

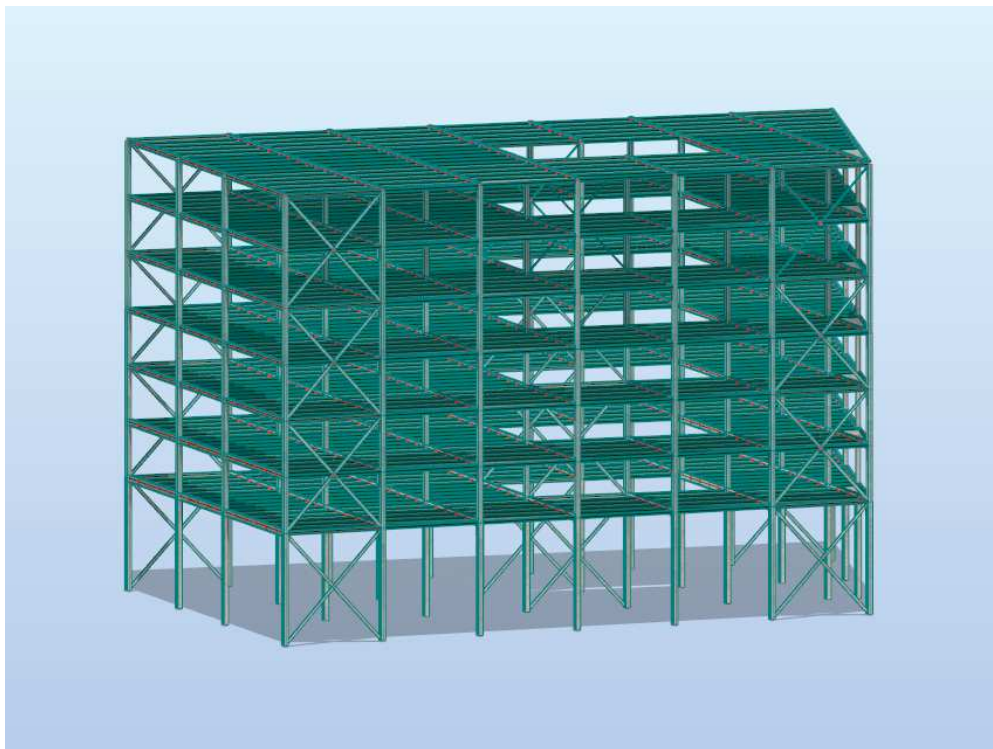


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

*Σχεδιασμός επτάώροφου ξενοδοχείου
με φέροντα οργανισμό από χάλυβα*



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ιωάννης Χ. Μανιάτης

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Λέκτορας Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Μάρτιος 2019

ΕΜΚ ΔΕ 2019 / 07

Μανιάτης Χ. Ιωάννης (2019)
Σχεδιασμός επταώροφου ξενοδοχείου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2019/07
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Maniatis X. Ioannis (2019)
Design of a seven-storey steel hotel
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2019/07
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	5
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή	9
1.1 Γενικά	9
1.2 Περιγραφή της κατασκευής	9
1.3 Χωρικό προσομοίωμα στο Robot Structural Analysis	11
1.4 Υλικά	12
2 Δράσεις Σχεδιασμού – Συνδυασμοί Δράσεων	13
2.1 Γενικά	13
2.2 Μόνιμα Φορτία	13
2.3 Κινητά Φορτία	15
2.4 Δράσεις Ανέμου	16
2.5 Σεισμικές Δράσεις	23
2.6 Συνδυασμοί Δράσεων	25
3 Διαστασιολόγηση Κατασκευής	29
3.1 Γενικά	29
3.2 Σύμμικτες πλάκες	29
3.3 Σύμμικτες διαδοκίδες	33
3.4 Κύριες δοκοί – Υποστυλώματα – Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι	39
3.4.1 Διαδικασία διαστασιολόγησης	39
3.4.2 Υπολογισμός συντελεστή ευαισθησίας σε φαινόμενα 2 ^{ης} τάξης θ_x, θ_y	40
3.4.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών	41
3.4.4 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας	42
3.4.5 Κύριες Δοκοί	46
3.4.6 Υποστυλώματα	53
3.4.7 Σύγκριση διαστασιολόγησης για $\theta_y=0,20$ με $q_y=3$ και $q_y=4$	59
4 Συνδέσεις	63
4.1 Γενικά	63
4.2 Κόμβος Υποστυλώματος – Κύριας Δοκού	63
4.3 Κόμβος Κύριας Δοκού – Διαδοκίδας	73
4.4 Κόμβος Υποστυλώματος – Κατακόρυφου συνδέσμου	78
5 Συμπεράσματα	81
6 Βιβλιογραφία	83

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2019/07

Σχεδιασμός επτάώροφου ξενοδοχείου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα

Μανιάτης Χ. Ιωάννης 2019

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός ενός επτάώροφου ξενοδοχείου. Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από σύμμικτες διαδοκίδες και πλάκες, μεταλλικές δοκούς, μεταλλικά υποστυλώματα και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της κατασκευής υλοποιήθηκε με το πρόγραμμα Autodesk Robot Structural Analysis. Συγκεκριμένα στο προσομοίωμα εφαρμόστηκαν οι μόνιμες, οι μεταβλητές και οι σεισμικές δράσεις που καταπονούν την κατασκευή και πραγματοποιήθηκαν οι συνδυασμοί δράσεων σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας καθώς και οι Σεισμικοί Συνδυασμοί. Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης πραγματοποιήθηκε η διαστασιολόγηση των μελών, σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωκωδίκων.

Επιπροσθέτως έγινε έλεγχος της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής για δύο τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q στη διεύθυνση των πλαισίων ροπής για Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση.

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

DIPLOMA THESIS

EMK ΔE 2019/07

Design of a seven-storey hotel with steel bearing structure

Maniatis X. Ioannis (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The subject of this diploma thesis is the design and structural analysis of a seven storey hotel. The bearing structure consists of composite beams and composite slabs, steel girders, steel columns and vertical concentric bracings.

The analysis and the Steel Design of the structure was carried out with Autodesk Robot Structural Analysis software. In particular, the permanent, variable and seismic actions were applied to the structural model and the Ultimate Limit State, Serviceability Limit State and Seismic Combinations were created.

Based on the analysis results, the dimensioning of the structural elements was conducted according to the Eurocode regulations .

Furthermore, a check of the seismic response was performed, for two different values of the behavior factor q in the direction of the moment resisting frames, for Ductility Class Medium.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κύριο Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για την εξαιρετική συνεργασία, τις πολύτιμες υποδείξεις και την καθοδήγηση καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου Χρήστο και Σταυρούλα, και τον αδερφό μου Κίμωνα για την υποστήριξή τους σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός ενός ξενοδοχείου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, που βρίσκεται στο κέντρο της Αθήνας.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του φορέα πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τους ισχύοντες Ευρωκώδικες:

- Ευρωκώδικας 1 : Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός

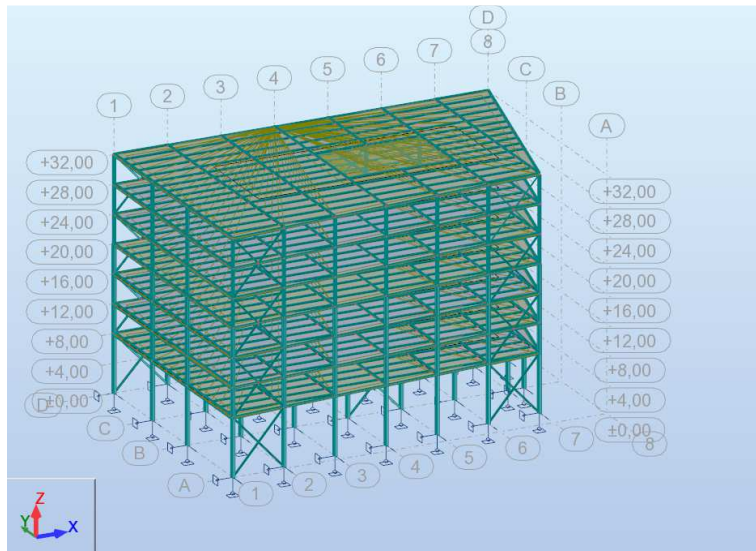
Για την προσομοίωση της κατασκευής έγινε χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional της Autodesk.

1.2 Περιγραφή της κατασκευής

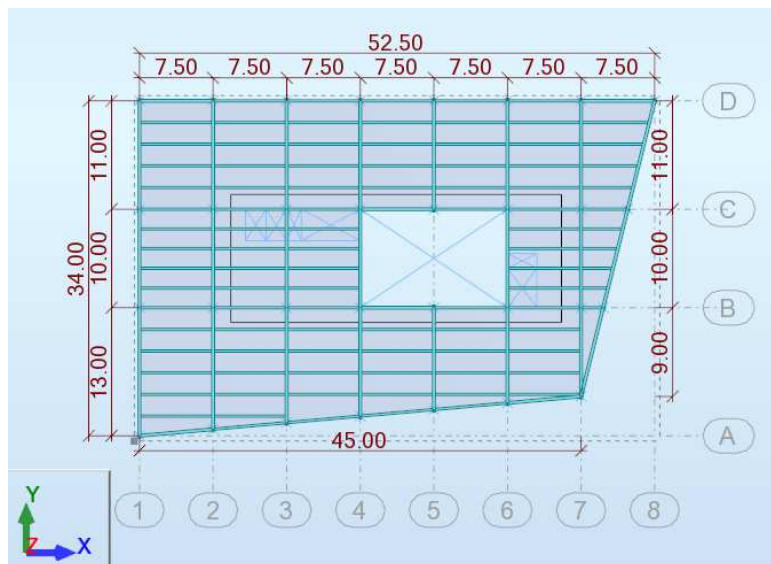
Ο φορέας καταλαμβάνει επιφάνεια ενός οικοδομικού τετραγώνου, έχει συνολικό ύψος 32m και αποτελείται από επτά ορόφους, το ύψος του 1^{ου} είναι 8m, ενώ των υπολοίπων είναι 4m. Σε κάτοψη, οι δύο πλευρές του είναι παράλληλες στους καθολικούς άξονες X και Y με διαστάσεις 52,5m και 34m αντίστοιχα, ενώ οι άλλες δύο πλευρές είναι υπό γωνία, κάτοψη Σχήμα 1.2.

Τα πλαίσια κατά τη διεύθυνση του Καθολικού Άξονα Y, διαμορφώνονται με συνδέσεις ροπής και τα υποστυλώματα κάμπτονται ως προς τον ισχυρό τους άξονα, ενώ τα πλαίσια κατά τη διεύθυνση του Καθολικού Άξονα X διαμορφώνονται με απλές συνδέσεις και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Τα πλαίσια ροπής απέχουν μεταξύ τους 7,50m και αποτελούνται από τρία ζυγώματα, που όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.2, το ένα από αυτά έχει μεταβλητό μήκος, από 13m στην τομή «1» ως 9m στην τομή «7», ενώ τα άλλα δύο έχουν μήκος 10m και 11m αντίστοιχα. Στο εσωτερικό του ξενοδοχείου υπάρχει αίθριο διαστάσεων 10x15m που επικοινωνεί με τους διαδρόμους κάθε στάθμης, αριστερά του οποίου όπως φαίνεται στην κάτοψη υπάρχουν τρεις ανελκυστήρες και το κλιμακοστάσιο, και δεξιά του ένας ανελκυστήρας κι ένα κλιμακοστάσιο για τις ανάγκες του προσωπικού. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται όπως φαίνεται στα Σχήματα 1.1 και 1.3.

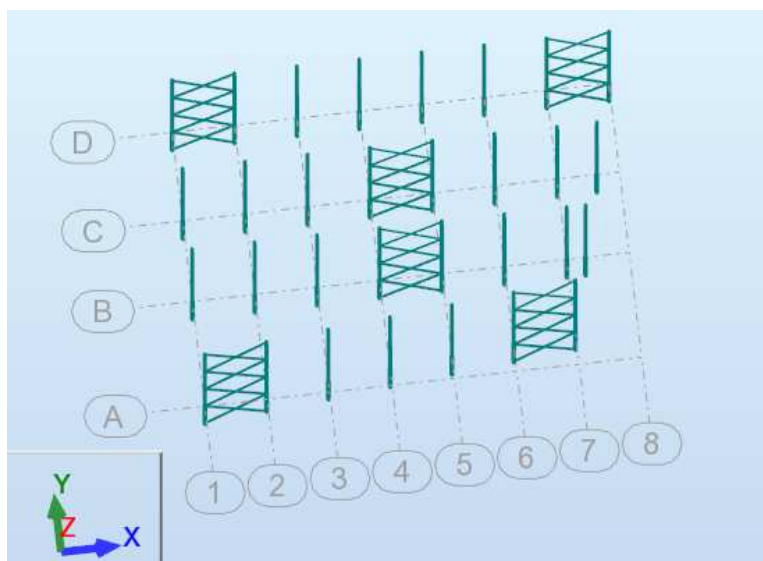
Σε κάθε όροφο διαμορφώνεται δάπεδο από σύμμικτες πλάκες, που συνδέονται διατμητικά με σύμμικτες διαδοκίδες. Οι διαδοκίδες εδράζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες δοκούς των πλαισίων ροπής.



Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα



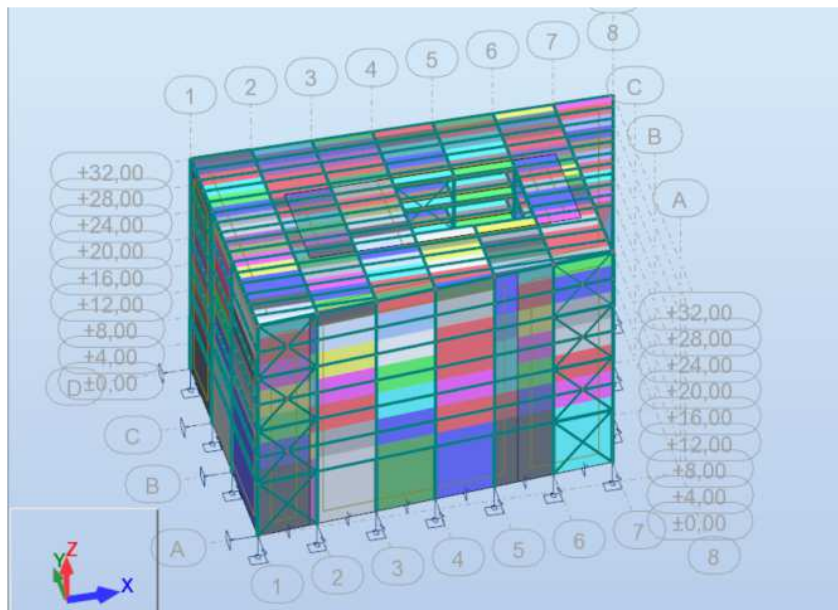
Σχήμα 1.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου



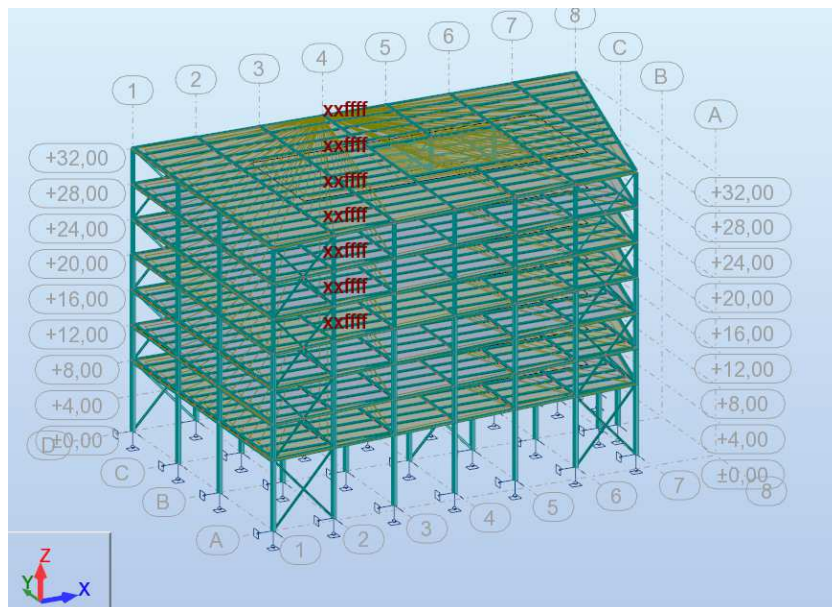
Σχήμα 1.3: Τρισδιάστατη απεικόνιση θέσης κατακόρυφων συνδέσμων

1.3 Χωρικό προσομοίωμα στο Robot Structural Analysis

Στο προσομοίωμα πραγματοποιήθηκε εισαγωγή μόνο των χαλύβδινων στοιχείων του φορέα. Για την άσκηση επιφανειακών φορτίων δημιουργήθηκαν αβαρείς επιφάνειες, claddings, τόσο οριζόντιες σε κάθε στάθμη ορόφων, όσο και κατακόρυφες, περιμετρικά του κτηρίου. Οι σύμμικτες πλάκες εδράζονται στις διαδοκίδες και η περιμετρική επικάλυψη εδράζεται στις περιμετρικές δοκούς, για το λόγο αυτό η κατανομή των επιφανειών φόρτισης έχει τη μορφή του Σχήματος 1.4. Η διαφραγματική λειτουργία στη στάθμη κάθε ορόφου ορίστηκε με την επιλογή rigid links, συνδέοντας δηλαδή με άκαμπτους συνδέσμους τους μετακινησιακούς βαθμούς ελευθερίας εντός του επιπέδου της πλάκας όλων των κόμβων, Σχήμα 1.5.



