά	HEB 160	HEB 340
Μεσαία υποστυλώματα ακραίων πλαισίων ροπής	HEB 200	HEB 340
Κεντρικά	HEB 240	HEB 340
Ακραία υποστυλώματα μεσαίων πλαισίων ροπής	HEB 220	HEB 340
Κύριες δοκοί		
Ακραίων πλαισίων ροπής 6 ^{ου} ορόφου	HEA 260	HEA 340
Μεσαίων πλαισίων ροπής 6 ^{ου} ορόφου	HEA 320	HEA 340
Ακραίων πλαισίων ροπής υπολοίπων ορόφων	HEA 280	HEA 340
Μεσαίων πλαισίων ροπής υπολοίπων ορόφων	HEA 340	HEA 340
Δευτερεύουσες δοκοί	IPE 220	IPE 220

Πίνακας 6.2: Σύγκριση βάρους χρησιμοποιούμενου χάλυβα στις περιπτώσεις δίχως και με ικανοτικό σχεδιασμό

	Χωρίς αντισεισμικό σχεδιασμό	Με αντισεισμικό σχεδιασμό
Συνολικό βάρος μεταλλικού φορέα (t)	127,8	159,53
Άρα έχουμε αύξηση βάρους κατά 25%.		

Οι διατομές που τελικά επιλέχθηκαν για το συγκεκριμένο κτίριο, ικανοποιούν τις προϋποθέσεις του ικανοτικού σχεδιασμού, αλλά ίσως να μην είναι και οι μικρότερες δυνατές. Θεωρητικά αν η διαστασιολόγηση γινόταν μέλος προς μέλος και όχι σε ομάδες, θα προέκυπταν μικρότερες διατομές, όμως αυτό θα απαιτούσε περισσότερο χρόνο για την μελέτη και θα αύξανε την πολυπλοκότητα της κατασκευής με αποτέλεσμα κάποιο πιθανό λάθος, το οποίο θα είχε μεγάλο κόστος.

7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι.,Ερμόπουλος Ι.,Ιωαννίδης Γ.(2013) «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής».Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα
2. Βάγιας Ι.(2010) «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα
3. Βάγιας Ι.(2003) «Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα
4. Ερμόπουλος Ι.(2005) «Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών-Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα
5. Βάγιας Ι.Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.(2013) «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα
6. CEN(2002),EN1990,Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού»
7. CEN(2002),EN1991-1-1,Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές»,Μέρος 1-1 :Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια
8. CEN(2005),EN1991-1-4,Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές»,Μέρος 1-4 :Γενικές δράσεις- Δράσεις ανέμου
9. CEN(2003),EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές»,Μέρος1-5:Γενικές δράσεις-Θερμικές δράσεις
10. CEN(2005),EN1993-1-1,Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»,Μέρος 1-1 :Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
11. CEN(2005),EN1993-1-8,Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»,Μέρος 1-8 :Σχεδιασμός κόμβων
12. CEN(2005),EN1994-1-1,Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα»,Μέρος 1-1 :Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
13. CEN(2004),EN1998-1,Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός»,Μέρος 1 :Γενικοί κανόνες,σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια
14. <http://www.elastron.gr>
15. <http://lee.civil.ntua.gr>