Σχήμα 1.4: Κατανομή φορτίσεων στις διαδοκίδες και τις περιμετρικές δοκούς



Σχήμα 1.5: Διαφραγματική λειτουργία πλακών

1.4 Υλικά

Δομικός Χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για τα υποστρώματα, τις κύριες δοκούς και τις διαδοκίδες είναι κατηγορίας S355, ενώ για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S235.

Χαρακτηριστικά χαλύβων:

- Ειδικό βάρος $\gamma_s = 78,5$
- Μέτρο ελαστικότητας $E=210000$ MPa
- Λόγος Poisson $\nu=0,3$
- Μέτρο διάτμησης $G=E/[2(1+\nu)]=81000$ MPa
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha=12 \times 10^{-6}$ (για $T < 1000^\circ\text{C}$)
- S355: Όριο διαρροής $f_y=355$ MPa
- S355: Εφελκυστική αντοχή $f_u=510$ MPa
- S235: Όριο διαρροής $f_y=235$ MPa
- S235: Εφελκυστική αντοχή $f_u=360$ MPa

Σκυρόδεμα

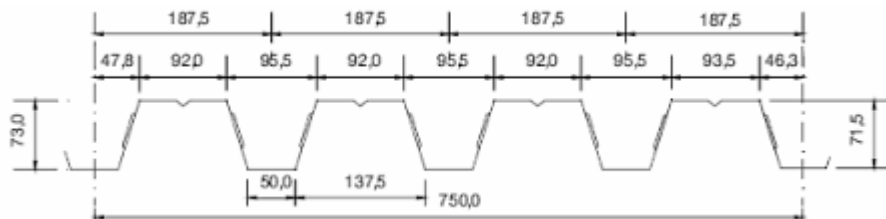
Για τις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C20/25, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Μέτρο ελαστικότητας $E=29$ GPa
- Ειδικό βάρος $\gamma_c=25$ kN/m³
- Αντοχή $f_{ck}=20$ MPa

Χαλυβδόφυλλο

Χρησιμοποιήθηκε το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 το οποίο είναι τραπεζοειδούς σχήματος, ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

- Όριο διαρροής $f_{yp}=320$ MPa
- Εφελκυστική αντοχή $f_{up}=390$ MPa



Σχήμα 1.3: Τρισδιάστατη απεικόνιση

Ποιότητα Κοχλίων

Στις μεταλλικές συνδέσεις χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες ποιότητας 10.9 με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Όριο διαρροής $f_{yb}=640$ MPa
- Εφελκυστική αντοχή $f_{ub}=800$ MPa

2 Δράσεις Σχεδιασμού – Συνδυασμοί Δράσεων

2.1 Γενικά

Μία κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ένας κατάλληλος βαθμός αξιοπιστίας σε συνάρτηση της οικονομικότητας. Θα πρέπει να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις αλλά και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, που μπορεί να εμφανιστούν κατά την κατασκευή και τη διάρκεια ζωής της και να παραμένει κατάλληλη για χρήση.

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση αλλά και τη μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις-φορτία βάσει των οποίων θα γίνει η ανάλυση του φορέα, με σκοπό τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων-μελών.

Οι δράσεις καθορίζονται από τις γενικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 και τις επιμέρους συστάσεις των Εθνικών Προσαρτημάτων κάθε χώρας.

Με βάση τη μεταβολή τους στον χρόνο, οι δράσεις κατατάσσονται σε:

1. Μόνιμες: ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.
2. Μεταβλητές: επιβαλλόμενα φορτία στα πατώματα, πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού και φορτία από γερανογέφυρες.
3. Τυχηματικές: εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.
4. Σεισμικές.

Επιπρόσθετα οι δράσεις κατατάσσονται με βάση την προέλευσή τους σε άμεσες και έμμεσες, τη χωρική τους μεταβολή σε σταθερές ή ελεύθερες και τη φύση τους σε στατικές ή δυναμικές.

2.2 Μόνιμα Φορτία

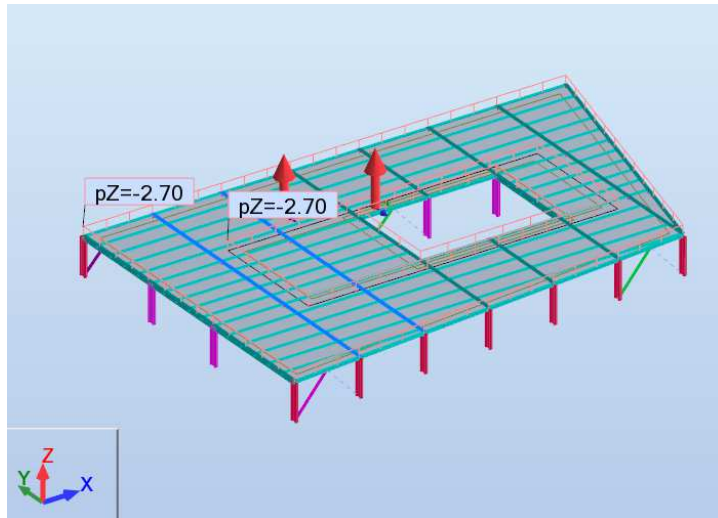
Με τον όρο αυτό νοούνται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν κατά τη διάρκεια διάρκεια ζωής του έργου και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Αυτά είναι τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, υδραυλικά και ηλεκτρικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα. Περιπτώσεις όπου προβλέπονται μελλοντικές τροποποιήσεις στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη στην μελέτη.

Για τα μόνιμα φορτία (Dead Loads –DL) δημιουργήθηκαν οι loadcases 1,2,3:

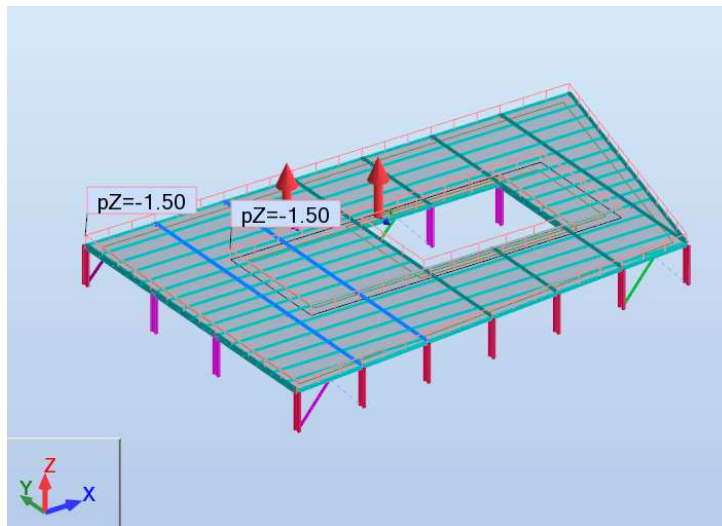
- Ίδιο βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων DL1 - υπολογίζονται από το Robot
- Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών DL2, $g_{pl} = 2,70 \text{ kN/m}^2$ (2.1)
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία DL3, $g' = 1,50 \text{ kN/m}^2$ (2.2)

Πίνακας 2.1: Loadcases μονίμων και κινητών φορτίων

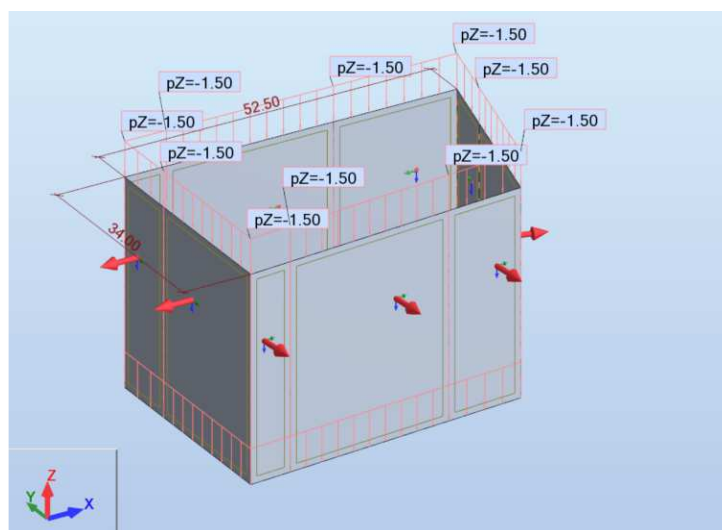
List of defined cases:		
No.	Case name	Nature
1	DL1 -idio varos	Structural
2	DL2 - g_plakas	Structural
3	DL3 -g'plakas,H/M,pseudorofi,t...	Non-structural
4	LL1 - 2kN/m2	Category C
5	LL2 - 5kN/m2	Category C



Σχήμα 2.1: Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας τυπικού ορόφου – DL2



Σχήμα 2.2: Πρόσθετα μόνιμα φορτία τυπικού ορόφου – DL3



Σχήμα 2.3: Πρόσθετα μόνιμα φορτία περιμετρικής επικάλυψης – DL3

2.3 Κινητά Φορτία

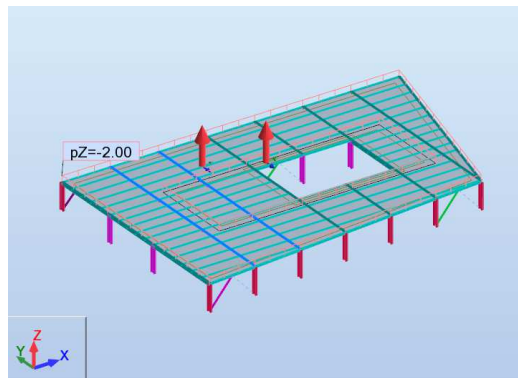
Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτηρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένα αγαθά, οχήματα κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά.

Για το συγκεκριμένο κτήριο κατηγορίας χρήσης C, οι τιμές είναι $q_1 = 2 \text{ kN/m}^2$ στα δωμάτια και $q_2 = 5 \text{ kN/m}^2$ στους διαδρόμους του τυπικού ορόφου, ενώ στην ταράτσα είναι παντού $q_2 = 5 \text{ kN/m}^2$ καθώς προορίζεται για εκμετάλλευση. Για τα κλιμακοστάσια είναι $q_{κλι} = 3,5 \text{ kN/m}^2$, αλλά απλοποιητικά λαμβάνεται $q_{κλι} = q_2 = 5 \text{ kN/m}^2$ – ίδιο cladding.

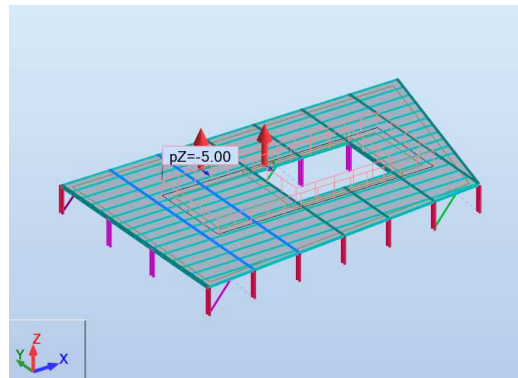
Για τα κινητά φορτία (Live Loads – LL) δημιουργήθηκαν οι loadcases 4,5:

- LL1, $q_1 = 2 \text{ kN/m}^2$ (2.3)

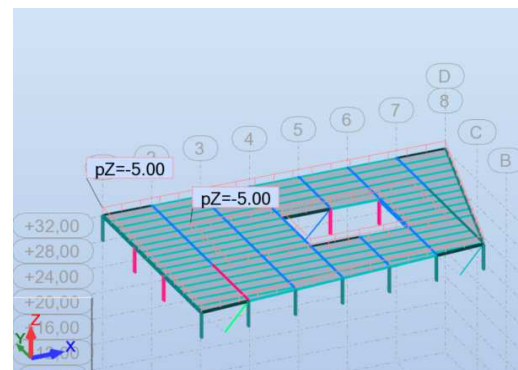
- LL2, $q_2 = 5 \text{ kN/m}^2$ (2.4)



Σχήμα 2.4: Κινητό φορτίο στα δωμάτια – LL1



Σχήμα 2.5: Κινητό φορτίο στους χώρους πρόσβασης στα δωμάτια – LL2



Σχήμα 2.6: Κινητό φορτίο στην ταράτσα, z=32m – LL2

2.4 Δράσεις Ανέμου

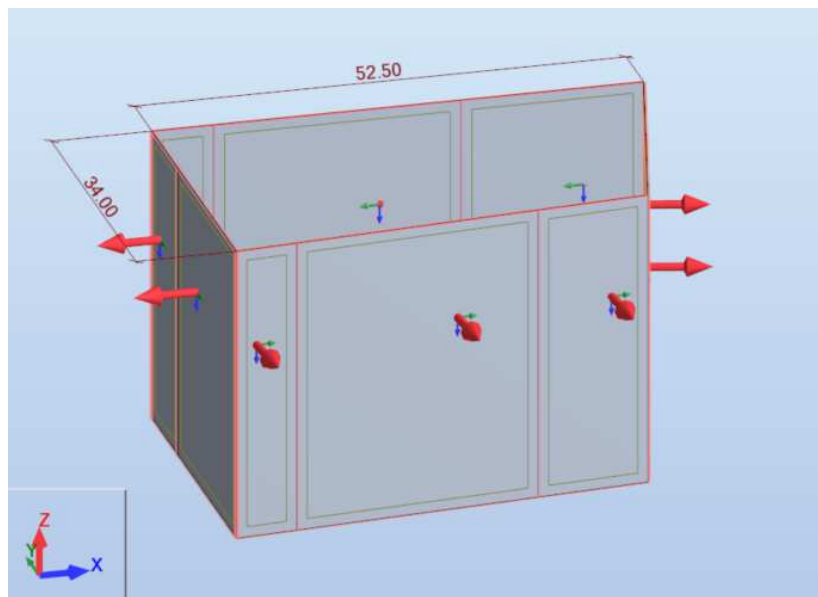
Με βάση τις διατάξεις του Μέρους 1-4 του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-4) και το Εθνικό Προσάρτημα, υπολογίζονται οι δράσεις του ανέμου για την κατασκευή.

Στη συγκεκριμένη εργασία μελετήθηκε η δράση του ανέμου με φορά κατά global X+ και global Y-, δηλαδή με προσήνεμες τις μεγαλύτερες πλευρές της κατασκευής, που είναι κάθετες στους καθολικούς άξονες, διαστάσεων 34m και 52,5m αντίστοιχα, Σχήμα 2.7.

Δημιουργήθηκαν οι loadcases 6,7 για τις εξωτερικές πιέσεις κατά X,Y αντίστοιχα, και οι loadcases 8,9 για τις εσωτερικές πιέσεις που δρουν συνδυαστικά με τις 6,7 όπως θα δούμε στο κεφάλαιο 2.5 των συνδυασμών φόρτισης.

Πίνακας 2.2: Loadcases ανέμου

No.	Case name	Nature
6	WIND-X_e	wind
7	WIND-Y_e	wind
8	wind-1_int	wind
9	wind-2_int	wind



Σχήμα 2.7: Claddings για δράσεις ανέμου

Η Κατηγορία εδάφους είναι IV, άρα $z_0 = 1\text{m}$ και $z_{\min} = 10\text{m}$ και επίσης ισχύει $v_{b,0} = 33\text{m/s}$, καθώς το κτήριο βρίσκεται σε απόσταση 7 km από την ακτή.

Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής $q_p(32\text{m})$:

- $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 33\text{m/s} = 33\text{m/s}$ (2.5)

- $k_r = 0,19 \cdot (1\text{m} / 0,05\text{m})^{0,07} = 0,2343$ (2.6)

- $c_r(32\text{m}) = k_r \cdot \ln(32\text{m} / 1\text{m}) = 0,812$ (2.7)

- $v_m(32\text{m}) = c_r(32\text{m}) \cdot 1 \cdot v_b = 26,8\text{m/s}$ (2.8)

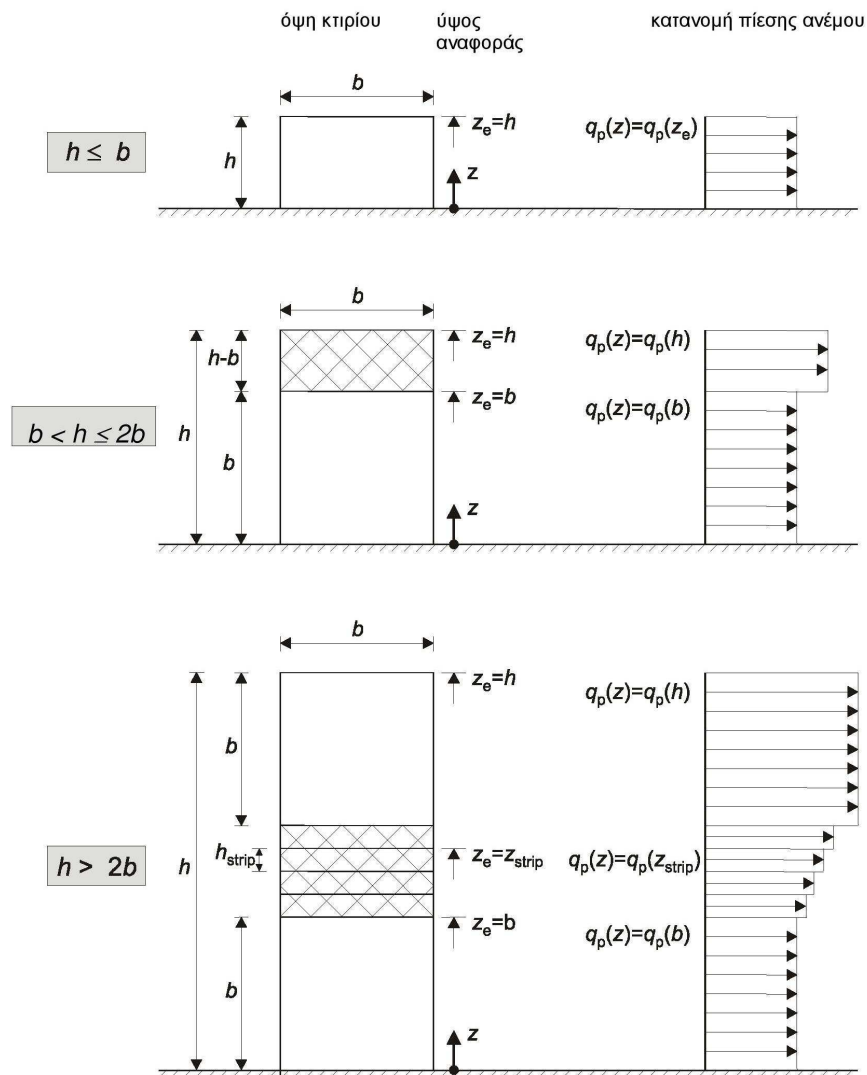
- $I_{vz}(32\text{m}) = 1 / [1 \cdot \ln(32\text{m} / 1\text{m})] = 0,28854$ (2.9)

Άρα,

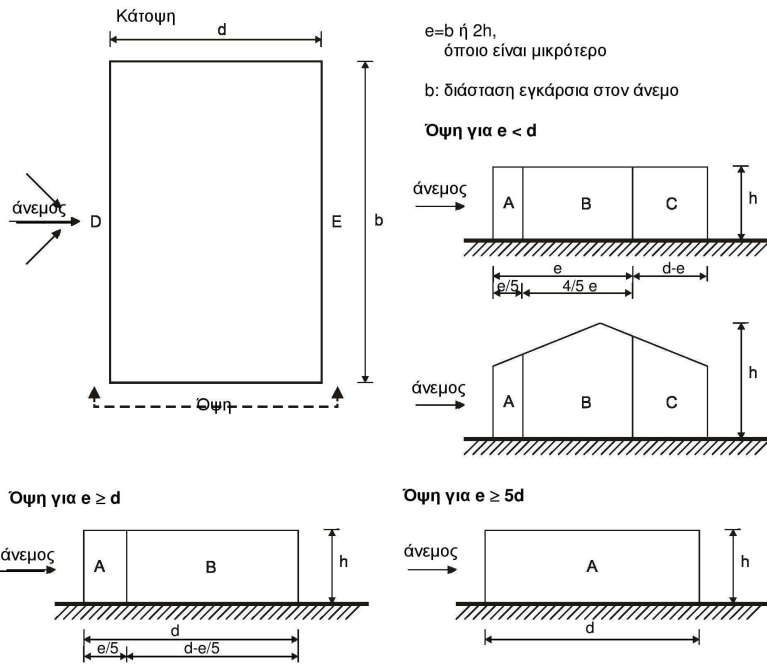
- $q_p(32\text{m}) = [1 + 7 \cdot I_{vz}(32\text{m})] \cdot 1 / 2 \cdot 0,00125 \cdot v_m(32\text{m}) = 1,356$ (2.10)

Στο Σχήμα 2.7 φαίνονται οι διαστάσεις: $b_x = 34\text{ m}$, $b_y = 52,5\text{ m}$, $h = 32\text{ m}$.

Με βάση το παρακάτω Σχήμα 2.8, παρατηρούμε ότι και για τις δύο διευθύνσεις του ανέμου είναι $h < b$, επομένως η κατανομή της πίεσης του ανέμου είναι σταθερή. Για την εφαρμογή των πιέσεων, δημιουργήθηκαν claddings που έχουν πλάτος όσο οι περιοχές A,B,C και ο τοπικός τους άξονας z είναι προς την εξωτερική πλευρά της κατασκευής-κόκκινα βέλη επί των επιφανειών, Σχήμα 2.7. Έτσι οι πιέσεις με $pZ(loc) > 0$ έχουν φορά προς το εξωτερικό του κτηρίου, ενώ οι πιέσεις με $pZ(loc) < 0$ έχουν φορά προς το εσωτερικό του, Σχήματα 2.10 έως 2.17.



Σχήμα 2.8: Κατανομές πίεσης ανέμου



Σχήμα 2.9: Διαστάσεις περιοχών A, B, C

Πίνακας 2.3: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

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

Δ/νση X: Loadcase 6

Δεδομένα:

- Πλευρά παράλληλη στον άνεμο $d = 52,5$ m
- Πλευρά κάθετη στον άνεμο $b = 34$ m
- Ύψος $h = 32$ m
- $e = \min \{b, 2h\} = \min \{34 \text{ m}, 2 \cdot 32 \text{ m}\} = 34$ m (2.11)
- $e = 34$ m , $d = 52,5$ m , $e < d$

Αρα από το Σχήμα 2.9 υπολογίζουμε τις διαστάσεις των περιοχών A, B, C

➤ A: $e/5 = 6,8$ m (2.12)

➤ B: $4e/5 = 26,2$ m (2.13)

➤ C: $d-e = 19,5$ m (2.14)

$$\diamond h/d=0,61 \quad (2.15)$$

Με γραμμική παρεμβολή για τις περιοχές D,E από τον Πίνακα 2.2 υπολογίζουμε τις τιμές των $c_{pe,10-X}$:

Πίνακας 2.4: Τιμές $c_{pe,10-X}$

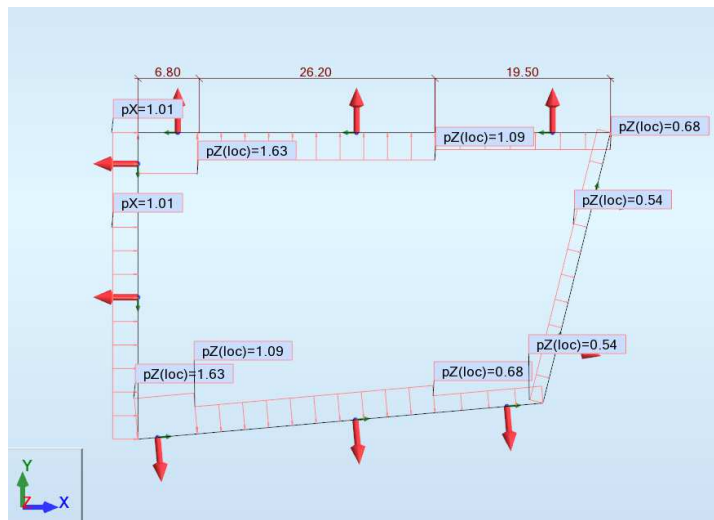
	A	B	C	D	E
$c_{pe,10-X}$	-1,20	-0,80	-0,50	+0,75	-0,40

Οι πιέσεις κατά X είναι ίσες με:

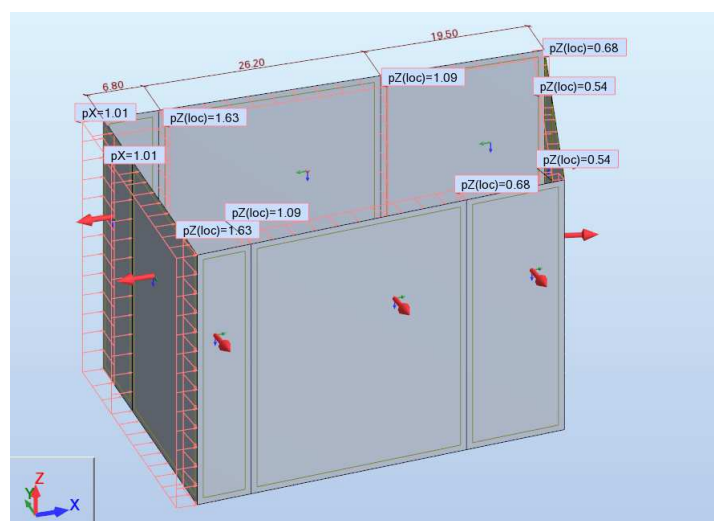
$$w_{e,X} = c_{pe,10-X} \cdot q_p (32 \text{ m}) = c_{pe,10-X} \cdot 1,356 \quad (2.16)$$

Πίνακας 2.5: Τιμές $w_{e,X}$

	A	B	C	D	E
$w_{e,X}$	-1,63	-1,09	-0,68	+1,01	-0,54



Σχήμα 2.10: Κάτοψη - Πιέσεις ανέμου κατά X



Σχήμα 2.11: Τρισδιάστατη απεικόνιση - Πιέσεις ανέμου κατά X

Δ/νση Y: Loadcase 7

Δεδομένα:

- Πλευρά παράλληλη στον άνεμο $d = 34 \text{ m}$
- Πλευρά κάθετη στον άνεμο $b = 52,5 \text{ m}$
- Ύψος $h = 32 \text{ m}$
- $e = \min \{b, 2h\} = \min \{52,5 \text{ m}, 2 \cdot 32 \text{ m}\} = 52,5 \text{ m}$ (2.17)
- $e=52,5 \text{ m}, d=34 \text{ m}, e>d$

Αρα από το Σχήμα 2.9 υπολογίζουμε τις διαστάσεις των περιοχών A, B.

$$\text{➤ } A: e/5 = 10,5 \text{ m} \quad (2.18)$$

$$\text{➤ } B: d-e/5 = 23,5 \text{ m} \quad (2.19)$$

$$\text{❖ } h/d=0,944 \approx 1,0 \quad (2.20)$$

Αρα από τον Πίνακα 2.2 υπολογίζουμε τις τιμές των $c_{pe,10-Y}$:

Πίνακας 2.6: Τιμές $c_{pe,10-Y}$

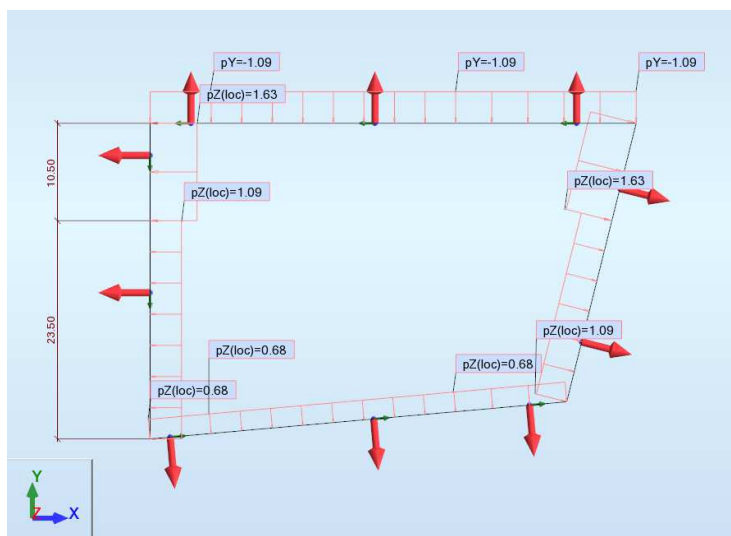
	A	B	D	E
$c_{pe,10-Y}$	-1,20	-0,80	+0,80	-0,50

Οι πιέσεις κατά Y είναι ίσες με:

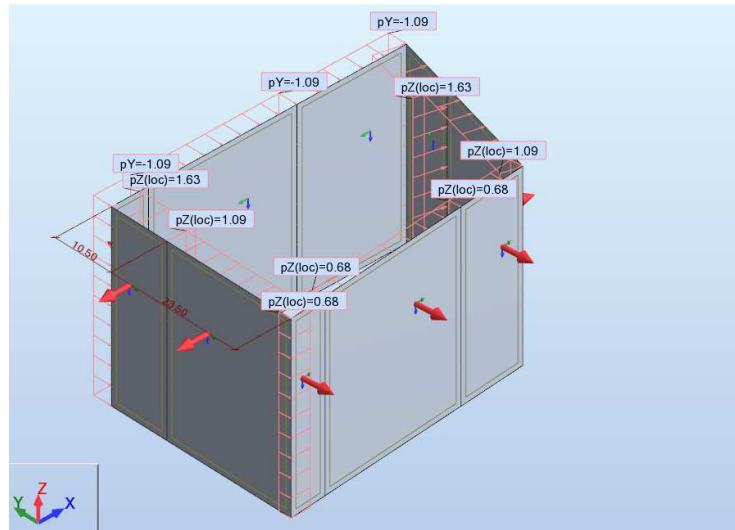
$$w_{e,Y} = c_{pe,10-Y} \cdot q_p(32 \text{ m}) = c_{pe,10-Y} \cdot 1,356 \quad (2.21)$$

Πίνακας 2.7: Τιμές $w_{e,Y}$

	A	B	D	E
$w_{e,Y}$	-1,63	-1,09	+1,09	-0,68



Σχήμα 2.12: Κάτοψη - Πιέσεις ανέμου κατά Y



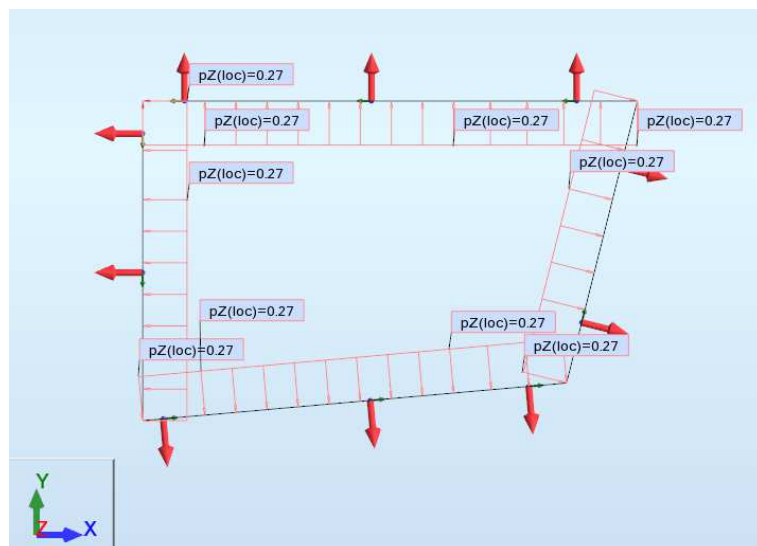
Σχήμα 2.13: Τρισδιάστατη απεικόνιση - Πιέσεις ανέμου κατά Y

Εσωτερικές Πιέσεις

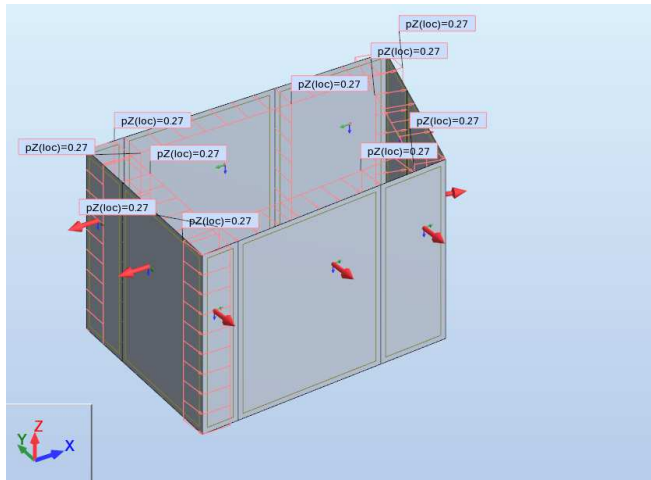
Loadcase 8 : Για $c_{pi,10-a} = +0,20$

Θετική εσωτερική πίεση σημαίνει πως έχει φορά προς την επιφάνεια, άρα $pZ(loc) > 0$

$$w_{i,1} = c_{pi,10-a} \cdot q_p (32 \text{ m}) = +0,20 \cdot 1,356 = +0,27 \quad (2.22)$$



Σχήμα 2.14: Κάτοψη – Εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi,10-a} = +0,20$

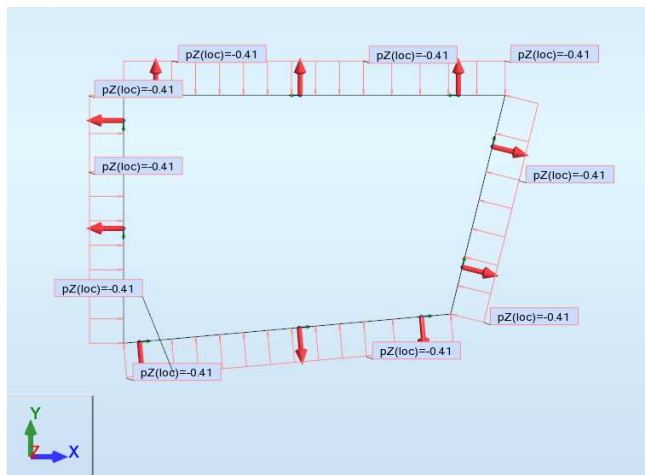


Σχήμα 2.15: Τρισδιάστατη απεικόνιση – Εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi,10-a} = +0,20$

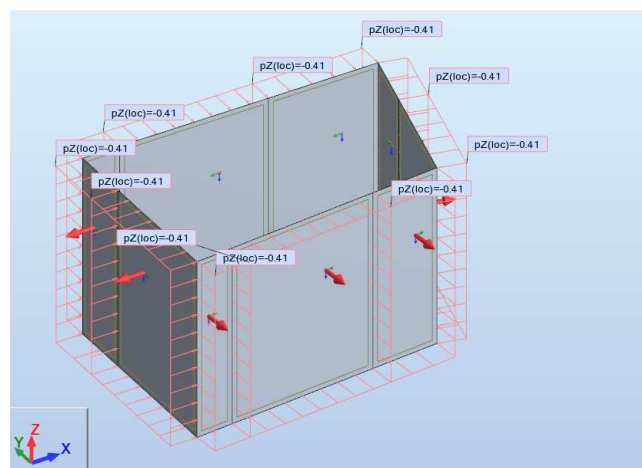
Loadcase 9 : Για $c_{pi,10-b} = -0,30$

Αρνητική εσωτερική πίεση σημαίνει πως έχει φορά που απομακρύνεται από την επιφάνεια, άρα $pZ(loc) < 0$

$$w_{i,2} = c_{pi,10-b} \cdot q_p (32 \text{ m}) = -0,30 \cdot 1,356 = -0,41 \quad (2.23)$$



Σχήμα 2.16: Κάτοψη – Εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi,10-b} = -0,30$



Σχήμα 2.17: Τρισδιάστατη απεικόνιση – Εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi,10-b} = -0,30$

2.5 Σεισμικές Δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού το έδαφος, και επομένως και η βάση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη πάνω σ' αυτό, κινείται γρήγορα, με εναλλασσόμενο πρόσημο, γύρω από την αρχική θέση ηρεμίας. Η μάζα της κατασκευής, λόγω της αδράνειάς της, δεν ακολουθεί την κίνηση της βάσης αλλά κινείται με διαφορετικό τρόπο κάνοντας μία δική της ταλάντωση. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις αυτές του κτιρίου, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις.

Το κτήριο βρίσκεται στο κέντρο της Αθήνας, όπου η Ζώνη σεισμικής Επικινδυνότητας είναι Ζ1, επομένως

- $a_{gR} = 0,16 g = 1,60 \text{ m/s}^2$

Θεωρήθηκε ότι το έδαφος θεμελίωσης είναι Κατηγορίας Β, δηλαδή αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου ή πολύ πυκνής αργίλου, επομένως

- $S = 1,20$
- $T_B = 0,15 \text{ s}$
- $T_C = 0,50 \text{ s}$
- $T_D = 2,0 \text{ s}$

Κτήριο Κατηγορίας σπουδαιότητας ΙΙΙ, επομένως

- $\gamma_I = 1,20$

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,92 \text{ m/s}^2 \quad (2.24)$$

Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση, επομένως

- συντελεστής συμπεριφοράς $q = 4$ στη διεύθυνση των χιαστί συνδέσμων, X
- συντελεστής συμπεριφοράς $q = 3$ στη διεύθυνση των πλαισίων ροπής, Y

Λόγος ιξώδους απόσβεσης $\zeta=5\%$

Πίνακας 2.8: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους

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

Πίνακας 2.9: Κατηγορίες σπουδαιότητας

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 2.10: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

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

2.6 Συνδυασμοί Δράσεων

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται οι συνδυασμοί που πραγματοποιήθηκαν στο Robot με βάση τους οποίους έγινε η αρχική διαστασιολόγηση των μελών. Στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας για τις δράσεις που προκαλούν δυσμενή εντατικά μεγέθη ισχύει $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,50$, ενώ για τις δράσεις που προκαλούν ευμενή εντατικά μεγέθη είναι $\gamma_G = 1,0$ και $\gamma_Q = 0$. Αντίστοιχα στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας ισχύει $\gamma_G = 1,0$ πάντα και $\gamma_Q = 1,0$ ή $\gamma_Q = 0$, αν οι δράσεις είναι δυσμενείς ή ευμενείς αντίστοιχα.

Επίσης για τις μεταβλητές δράσεις ισχύει:

➤ Κινητά φορτία σε κτήριο Κατηγορίας C :

- $\psi_0 = 0,70$
- $\psi_1 = 0,70$
- $\psi_2 = 0,60$

➤ Άνεμος:

- $\psi_0 = 0,60$
- $\psi_1 = 0,20$

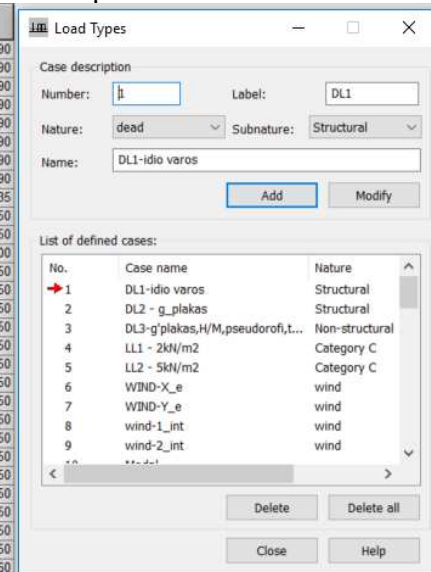
Με βάση τα παραπάνω, καθεμιά από τις δύο μεταβλητές δράσεις, α) τα κινητά φορτία και β) ο άνεμος, λαμβάνεται υπόψη σαν κύρια μεταβλητή δράση με συντελεστή $\gamma_Q \cdot q_i$ ενώ η άλλη με συντελεστή $\psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot q_i$ για τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς σε ΟΚΑ και ΟΚΛ.

Αντίστοιχα για τους σεισμικούς συνδυασμούς οι συντελεστές είναι $\gamma_G = 1,0$ για τα μόνιμα φορτία και $\psi_2 \cdot q_i$ για τα κινητά, ενώ ταυτόχρονα λαμβάνονται υπόψη όλοι οι πιθανοί συνδυασμοί σεισμικών δράσεων κατά X-loadcase 11 και Y- loadcase 12, με συντελεστές ± 1 και $\pm 0,30$.

Στους Πίνακες 2.11, 2.12 και 2.13 παρουσιάζονται όλοι οι πιθανοί σεισμικοί και μη συνδυασμοί του προσομοιώματος.

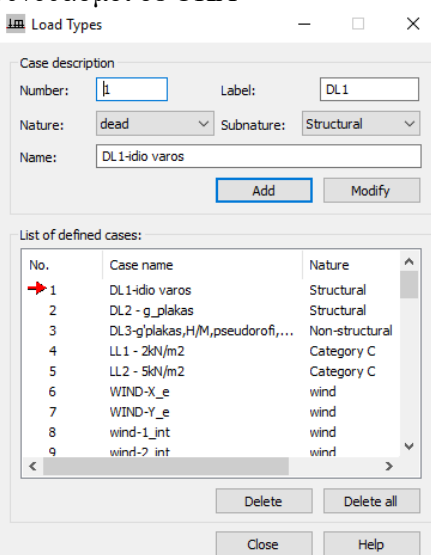
Πίνακας 2.11: Μη σεισμικοί συνδυασμοί σε ΟΚΑ

Combinations/Comp.	Definition
ULS/1	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.50 + 6*0.90 + 8*0.90
ULS/2	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.50 + 6*0.90 + 9*0.90
ULS/3	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.50 + 7*0.90 + 8*0.90
ULS/4	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.50 + 7*0.90 + 9*0.90
ULS/5	1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.50 + 5*1.50 + 6*0.90 + 8*0.90
ULS/6	1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.50 + 5*1.50 + 6*0.90 + 9*0.90
ULS/7	1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.50 + 5*1.50 + 7*0.90 + 8*0.90
ULS/8	1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.50 + 5*1.50 + 7*0.90 + 9*0.90
ULS/9	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35
ULS/10	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.50
ULS/11	1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.50 + 5*1.50
ULS/12	1*1.00 + 2*1.00
ULS/13	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 6*1.50 + 8*1.50
ULS/14	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 6*1.50 + 9*1.50
ULS/15	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 7*1.50 + 8*1.50
ULS/16	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 7*1.50 + 9*1.50
ULS/17	1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05 + 6*1.50 + 8*1.50
ULS/18	1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05 + 6*1.50 + 9*1.50
ULS/19	1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05 + 7*1.50 + 8*1.50
ULS/20	1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05 + 7*1.50 + 9*1.50
ULS/21	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 6*1.50 + 8*1.50
ULS/22	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 6*1.50 + 9*1.50
ULS/23	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 7*1.50 + 8*1.50
ULS/24	1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 7*1.50 + 9*1.50
ULS/25	1*1.00 + 2*1.00 + 6*1.50 + 8*1.50
ULS/26	1*1.00 + 2*1.00 + 6*1.50 + 9*1.50
ULS/27	1*1.00 + 2*1.00 + 7*1.50 + 8*1.50
ULS/28	1*1.00 + 2*1.00 + 7*1.50 + 9*1.50
SLS:CHR/ 1	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 6*0.60 + 8*0.60



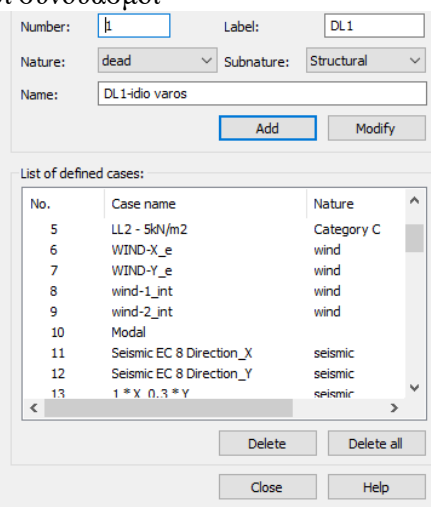
Πίνακας 2.12: Μη σεισμικοί συνδυασμοί σε ΟΚΑ

Combinations/Comp.	Definition
SLS:CHR/ 1	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 6*0.60 + 8*0.60
SLS:CHR/ 2	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 6*0.60 + 9*0.60
SLS:CHR/ 3	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 7*0.60 + 8*0.60
SLS:CHR/ 4	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 7*0.60 + 9*0.60
SLS:CHR/ 5	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00
SLS:CHR/ 6	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00
SLS:CHR/ 7	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70 + 6*1.00 + 8*1.00
SLS:CHR/ 8	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70 + 6*1.00 + 9*1.00
SLS:CHR/ 9	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70 + 7*1.00 + 8*1.00
SLS:CHR/ 10	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70 + 7*1.00 + 9*1.00
SLS:CHR/ 11	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*1.00 + 8*1.00
SLS:CHR/ 12	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*1.00 + 9*1.00
SLS:CHR/ 13	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*1.00 + 8*1.00
SLS:CHR/ 14	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*1.00 + 9*1.00
SLS:FRE/ 1	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00
SLS:FRE/ 2	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70
SLS:FRE/ 3	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 6*0.20 + 8*0.20
SLS:FRE/ 4	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 6*0.20 + 9*0.20
SLS:FRE/ 5	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 7*0.20 + 8*0.20
SLS:FRE/ 6	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 7*0.20 + 9*0.20
SLS:FRE/ 7	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.20 + 8*0.20
SLS:FRE/ 8	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.20 + 9*0.20
SLS:FRE/ 9	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*0.20 + 8*0.20
SLS:FRE/ 10	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*0.20 + 9*0.20
SLS:QPR/ 1	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00
SLS:QPR/ 2	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60
ACC:ACC/1	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00



Πίνακας 2.13: Σεισμικοί συνδυασμοί

Combinations/Comp.	Definition
ACC:ACC/1	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00
ACC:SEI/ 1	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00
ACC:SEI/ 2	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 11*1.00
ACC:SEI/ 3	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 11*1.00
ACC:SEI/ 4	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 12*1.00
ACC:SEI/ 5	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 12*1.00
ACC:SEI/ 6	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 11*1.00 + 12*0.30
ACC:SEI/ 7	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 11*1.00 + 12*0.30
ACC:SEI/ 8	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 11*0.30 + 12*1.00
ACC:SEI/ 9	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 11*0.30 + 12*1.00
ACC:SEI/ 10	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 11*1.00 + 12*0.30
ACC:SEI/ 11	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 11*1.00 + 12*0.30
ACC:SEI/ 12	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 11*0.30 + 12*1.00
ACC:SEI/ 13	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 11*0.30 + 12*1.00
ACC:SEI/ 14	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 11*1.00
ACC:SEI/ 15	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 11*1.00
ACC:SEI/ 16	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 12*1.00
ACC:SEI/ 17	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 12*1.00
ACC:SEI/ 18	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 11*1.00 + 12*0.30
ACC:SEI/ 19	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 11*1.00 + 12*0.30
ACC:SEI/ 20	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 11*0.30 + 12*1.00
ACC:SEI/ 21	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 11*0.30 + 12*1.00
ACC:SEI/ 22	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 11*1.00 + 12*0.30
ACC:SEI/ 23	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 11*1.00 + 12*0.30
ACC:SEI/ 24	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 11*0.30 + 12*1.00
ACC:SEI/ 25	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.60 + 5*0.60 + 11*0.30 + 12*1.00



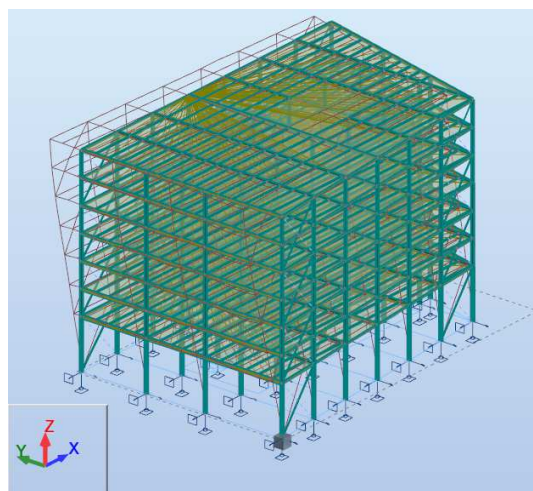
Για τους σεισμικούς συνδυασμούς, λήφθηκαν υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι, θέτοντας inactive τους άλλους μισούς.

Το ελάχιστο πλήθος ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη βασίζεται στο ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται από την κίνηση της κατασκευής σε αυτές τις κανονικές μορφές. Το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών που λαμβάνονται υπόψη στον αντισεισμικό σχεδιασμό πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με το 90% της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής δράσης. Επίσης πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με ενεργό ιδιομορφική μάζα τουλάχιστον 5% της συνολικής μάζας.

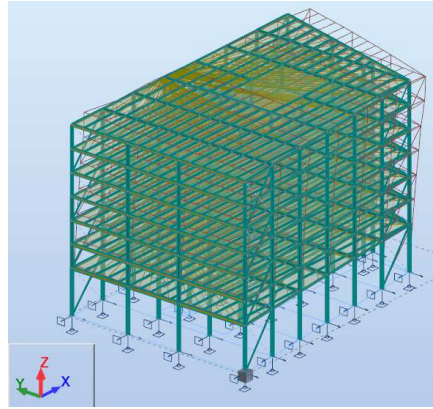
Με την τελική διαστασιολόγηση του φορέα, που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 3 η απαίτηση για 90% συμμετέχουσα μάζα και στις 2 διευθύνσεις ικανοποιείται στην 5^η ιδιομορφή, με ποσοστά 93,16% κατά X και 96,16% κατά Y, όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.11. Εξετάστηκαν οι πρώτες 10 ιδιομορφές με ποσοστά 97,04% και 96,57% κατά X και Y αντίστοιχα. Η δεσπόζουσα ιδιομορφή για τη διεύθυνση Y όπου ανήκουν τα πλαίσια ροπής είναι η 1^η, ενώ για τη διεύθυνση X των συνδέσμων είναι η 2^η.

Πίνακας 2.14: Ποσοστά μάζας που ενεργοποιούνται σε κάθε ιδιομορφή

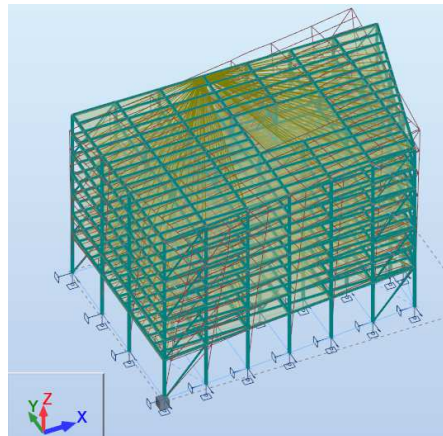
Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas. UX (%)	Rel.mas. UY (%)	Rel.mas. UZ (%)	Cur.mas. UX (%)	Cur.mas. UY (%)	Cur.mas. UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
10/ 1	0.42	2.40	1.08	81.31	0.00	1.08	81.31	0.00	7518645	7518645	7518645
10/ 2	0.53	1.89	79.18	81.87	0.00	78.10	0.56	0.00	7518645	7518645	7518645
10/ 3	0.56	1.78	81.57	85.38	0.00	2.38	3.51	0.00	7518645	7518645	7518645
10/ 4	1.22	0.82	82.62	95.38	0.00	1.05	10.00	0.00	7518645	7518645	7518645
10/ 5	1.33	0.75	93.16	96.16	0.01	10.54	0.78	0.00	7518645	7518645	7518645
10/ 6	1.48	0.67	93.16	96.19	0.01	0.00	0.03	0.00	7518645	7518645	7518645
10/ 7	1.53	0.65	93.17	96.54	0.01	0.01	0.35	0.00	7518645	7518645	7518645
10/ 8	1.58	0.63	93.19	96.55	0.01	0.03	0.01	0.00	7518645	7518645	7518645
10/ 9	1.61	0.62	97.04	96.56	0.01	3.85	0.00	0.00	7518645	7518645	7518645
10/ 10	1.83	0.55	97.04	96.57	0.01	0.00	0.01	0.00	7518645	7518645	7518645



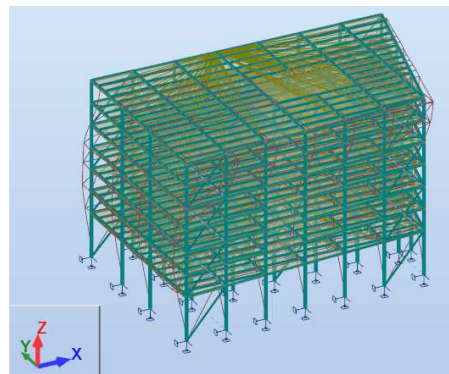
Σχήμα 2.18: 1^η Ιδιομορφή ταλάντωσης



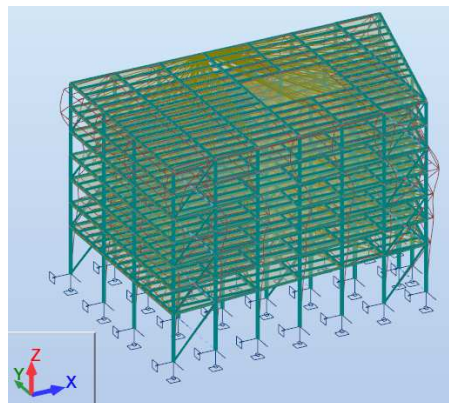
Σχήμα 2.19: 2^η Ιδιομορφή ταλάντωσης



Σχήμα 2.20: 3^η Ιδιομορφή ταλάντωσης



Σχήμα 2.21: 4^η Ιδιομορφή ταλάντωσης



Σχήμα 2.22: 5^η Ιδιομορφή ταλάντωσης

3 Διαστασιολόγηση Κατασκευής

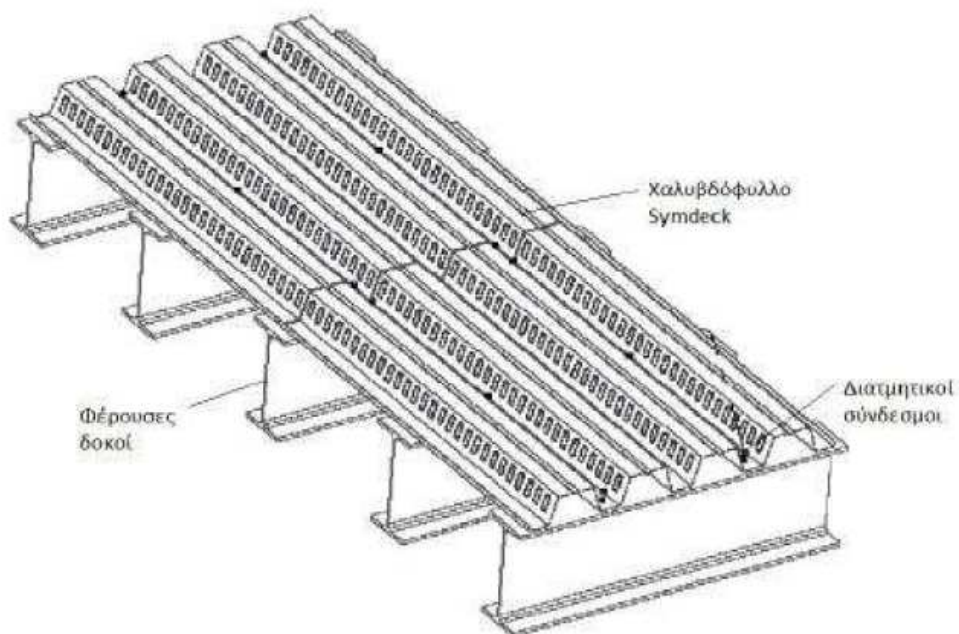
3.1 Γενικά

Η διαστασιολόγηση του φορέα πραγματοποιήθηκε μέσω επαναληπτικής διαδικασίας, μέχρι να ικανοποιηθούν όλες οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 3, του Ευρωκώδικα 4 και του Ευρωκώδικα 8.

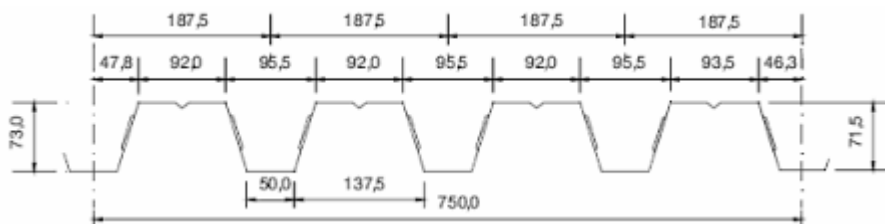
3.2 Σύμμικτες πλάκες

Για το σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκε το χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ, το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών. Αναλυτικά η γεωμετρία της διατομής φαίνεται στο Σχήμα 3.2.

- Ανάπτυγμα: 1250mm
- Πάχος: 0,75mm ~ 1,25mm ($\pm 0,02$)
- Κάλυψη: 750 \pm 5,0mm
- Βάθος: 73 \pm 1,0mm
- Πάτημα: 187,5 \pm 2mm

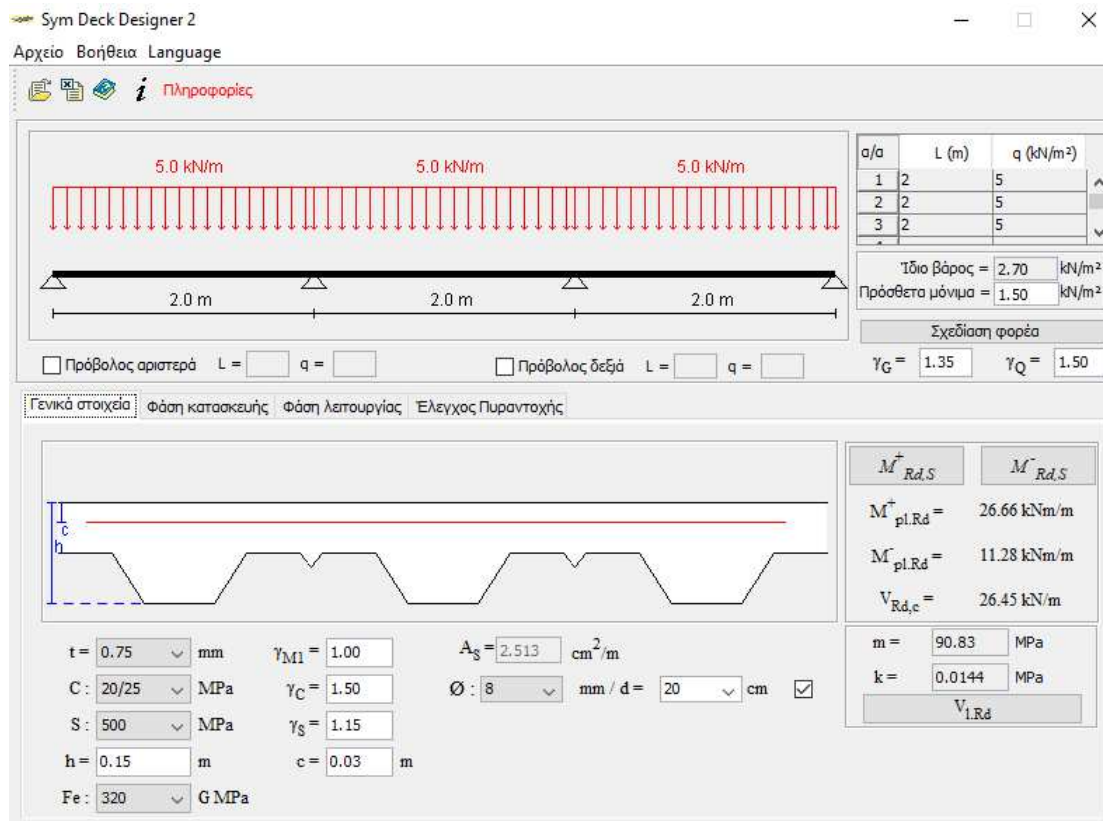


Σχήμα 3.1: Τυπική διάταξη σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 3.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά SYMDECK 73

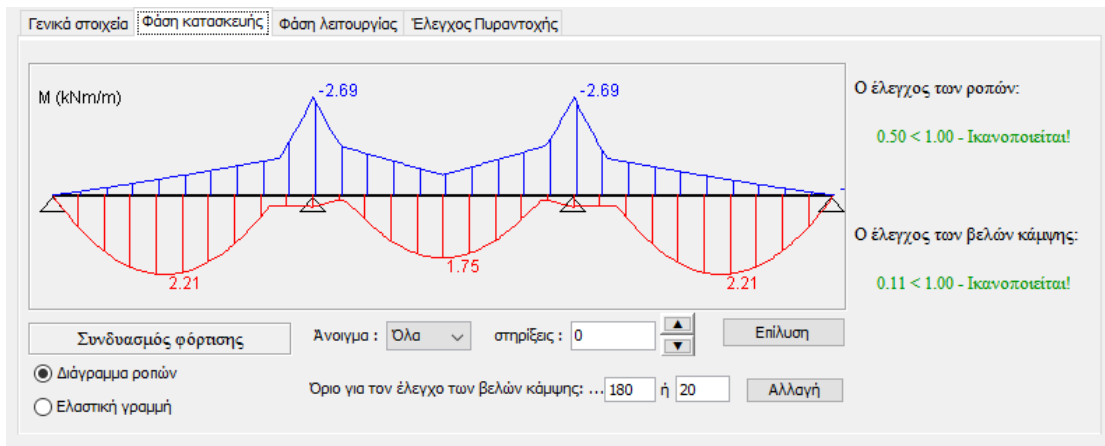
Ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος SymDeck Designer 2 της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ, για τη δυσμενέστερη περίπτωση ωφέλιμου φορτίου, στους χώρους πρόσβασης στα δωμάτια, όπου $q=5 \text{ kN/m}^2$ και οι αποστάσεις των διαδοκίδων είναι 2m. Το στατικό σύστημα θεωρήθηκε πως είναι συνεχής δοκών τριών ανοιγμάτων. Επιλέχθηκε πάχος πλάκας 15cm, πάχος χαλυβδόφυλλου 0,75mm και άνω ελαφρύς οπλισμός $\Phi 8/20$, γιατί αφενός προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των αρνητικών ροπών των στηρίξεων, Σχήμα 3.3.



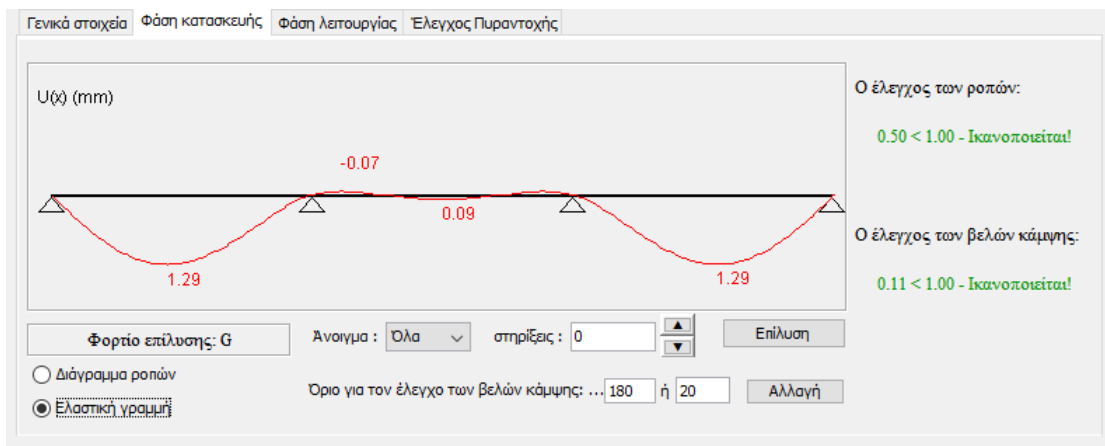
Σχήμα 3.3: Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας

Στη φάση κατασκευής γίνεται έλεγχος καμπτικής αντοχής και έλεγχος βελών κάμψης. Για τον έλεγχο καμπτικής αντοχής γίνεται χρήση ενός φορτίου $Q_{\text{σκυροδέτησης}}=0.75 \text{ kN}$, το οποίο εφαρμόζεται σε μία περιοχή $3\text{m} \times 3\text{m}$ (σε κάτοψη) και λαμβάνεται υπ' όψη στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του στον φορέα. Το ίδιο βάρος του σκυροδέματος μαζί με το φορτίο 0.75 kN εφαρμόζεται ή μόνο στα ανοίγματα όπου εφαρμόζεται το φορτίο σκυροδέτησης ή σε όλο τον φορέα έτσι ώστε να προκύπτει η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση.

Οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας στη φάση κατασκευής φαίνονται στα Σχήματα 3.4 και 3.5.

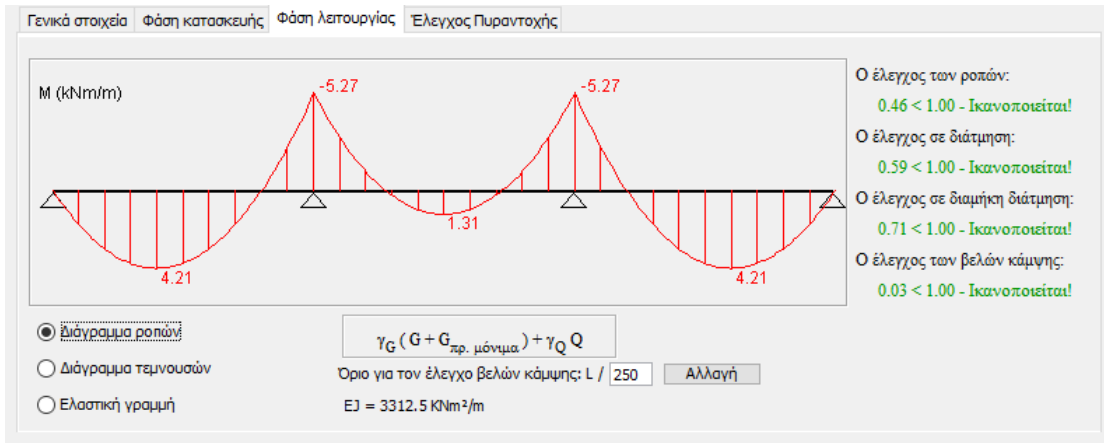


Σχήμα 3.4 : Έλεγχος ροπών στη φάση κατασκευής

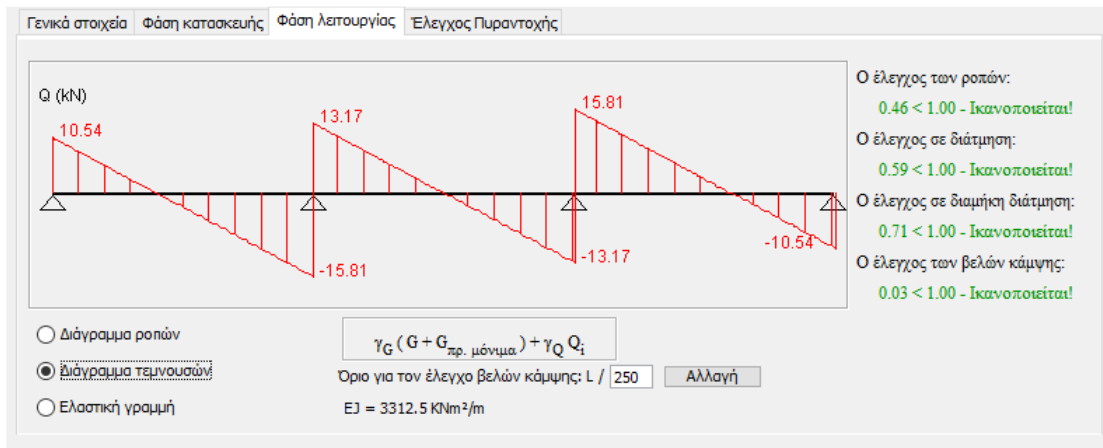


Σχήμα 3.5 : Έλεγχος βελών κάμψης στη φάση κατασκευής

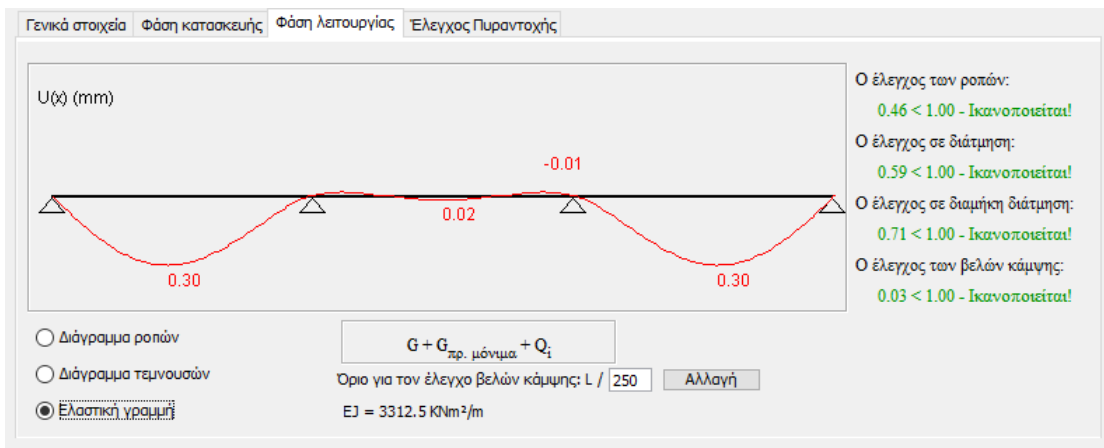
Οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας φαίνονται στα Σχήματα 3.6, 3.7 και 3.8



Σχήμα 3.6 : Έλεγχος ροπών στη φάση λειτουργίας



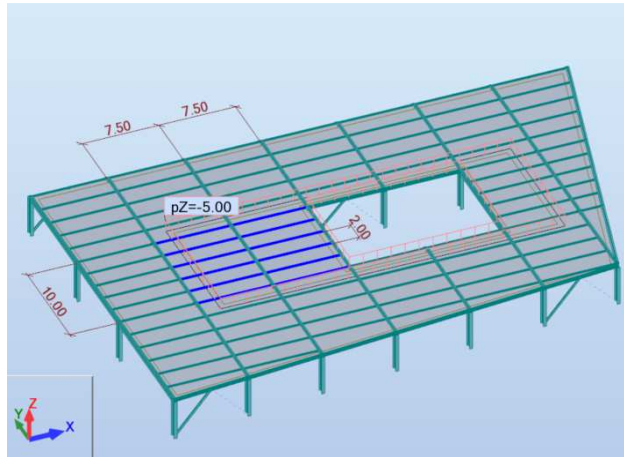
Σχήμα 3.7 : Έλεγχος σε διάτμηση στη φάση λειτουργίας



Σχήμα 3.8 : Έλεγχος βελών κάμψης στη φάση λειτουργίας

3.3 Σύμμικτες διαδοκίδες

Για τη διαστασιολόγηση των διαδοκίδων, έγινε έλεγχος στο δυσμενέστερο τμήμα κάθε τυπικού ορόφου, που είναι η περιοχή δίπλα στους ανελκυστήρες και το κλιμακοστάσιο, όπου το κινητό φορτίο είναι $q=5 \text{ kN/m}^2$. Το μεσαίο ζύγωμα των πλαισίων έχει άνοιγμα 10m, οι διαδοκίδες διατάσσονται ανά $10\text{m}/5=2\text{m}$ και το μήκος τους είναι ίσο με την απόσταση των κυρίων πλαισίων, $L=7,50\text{m}$, βλ. Σχήμα 3.9.

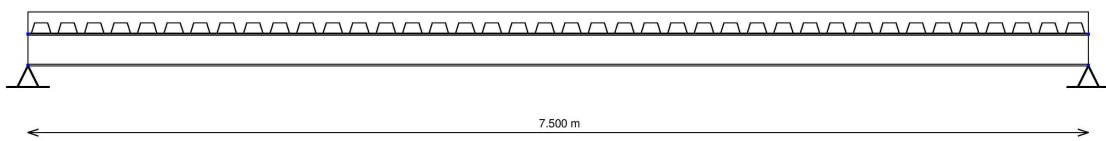


Σχήμα 3.9: Άνοιγμα και αποστάσεις μεταξύ διαδοκίδων

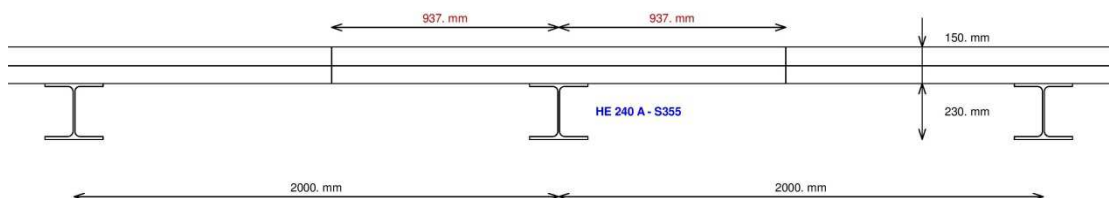
Οι διαδοκίδες στηρίζονται αμφιέριστα στις κύριες δοκούς (επιλογή releases: pinned-pinned), επομένως οι ροπές είναι πάντα θετικές, και το θλιβόμενο άνω πέλμα είναι πλευρικά εξασφαλισμένο λόγω της παρουσίας της πλάκας.

Στη φάση κατασκευής οι διαδοκίδες είναι χαλύβδινες. Λόγω της μεγάλης κάτοψης επιλέχθηκε να μην υπάρξει προσωρινή υποστήλωση για τα φορτία σκυροδέτησης.

Μετά την πήξη του σκυροδέματος, στη φάση λειτουργίας οι διαδοκίδες λειτουργούν ως σύμμικτες. Το συνεργαζόμενο πλάτος b_{ef} είναι ίσο με $2*L/8=2*750\text{cm}/8=2*937\text{cm}$, Σχήμα 3.11.



Σχήμα 3.10: Τομή παράλληλη στον άξονα των διαδοκίδων



Σχήμα 3.11: Τομή εγκάρσια στον άξονα των διαδοκίδων

Για τη διατμητική σύνδεση χρησιμοποιούνται ήλοι κεφαλής M19 και μήκους 125mm. Το πάχος της πλάκας είναι 150mm, επομένως η επικάλυψη είναι 25mm και καλύπτει την ελάχιστη απαίτηση των 20mm. Για τους ελέγχους σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator. Στα διαθέσιμα πεδία συμπληρώνονται το μήκος της διαδοκίδας, ίσο με 7,50m, η απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών, ίση με 2m, οι τιμές των πρόσθετων μονίμων και του κινητού φορτίου, καθώς και οι διαστάσεις του χαλυβδόφυλλου και το συνολικό πάχος της πλάκας, από όπου υπολογίζει αυτόματα το ίδιο βάρος της. Έγιναν δοκιμές για την επιλογή της κατάλληλης διατομής ώστε να πληρούνται τα κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας. Από άποψη αντοχής επαρκής ήταν η HEA200, ωστόσο το βέλος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας για τα μόνιμα και κινητά φορτία ήταν μεγαλύτερο από L/250. Με κρίσιμο τον έλεγχο των βελών, η πιο οικονομική διατομή είναι η HEA240, όπου το βέλος είναι L/255. Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Preliminary Design Note

DATA

General parameters

COMPOSITE BEAM

Main span

$$L = 7.500 \text{ m}$$

Intermediate beam

Width on the left

$$L_1 = 2.000 \text{ m} \quad \text{Max. participating width} \quad L_1 = 1.000 \text{ m}$$

Width on the right

$$L_2 = 2.000 \text{ m} \quad \text{Max. participating width} \quad L_2 = 1.000 \text{ m}$$

Slab

Slab with profiled sheeting

Total thickness = 15.00 cm

Profiled steel sheeting "", perpendicular to the beam

$$(h = 73.0 \text{ mm} ; e = 187.5 \text{ mm} ; b_1 = 50.0 \text{ mm} ; b_2 = 95.5 \text{ mm} ; t = 0.75 \text{ mm} ; f_y = 320 \text{ N/mm}^2 ; M = 8.90 \text{ daN/m}^2)$$

Sheeting not interrupted at beam

Section

HE 240 A - S355 JR/J0/J2/K2

$h_t = 230.0 \text{ mm}$	$A = 76.84 \text{ cm}^2$
$b_f = 240.0 \text{ mm}$	$A_v = 25.18 \text{ cm}^2$
$t_w = 7.5 \text{ mm}$	$I_y = 7763.18 \text{ cm}^4$
$t_f = 12.0 \text{ mm}$	$I_z = 2768.81 \text{ cm}^4$
$r = 21.0 \text{ mm}$	$I_t = 41.55 \text{ cm}^4$
	$I_w = 328485.90 \text{ cm}^6$
	$W_{el,y} = 675.06 \text{ cm}^3$
	$W_{pl,y} = 744.62 \text{ cm}^3$

Materials

Steel

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

$$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$$

Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f_y with thickness according to EC3

Databases 2018_01

Flanges $f_{yf} = 355 \text{ N/mm}^2$

Web $f_{yw} = 355 \text{ N/mm}^2$

Section $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

$$\varepsilon = 0.814$$

Concrete slab C20/25

	$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$
	$E_{cm} = 29962 \text{ N/mm}^2$
Modular ratio for LONG TERM	$C_{eq} = 21.99$
Modular ratio for SHORT TERM	$C_{eq} = 7.01$
Shrinkage (R) - Long term	$\varepsilon = 300 \cdot 10^{-6}$
Density of the concrete (slab)	$\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Reinforcement steel	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Connection**Connectors TRW Nelson KB 3/4"-125**

	$\phi = 19.0 \text{ mm}$
	$h = 125.0 \text{ mm}$
	$f_y = 350.0 \text{ N/mm}^2$
	$f_u = 450.0 \text{ N/mm}^2$
Main span	$L = 7.500 \text{ m} \quad e = 0.188 \text{ m} \quad n = 2 \text{ row(s)}$
Total number of connectors :	80

Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports**Propping in the construction stage** No propping**Loads****Loads at construction stage**

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.59 kN/m
	Dead weight of the slab (2.72 kN/m ²)	5.44 kN/m
Construction load (Q_c)	$Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$	1.50 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.59 kN/m
	Dead weight of the slab (2.72 kN/m ²)	5.44 kN/m
Span	Surface load = 1.50 kN/m ²	
Live load case n° 1 ($\psi_0 = 0.70$)		
Span	Surface load = 5.00 kN/m ²	

Partial Factors

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

Combinations of actions

ULS combination (construction stage)	$1.35 G + 1.50 Q_c$
ULS combination(s)	$1.35 G + 1.50 Q_1$
SLS combination(s)	$G + R + Q_1$

CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section Class 2 $M_{Rd} = 264.34 \text{ kN.m}$

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 516.00 \text{ kN}$ ($\eta = 1.20$)

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

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

Support reactions $R_{V1} = 38.96 \text{ kN}$

$R_{V2} = 38.96 \text{ kN}$

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 2.66$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 73.10 \text{ kN.m}$ $M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m}$ $\Gamma_M = 0.277$ ($x = 3.750 \text{ m}$)

$V_{Ed,max} = 38.97 \text{ kN}$ $\Gamma_V = 0.076$ ($x = 7.500 \text{ m}$)

$\Gamma_{MV} = 0.277$ ($x = 3.750 \text{ m}$)

$\Gamma_{LT} = 0.462$

Maximum criterion for bending resistance $\Gamma_{M,max} = 0.277$

Maximum criterion for shear force resistance $\Gamma_{V,max} = 0.076$

Maximum criterion for bending moment - shear force interaction $\Gamma_{MV,max} = 0.277$

Maximum criterion for lateral torsional buckling $\Gamma_{LT,max} = 0.462$

Serviceability Limit States (CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight' Span $v_{max} = 15.2 \text{ mm}$ (L / 492)

Case 'Construction load' (Q_c) Span $v_{max} = 3.8 \text{ mm}$ (L / 1977)

Total deflection $v_{max} = 19.0 \text{ mm}$ (L / 394)

FINAL stage

Participating width

on left support	1.406 m
L / 4 (= 1.875 m)	1.875 m
3 L / 4 (= 5.625 m)	1.875 m
on right support	1.406 m

Moments of inertia

...at mid-span

Long-term	26248 cm ⁴
Short-term	37490 cm ⁴

Resistance of the connectors

$$P_{Rd} = 22.78 \text{ kN}$$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.475

$$F_{\text{Steel}} = 2727.66 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Concrete}} = 1636.25 \text{ kN}$$

$$\text{Degree of connection} = 0.557 > 0.475$$

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

Plastic resistance with partial connection

$$\text{Plastic shear force resistance} \quad V_{pl,Rd} = 516.00 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$$

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

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions

$$R_{V1} = 101.96 \text{ kN}$$

$$R_{V2} = 101.96 \text{ kN}$$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$$A_s/s_f > 0.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{Ed,max(+)} = 191.19 \text{ kN.m}$$

$$\Gamma_M = 0.464 \quad (x = 4.250 \text{ m})$$

$$V_{Ed,max} = 101.97 \text{ kN}$$

$$\Gamma_V = 0.198 \quad (x = 7.500 \text{ m})$$

$$\Gamma_{MV} = 0.464 \quad (x = 4.250 \text{ m})$$

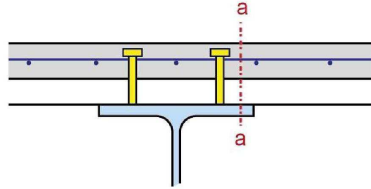
$$\Gamma_{Vh} = 0.462$$

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

Minimum transverse reinforcement ratio : $\rho_{w,min} = 0.07\%$
 (EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5)) $A_s/s_f > 0.55 \text{ cm}^2/\text{m}$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) : $A_s/s_f > 0.55 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\rho_w > 0.07\%$)

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



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

Plastic moment in span	$M_{pl,Rd} =$	421.15 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.464
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.198
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.464
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.462

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	15.2 mm (L / 492)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	2.3 mm (L / 3329)
Case 'Q ₁ '	$v_{max} =$	5.2 mm (L / 1429)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	6.7 mm (L / 1124)

Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q ₁ '	$v_{max} =$	29.4 mm (L / 255)
---	-------------	-------------------

Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q ₁	: 8.16 Hz
G + 0.10 Q ₁	: 7.74 Hz
G + 0.20 Q ₁	: 7.38 Hz
G + 0.30 Q ₁	: 7.07 Hz
G + 0.40 Q ₁	: 6.79 Hz
G + 0.50 Q ₁	: 6.55 Hz
G + 0.60 Q ₁	: 6.32 Hz
G + 0.70 Q ₁	: 6.12 Hz
G + 0.80 Q ₁	: 5.94 Hz
G + 0.90 Q ₁	: 5.77 Hz
G + 1.00 Q ₁	: 5.62 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

3.4 Κύριες δοκοί – Υποστυλώματα – Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι

3.4.1 Διαδικασία διαστασιολόγησης

Στην ενότητα αυτή θα παρουσιαστούν για λόγους εποπτείας όλα τα βήματα που πραγματοποιήθηκαν, καθώς η επιρροή των φαινομένων 2^{ης} τάξης ήταν σημαντική στο συγκεκριμένο φορέα με αποτέλεσμα να μην επαρκεί η διαστασιολόγηση σε Ο.Κ.Α. και να χρειαστεί να γίνουν αρκετές τροποποιήσεις.

A) Μη σεισμικοί συνδυασμοί – Αρχική διαστασιολόγηση

- Υπολογισμός των ελάχιστων επιτρεπόμενων διατομών των κυρίων δοκών με βάση τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α. (Steel Design στο Robot).
- Επαύξηση των διατομών κάποιων από αυτές για κατασκευαστικούς λόγους, όπως συνδέσεις.
- Υπολογισμός των ελάχιστων επιτρεπόμενων διατομών των υποστυλωμάτων με βάση τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α. (Steel Design στο Robot).
- Επαύξηση των διατομών κάποιων από αυτές για κατασκευαστικούς λόγους, χρησιμοποιώντας σε καθένα από τα τμήματα α)0-8m, β)8m-20m, γ)20m-32m μία διατομή στα ακραία και μία στα μεσαία υποστυλώματα.
- Νέα επαύξηση των διατομών των εσωτερικών υποστυλωμάτων λόγω ικανοτικών ελέγχων κόμβων στους ανώτερους ορόφους.

B) Σεισμικοί συνδυασμοί - Τελική διαστασιολόγηση

- Στο προσομοίωμα αγνοήθηκαν οι θλιβόμενοι σύνδεσμοι – inactive bars.
- Αρχικά για το συντελεστή συμπεριφοράς q επιλέχθηκε η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή για κατασκευές Κατηγορίας Πλαστιμότητας Μέσης τόσο για τη διεύθυνση των συνδέσμων δυσκαμψίας-Global X, $q_X = 4$, όσο και για τη διεύθυνση των πλαισίων ροπής-Global Y, $q_Y = 4$.
- Έγινε υπολογισμός του συντελεστή ευαισθησίας σε φαινόμενα 2^{ης} τάξης θ_X , θ_Y .
- Προέκυψε $\theta_{X,max} < 0,20$ επομένως προσαυξήθηκαν τα σεισμικά μεγέθη της διεύθυνσης X με το συντελεστή $1/(1-\theta_{X,max})$ κι έγινε η διαστασιολόγηση των συνδέσμων σε επαναληπτικά βήματα (υπολογισμός νέων N_{ed-i} , $\theta_{X,max-i}$) μέχρι να ικανοποιηθεί το κριτήριο $(\Omega_{max} - \Omega_{min}) / \Omega_{min} \leq 0,25$.
- Προέκυψε $\theta_{Y,max} = 0,27$ επομένως υπήρχε η απαίτηση για μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας. Για το λόγο αυτό έγινε νέα επαύξηση των διατομών δοκών και υποστυλωμάτων των ορόφων 1,2,3 μέχρι να γίνει $\theta_{Y,max} \leq 0,20$.
- Για την παραπάνω διαστασιολόγηση, με $\theta_{Y,max} \leq 0,20$ και $q_Y = 4$, έγινε έλεγχος των τιμών θ_Y για $q_Y = 3$. Προέκυψε $\theta_{Y,max} = 0,15$ επομένως η εκτίμηση $q_Y = 4$ θεωρήθηκε αντισυμβατική. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε τελικά $q_Y = 3$.
- Για $q_Y = 3$ έγινε μείωση των διατομών ώστε από $\theta_{Y,max} = 0,15$ να είναι οριακά $\theta_{Y,max} \leq 0,20$.
- Με τη διαστασιολόγηση αυτή, έγινε ο έλεγχος επάρκειας των διατομών των υποστυλωμάτων στους ικανοτικούς ελέγχους στις διευθύνσεις X και Y.
- Στο Κεφάλαιο 3.4.7 παρουσιάζεται η σύγκριση των διατομών με $\theta_{Y,max}=0,20$ για $q_Y=4$ και $q_Y=3$.

3.4.2 Υπολογισμός συντελεστή ευαισθησίας σε φαινόμενα 2^{ης} τάξης θ_X, θ_Y

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή ευαισθησίας σε φαινόμενα 2^{ης} τάξης θ_X, θ_Y για $q_X = 4$ και $q_Y = 3$.

$$\text{➤ Είναι: } \theta_i = \frac{P_{tot,i} \cdot drift_i}{V_{tot,i} \cdot h_i} \quad (3.1)$$

Όπου:

- $P_{tot,i}$ είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας του ορόφου,
- $V_{tot,i}$ είναι η συνολική τέμνουσα του ορόφου,
- $drift_i$ είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου,
- h_i είναι το ύψος του ορόφου.

Πάντα πρέπει να ισχύει $\theta_i \leq 0,30$. Αν $\theta_i \leq 0,10$ τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης μπορούν να αγνοηθούν, αν $0,10 < \theta_i \leq 0,20$ μπορούν να ληφθούν προσεγγιστικά υπόψη προσαιξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη της αντίστοιχης διεύθυνσης με το συντελεστή $1/(1-\theta_i)$, ενώ αν $0,20 < \theta_i \leq 0,30$ πρέπει να γίνει μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας.

Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 3.4.1, για τη διεύθυνση Y ήταν $\theta_Y > 0,20$ και για το λόγο αυτό αυξήθηκαν οι διατομές των ορόφων 1,2 ώστε να περιοριστεί σε τιμή μικρότερη από 0,20, Πίνακας 3.2.

Για τον υπολογισμό του $P_{tot,i}$ δημιουργήθηκε μία νέα φόρτιση στο Robot (Manual Combination), η Loadcase 50, LC50: $G + \psi_2 \cdot Q = G + 0,6 \cdot Q$.

Ανοίγοντας το Table «Stories» επιλέγουμε τη Loadcase 50 από όπου παίρνουμε τις τιμές της $FZ = -P_{tot,i}$ για κάθε όροφο, και στη συνέχεια επιλέγουμε τη Loadcase 11: Σεισμός κατά X, από όπου παίρνουμε τις τιμές για τα *Reduced FX* $= V_{tot,i}$, και τα *drifts* ορόφων. Στον πίνακα 3.1 φαίνονται οι τελικές τιμές όλων των παραπάνω μεγεθών μετά την οριστική διαστασιολόγηση του φορέα και οι τελικές τιμές του θ_X .

Πίνακας 3.1: $q_X = 4$, Υπολογισμός θ_X

Story	FZ (kN)_LC50	FX(kN)_LC11	drUX(cm)_LC11	h ορόφων	θ_X
1	-74207,63	2504,28	4,00	800,00	0,1482
2	-61745,14	2277,69	2,70	400,00	0,1830
3	-51626,46	2039,96	1,80	400,00	0,1139
4	-41559,82	1817,97	2,90	400,00	0,1657
5	-31520,10	1575,87	2,00	400,00	0,1000
6	-21483,31	1282,09	4,00	400,00	0,1676
7	-11461,00	704,76	1,00	400,00	0,0407

Ομοίως, για τη Loadcase 12:Σεισμός κατά Υ, παίρνουμε τις τιμές για τα *Reduced* $FY = V_{tot,i}$, και τα *drifts* ορόφων. Στον πίνακα 3.2 φαίνονται οι τελικές τιμές όλων των παραπάνω μεγεθών μετά την οριστική διαστασιολόγηση του φορέα και οι τελικές τιμές του θ_Y .

Πίνακας 3.2: $q_Y = 3$, Υπολογισμός θ_Y

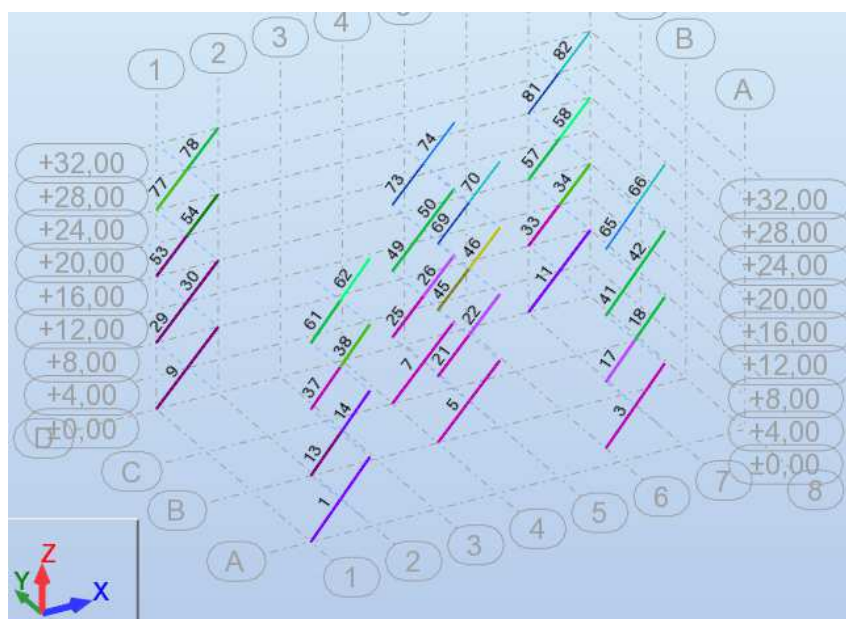
Story	FZ (kN)_LC50	FY(kN)_LC12	drUY(cm)_LC12	h ορόφων	θ_Y
1	-74207,63	2553,08	5,40	800,00	0,196
2	-61745,14	2284,06	2,90	400,00	0,196
3	-51626,46	2036,28	3,10	400,00	0,196
4	-41559,82	1826,65	3,10	400,00	0,176
5	-31520,10	1618,57	2,90	400,00	0,141
6	-21483,31	1293,54	2,20	400,00	0,091
7	-11461,00	775,59	1,40	400,00	0,052

3.4.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

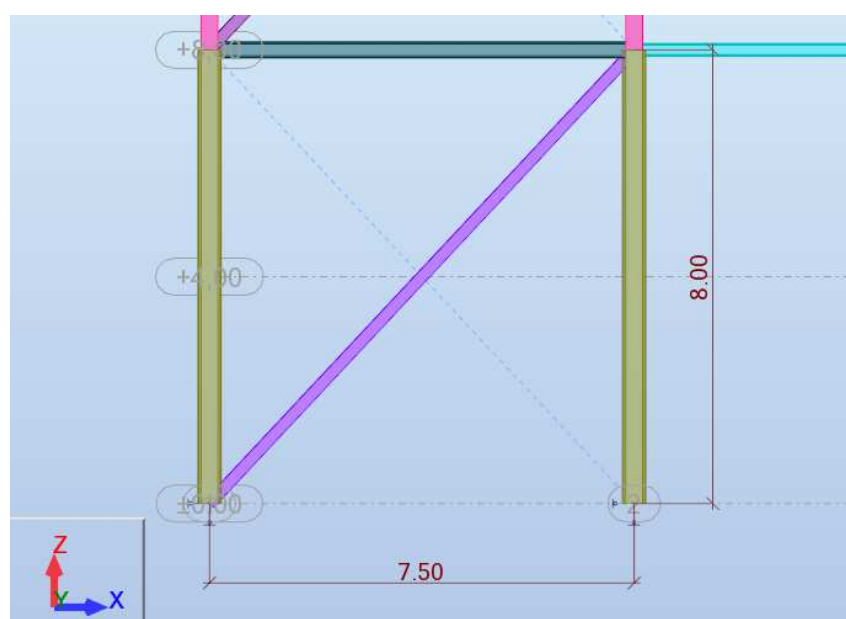
Η απαίτηση περιορισμού βλαβών εξασφαλίζεται με τον περιορισμό της σχετικής μετακίνησης των ορόφων για ένα σεισμό μικρότερο από το σεισμό σχεδιασμού, με σημαντικά μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης. Για τη δυσμενέστερη περίπτωση, όπου τα μη φέροντα στοιχεία είναι από ψαθυρό υλικό, πρέπει να ικανοποιείται η ανίσωση $drift_i \cdot v \leq 0,005 \cdot h_i$. Για κτήρια Κατηγορίας ΙΙΙ ($\gamma_I = 1,2$) η συνιστώμενη τιμή είναι $v = 0,4$, επομένως πρέπει να ισχύει $drift_i \cdot 0,4 \leq 0,005 \cdot h_i$, ή ισοδύναμα $drift_i \leq 0,005 \cdot h_i / 0,4 = 0,0125 \cdot h_i$. Για τον όροφο 1 είναι $h_i = 800\text{cm}$ άρα πρέπει $drift_i \leq 0,0125 \cdot 800 = 10\text{cm}$, ενώ για τους ορόφους 2-7 είναι $h_i = 400\text{cm}$ άρα πρέπει $drift_i \leq 0,0125 \cdot 400 = 5\text{cm}$. Από τους Πίνακες 3.1 και 3.2 παρατηρούμε ότι οι απαιτήσεις αυτές ικανοποιούνται για όλους τους ορόφους και στις δύο διευθύνσεις του σεισμού.

3.4.4 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 3.4.1, στη διεύθυνση των συνδέσμων δυσκαμψίας, Global X, για το συντελεστή συμπεριφοράς επιλέχθηκε η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή για κατασκευές Κατηγορίας Πλαστιμότητας Μέσης, $q_x = 4$. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι καταπονούνται μόνο αξονικά - truss bars στο προσομοίωμα - και αγνοούνται υπέρ ασφαλείας οι θλιβόμενοι διαγώνιοι, τίθενται δηλαδή στο Robot σαν inactive bars. Στο Σχήμα 3.12 παρουσιάζονται οι θέσεις των εφελκυσόμενων συνδέσμων στο κτήριο και η αρίθμησή τους, ενώ στο Σχήμα 3.13 η όψη ενός διαγωνίου του 1^{ου} ορόφου.



Σχήμα 3.12: Θέσεις και αρίθμηση διαγωνίων συνδέσμων



Σχήμα 3.13: Όψη κατακόρυφου συνδέσμου 1^{ου} ορόφου

Δεδομένα:

- Οριζόντια απόσταση 7,50 m
- Κατακόρυφη απόσταση 8 m
- Γωνία $\varphi = \text{Arc tan}(8\text{ m} / 7,5\text{ m}) = 46,8^\circ$ (3.2)
- Μήκος ράβδων $L_1 = \sqrt{8^2 + 7,5^2} = 10,97\text{ m}$ (3.3)

Για τον όροφο 1 ύψους 8m, οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσον τους με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, άρα $L_{cr,1} = 0,5 \cdot L_1 = 5,49\text{ m}$. Στους ορόφους 2 ως 7, ύψους 4m, το μήκος τους είναι $L_{2-7} = 5,49\text{ m}$.

- Άρα $L_{cr} = 5,49\text{ m}$ (3.4)

Με βάση τον Κανονισμό, προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο κατά τη διάρκεια του σεισμού, πρέπει η ανηγμένη λυγηρότητα να είναι μεταξύ των ορίων:

- $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$. (3.5)

Ισοδύναμα πρέπει να ισχύει:

- $1,3 \leq \frac{\frac{549\text{ cm}}{i_z}}{\pi \cdot \sqrt{\frac{21000}{f_y}}} \leq 2,0$, (3.6)

από όπου προκύπτουν τα όρια ανάμεσα στα οποία πρέπει να κυμαίνεται η ακτίνα αδράνειας κατά τον ασθενή άξονα του μέλους, i_z . Στα πλάστιμα μέλη, όπως οι διαγώνιοι σύνδεσμοι, που έχουν σκοπό την απορρόφηση ενέργειας κατά τη διάρκεια του σεισμού, μπορούν να χρησιμοποιούνται μαλακοί χάλυβες, δηλαδή στο συγκεκριμένο φορέα S235 αντί S355.

- Για S235: $2,92 \leq i_z \leq 4,49$ (3.7)

- Για S355: $3,59 \leq i_z \leq 5,52$ (3.8)

Επιπροσθέτως, προκειμένου να εξασφαλιστεί ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά καθ' ύψος του κτηρίου, πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνά την ελάχιστη τιμή της περισσότερο από 25%:

- $\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} \leq 0,25$ (3.9)

Η ισοδύναμα:

- $\frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} \leq 1,25$ (3.10)

Κατά την επαναληπτική διαδικασία εύρεσης των επιτρεπτών διατομών ώστε να πληρούνται τα παραπάνω κριτήρια, παρουσιάζεται μικρή μεταβολή στις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Για τάξη μεγέθους, με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης για το συνδυασμό $SEI+$ προέκυψε $N_{Ed,min} \approx 130\text{ kN}$ και αντιστοιχεί στη ράβδο 66 στον 7^ο όροφο, Σχήμα 3.12. Μετά την επαύξηση με το συντελεστή $1/(1-\theta_x)$ είναι περίπου $N_{Ed,min} \approx 160\text{ kN}$.

- Για S355 η ελάχιστη επιτρεπόμενη διατομή είναι η SHS 100x4 με $i_z = 3,91\text{cm}$, $A = 15,2\text{cm}^2$, $N_{pl,Rd} = 15,2 \cdot 35,5 = 539,6\text{kN}$, $\Omega_{\#66} \approx 539,6 / 160 = 3,37$.
- Για S235 η ελάχιστη επιτρεπόμενη διατομή είναι η SHS 80x4 με $i_z = 3,09\text{cm}$, $A = 12\text{cm}^2$, $N_{pl,Rd} = 12 \cdot 23,5 = 282\text{kN}$, δηλαδή $\Omega_{\#66} \approx 282 / 161 = 1,75$.

Αν χρησιμοποιήσουμε S355, επειδή $\Omega_{\#66} \approx 3,37$, θα πρέπει να αγνοήσουμε την επιρροή των συνδέσμων των ανωτέρων τελευταίων ορόφων, που έχουν μικρές αξονικές δυνάμεις και να διαστασιολογήσουμε για μικρότερες τιμές $\Omega_{\min}, \Omega_{\max}$.

Ωστόσο, εφόσον για S235 προκύπτει $\Omega_{\#66} \approx 1,75$, θεωρήθηκε όχι πολύ αντιοικονομικό λάβουμε υπόψη όλους τους διαγωνίους. Με αυτό τον τρόπο, θέτοντας $\Omega_{\#66} = \Omega_{\max}$ διαστασιολογήθηκαν όλοι οι υπόλοιποι συνδέσμοι, δηλαδή για όλους τους συνδέσμους τα όρια των υπεραντοχών ανήκουν μεταξύ των ορίων $\Omega_{\#66} / 1,25 \leq \Omega_i \leq \Omega_{\#66}$.

Μετά από διαδοχικές επιλύσεις και επιλογές διατομών, προέκυψαν οι αξονικές των ράβδων για το συνδυασμό $SEI+$, υπολογίστηκε η πραγματική τιμή του συντελεστή $\theta_x = 0,183$, έγινε η επαύξηση των αξονικών δυνάμεων με $1/(1-\theta_x)$ και υπολογίστηκαν οι υπεραντοχές Ω_i , Πίνακας 3.4. Τοποθετήθηκαν κοίλες ορθογωνικές και τετραγωνικές διατομές RHS200x100, RHS180x100, RHS160x80, SHS80 κάνοντας χρήση των διαθέσιμων παχών της καθεμιάς, Πίνακας 3.3. Τελικά, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.4, προέκυψε $\Omega_{\max} = \Omega_{\#66} = 1,75$ και $\Omega_{\min} = \Omega_{\#37} = 1,40$, άρα :

$$\checkmark (\Omega_{\max} - \Omega_{\min}) / \Omega_{\min} = (1,75 - 1,40) / 1,40 = 0,25 \quad (3.11)$$

Για τον ικανοτικό έλεγχο των υποστρωμάτων στη διεύθυνση X δημιουργήθηκε ο συνδυασμός φόρτισης 61, Loadcase 61:

$$LC61: G + 0,6 \cdot Q + 1 / (1 - \theta_{x,\max}) \cdot 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot X_{\text{σεισμός}} \Rightarrow$$

$$LC61: G + 0,6 \cdot Q + 1,22 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,40 \cdot X_{\text{σεισμός}} \Rightarrow$$

$$\blacktriangleright LC61: LC50 + 2,35 \cdot LC11 \quad (3.12)$$

Πίνακας 3.3: Διατομές κατακορύφων συνδέσμων φορέα

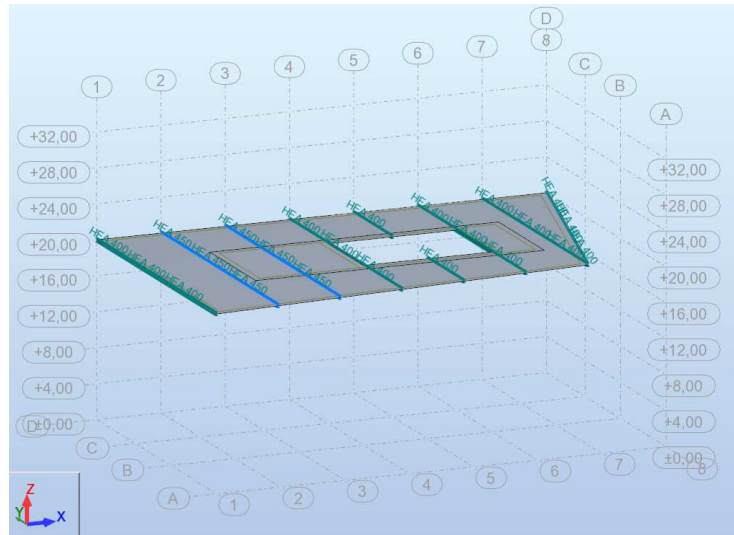
Διατομή	A (cm ²)	Npl S235
TREC RHS 200x100x12.5	67,1	1576,85
TREC RHS 200x100x10	54,9	1290,15
TREC RHS 200x100x8	44,8	1052,8
TREC RHS 200x100x6.3	35,8	841,3
TREC RHS 180x100x10	50,9	1196,15
TREC RHS 180x100x8	41,6	977,6
TREC RHS 180x100x6.3	33,3	782,55
TREC RHS 180x100x5	26,7	627,45
TREC RHS 160x80x10	42,9	1008,15
TREC RHS 160x80x8	35,2	827,2
TREC RHS 160x80x6.3	28,2	662,7
TREC RHS 160x80x5	22,7	533,45
TCAR SHS 80x6.3	18,1	425,35
TCAR SHS 80x5	14,7	345,45
TCAR SHS 80x4	12	282

Πίνακας 3.4: Αξονικές δυνάμεις ράβδων και υπολογισμός Ω_i

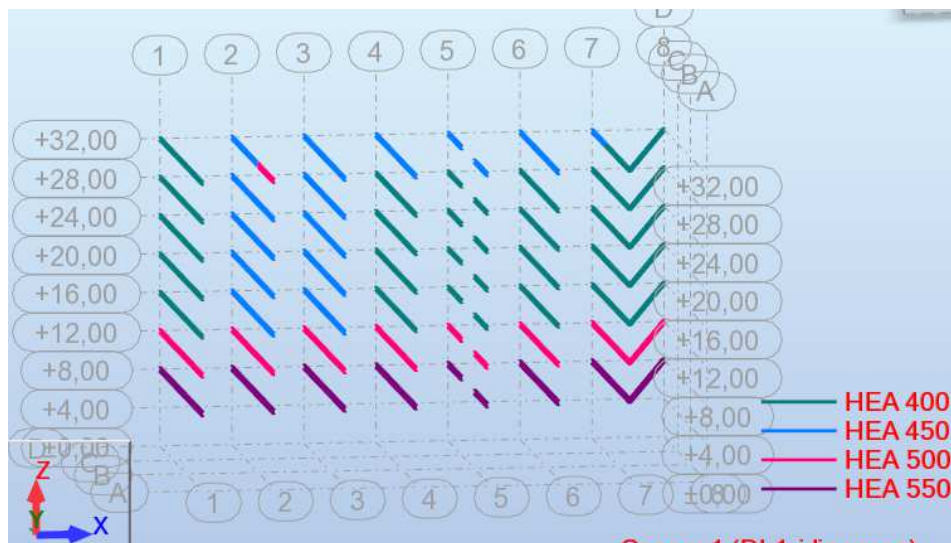
Bar/Node/Case	FX (kN)	Section	Npl,rd	Ned*1/(1- Ω_x)	Ω_i
1/1/ACC:SEI+	751,71	TREC RHS 200x100x10	1290,15	920,77	1,40
1/4/ACC:SEI+	748,26	TREC RHS 200x100x10	1290,15	916,54	1,41
3/11/ACC:SEI+	597,76	TREC RHS 200x100x8	1052,80	732,20	1,44
3/14/ACC:SEI+	594,96	TREC RHS 200x100x8	1052,80	728,77	1,44
5/49/ACC:SEI+	589,58	TREC RHS 200x100x8	1052,80	722,18	1,46
5/56/ACC:SEI+	586,78	TREC RHS 200x100x8	1052,80	718,75	1,46
7/51/ACC:SEI+	566,04	TREC RHS 200x100x8	1052,80	693,34	1,52
7/58/ACC:SEI+	563,24	TREC RHS 200x100x8	1052,80	689,91	1,53
9/35/ACC:SEI+	846,79	TREC RHS 200x100x12.5	1576,85	1037,23	1,52
9/42/ACC:SEI+	842,56	TREC RHS 200x100x12.5	1576,85	1032,05	1,53
11/71/ACC:SEI+	689,99	TREC RHS 200x100x10	1290,15	845,17	1,53
11/78/ACC:SEI+	686,54	TREC RHS 200x100x10	1290,15	840,94	1,53
13/2/ACC:SEI+	808,63	TREC RHS 200x100x12.5	1576,85	990,49	1,59
13/21/ACC:SEI+	806,51	TREC RHS 200x100x12.5	1576,85	987,89	1,60
14/21/ACC:SEI+	733,15	TREC RHS 200x100x10	1290,15	898,04	1,44
14/562/ACC:SEI+	731,42	TREC RHS 200x100x10	1290,15	895,92	1,44
17/12/ACC:SEI+	442,9	TREC RHS 200x100x6.3	841,30	542,51	1,55
17/25/ACC:SEI+	441,78	TREC RHS 200x100x6.3	841,30	541,14	1,55
18/25/ACC:SEI+	391,16	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	479,13	1,63
18/567/ACC:SEI+	390,12	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	477,86	1,64
21/50/ACC:SEI+	537,15	TREC RHS 200x100x8	1052,80	657,96	1,60
21/24/ACC:SEI+	535,75	TREC RHS 200x100x8	1052,80	656,24	1,60
22/24/ACC:SEI+	476,09	TREC RHS 200x100x6.3	841,30	583,16	1,44
22/580/ACC:SEI+	474,97	TREC RHS 200x100x6.3	841,30	581,79	1,45
25/52/ACC:SEI+	521,24	TREC RHS 200x100x8	1052,80	638,47	1,65
25/23/ACC:SEI+	519,84	TREC RHS 200x100x8	1052,80	636,75	1,65
26/23/ACC:SEI+	457,27	TREC RHS 200x100x6.3	841,30	560,11	1,50
26/581/ACC:SEI+	456,15	TREC RHS 200x100x6.3	841,30	558,74	1,51
29/36/ACC:SEI+	829,12	TREC RHS 200x100x12.5	1576,85	1015,59	1,55
29/22/ACC:SEI+	827	TREC RHS 200x100x12.5	1576,85	1012,99	1,56
30/22/ACC:SEI+	745,82	TREC RHS 200x100x12.5	1576,85	913,55	1,73
30/573/ACC:SEI+	743,7	TREC RHS 200x100x12.5	1576,85	910,96	1,73
33/72/ACC:SEI+	539,66	TREC RHS 200x100x8	1052,80	661,03	1,59
33/26/ACC:SEI+	538,26	TREC RHS 200x100x8	1052,80	659,31	1,60
34/26/ACC:SEI+	466,08	TREC RHS 180x100x8	977,60	570,90	1,71
34/591/ACC:SEI+	464,78	TREC RHS 180x100x8	977,60	569,31	1,72
37/561/ACC:SEI+	615,68	TREC RHS 200x100x8	1052,80	754,15	1,40
37/27/ACC:SEI+	614,28	TREC RHS 200x100x8	1052,80	752,43	1,40
38/27/ACC:SEI+	543,36	TREC RHS 180x100x8	977,60	665,56	1,47
38/862/ACC:SEI+	542,06	TREC RHS 180x100x8	977,60	663,97	1,47
41/566/ACC:SEI+	434,81	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	532,60	1,47
41/111/ACC:SEI+	433,77	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	531,32	1,47
42/111/ACC:SEI+	384,6	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	471,10	1,66
42/867/ACC:SEI+	383,56	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	469,82	1,67
45/577/ACC:SEI+	344,24	TREC RHS 160x80x6.3	662,70	421,66	1,57
45/30/ACC:SEI+	343,36	TREC RHS 160x80x6.3	662,70	420,58	1,58
46/30/ACC:SEI+	298,85	TREC RHS 160x80x5	533,45	366,06	1,46
46/880/ACC:SEI+	298,15	TREC RHS 160x80x5	533,45	365,20	1,46
49/578/ACC:SEI+	421,92	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	516,81	1,51
49/29/ACC:SEI+	420,88	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	515,54	1,52
50/29/ACC:SEI+	377,37	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	462,24	1,69
50/881/ACC:SEI+	376,34	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	460,98	1,70
53/570/ACC:SEI+	751,22	TREC RHS 200x100x12.5	1576,85	920,17	1,71
53/28/ACC:SEI+	749,1	TREC RHS 200x100x12.5	1576,85	917,57	1,72
54/28/ACC:SEI+	667,97	TREC RHS 180x100x10	1196,15	818,20	1,46
54/873/ACC:SEI+	666,37	TREC RHS 180x100x10	1196,15	816,24	1,47
57/588/ACC:SEI+	395,34	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	484,25	1,62
57/112/ACC:SEI+	394,3	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	482,98	1,62
58/112/ACC:SEI+	323,22	TREC RHS 180x100x5	627,45	395,91	1,58
58/891/ACC:SEI+	322,39	TREC RHS 180x100x5	627,45	394,90	1,59
61/861/ACC:SEI+	440,82	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	539,96	1,45
61/113/ACC:SEI+	439,78	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	538,69	1,45
62/113/ACC:SEI+	360,93	TREC RHS 180x100x5	627,45	442,10	1,42
62/1162/ACC:SEI+	360,1	TREC RHS 180x100x5	627,45	441,09	1,42
65/866/ACC:SEI+	188,97	TCAR 80x5	345,45	231,47	1,49
65/117/ACC:SEI+	188,51	TCAR 80x5	345,45	230,91	1,50
66/117/ACC:SEI+	131,6	TCAR 80x4	282,00	161,20	1,75
66/1167/ACC:SEI+	131,23	TCAR 80x4	282,00	160,74	1,75
69/877/ACC:SEI+	207,06	TCAR 80x6.3	425,35	253,63	1,68
69/116/ACC:SEI+	206,49	TCAR 80x6.3	425,35	252,93	1,68
70/116/ACC:SEI+	152,79	TCAR 80x4	282,00	187,15	1,51
70/1180/ACC:SEI+	152,42	TCAR 80x4	282,00	186,70	1,51
73/878/ACC:SEI+	219,39	TCAR 80x6.3	425,35	268,73	1,58
73/115/ACC:SEI+	218,82	TCAR 80x6.3	425,35	268,03	1,59
74/115/ACC:SEI+	166,61	TCAR 80x5	345,45	204,08	1,69
74/1181/ACC:SEI+	166,15	TCAR 80x5	345,45	203,52	1,70
77/870/ACC:SEI+	503,62	TREC RHS 180x100x8	977,60	616,88	1,58
77/114/ACC:SEI+	502,32	TREC RHS 180x100x8	977,60	615,29	1,59
78/114/ACC:SEI+	413,85	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	506,92	1,54
78/1173/ACC:SEI+	412,82	TREC RHS 180x100x6.3	782,55	505,66	1,55
81/888/ACC:SEI+	217,23	TCAR 80x6.3	425,35	266,09	1,60
81/118/ACC:SEI+	216,67	TCAR 80x6.3	425,35	265,40	1,60
82/118/ACC:SEI+	137,27	TCAR 80x4	282,00	168,14	1,68
82/1191/ACC:SEI+	136,9	TCAR 80x4	282,00	167,69	1,68

3.4.5 Κόριες Δοκοί

Όπως παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3.4.1, η διαστασιολόγηση των κυρίων δοκών των ορόφων 3 ως 7 έγινε με βάση τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α., Σχήμα 3.14, ενώ για τις δοκούς των ορόφων 1 και 2 απαιτήθηκε επαύξηση των διατομών ώστε να προκύψει $\theta_y \leq 0,20$. Η τελική διαστασιολόγηση παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.15.



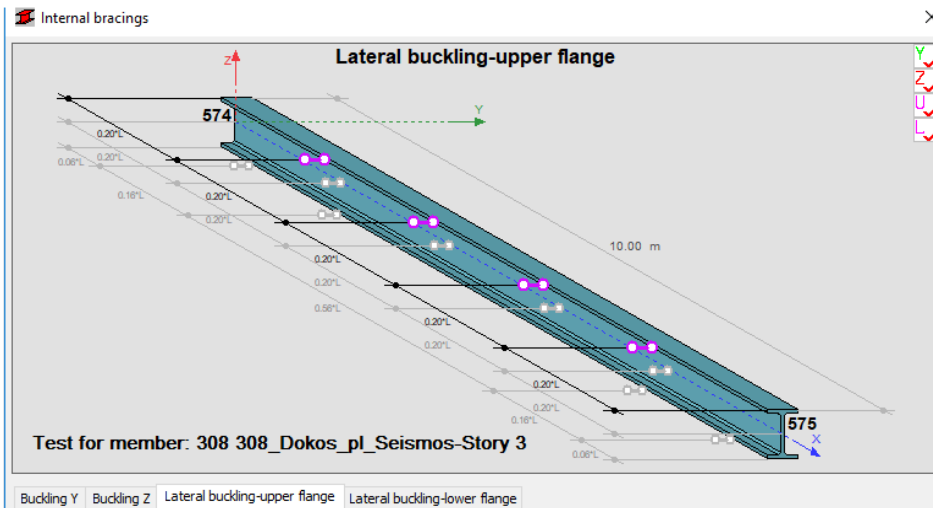
Σχήμα 3.14: Διαστασιολόγηση δοκών σε Ο.Κ.Α.



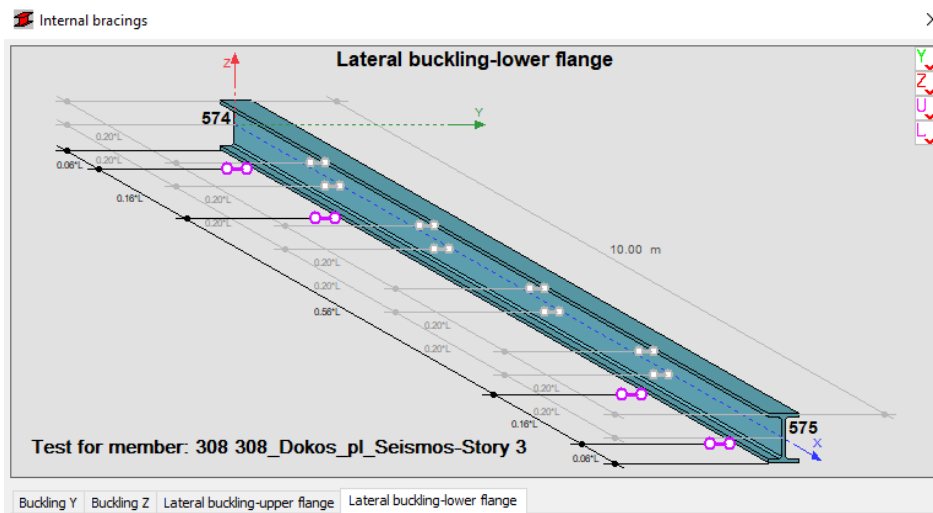
Σχήμα 3.15: Τελική διαστασιολόγηση δοκών

Για τη διαστασιολόγηση σε Ο.Κ.Α. των δοκών έγιναν οι ακόλουθες παραδοχές στο Robot:

- Το άνω πέλμα εξασφαλίζεται έναντι πλευρικού λυγισμού στις θέσεις όπου συντρέχουν οι διαδοκίδες, Σχήμα 3.16.
- Το κάτω πέλμα εξασφαλίζεται έναντι πλευρικού λυγισμού στις θέσεις όπου η ροπή αλλάζει πρόσημο κι επίσης σε απόσταση 0,60 m από τη στήριξη, Σχήμα 3.17. Η εξασφάλιση στα 0,60m είναι αναγκαία τη στιγμή δημιουργίας της πλαστικής άρθρωσης στο ένα τους άκρο ώστε να μην υφίστανται στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, και να υπάρξει η δυνατότητα να πλαστικοποιηθεί και το άλλο. Αυτός ο έλεγχος παρουσιάζεται για τη δοκό 308.



Σχήμα 3.16: Σημεία εξασφάλισης άνω πέλματος δοκών σε πλευρικό λυγισμό



Σχήμα 3.17: Σημεία εξασφάλισης κάτω πέλματος δοκών σε πλευρικό λυγισμό

Για τους ελέγχους σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας επιλέχθηκαν όρια για τα βέλη κάμψης $L/300$ υπό τη δράση κινητών φορτίων και $L/250$ για μόνιμα και κινητά, Πίνακας 3.5. Οι έλεγχοι σε Ο.Κ.Λ. δεν ήταν κρίσιμοι στη διαστασιολόγηση των δοκών.

Πίνακας 3.5: Όρια βελών κάμψης σε Ο.Κ.Λ.

Serviceability - Displacement Values

Limit displacements

Member deflection (local system)

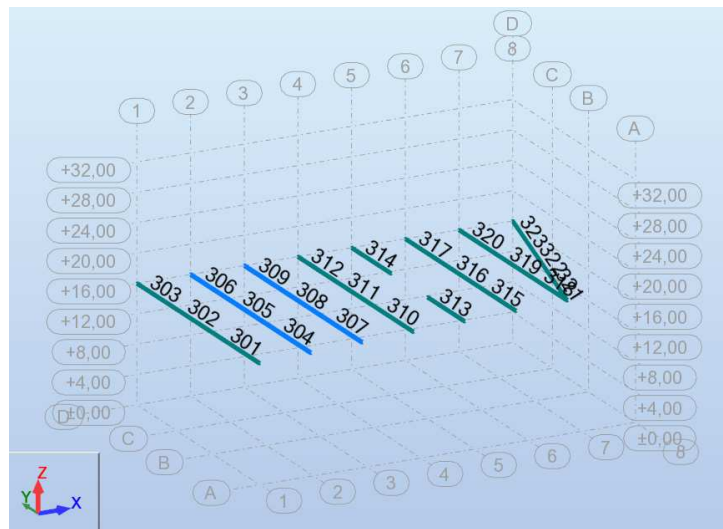
Final deflection

$y=L / 250,01$ $z=L / 250,01$

Deflection from live loads

$y=L / 300,01$ $z=L / 300,01$

Σε κάθε όροφο του φορέα υπάρχουν 23 δοκοί, με αρίθμηση 101-123 για τον 1^ο, 201-223 για το 2^ο, κ.ο.κ. Στο Σχήμα 3.18 παρουσιάζεται η αρίθμηση των δοκών για τον 3^ο όροφο, 301-323.



Σχήμα 3.18: Αρίθμηση δοκών 3^{ου} ορόφου

Μετά τη διαστασιολόγηση όλων των δοκών, υπολογίστηκαν σε φύλλο Excel οι τιμές της υπεραντοχής Ω_i στο σεισμό κατά Y και του συντελεστή λ_i για τον οποίο δημιουργείται η πρώτη πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο κάθε δοκού, χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα των ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ για τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό, loadcase 50, και το σεισμό κατά Y, loadcase 12 (αγνοήθηκε η μικρή επιρροή $0,3 \cdot X_{\text{σεισμός}}$). Συγκεκριμένα είναι:

$$\text{➤ } \Omega_i = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{y,Ed_LC50} + 1/(1-\theta_Y) \cdot M_{y,Ed_LC12}} \quad (3.13)$$

$$\text{➤ } \lambda_i = \frac{M_{pl,Rd} - M_{y,Ed_LC50}}{1/(1-\theta_Y) \cdot M_{y,Ed_LC12}} \quad (3.14)$$

Με βάση τους υπολογισμούς, για όλο το φορέα προέκυψε $\Omega_{\min} = 1,53$ και αναφέρεται στη δοκό 304, κι επίσης $\lambda_{i,\min} = 2,70$ και αναφέρεται στη δοκό 308, Σχήμα 3.18.

Για τον ικανοτικό έλεγχο των υποστλωμάτων στη διεύθυνση Y δημιουργήθηκε ο συνδυασμός φόρτισης 62, Loadcase 62:

$$LC62: G + 0,6 \cdot Q + 1/(1-\theta_Y) \cdot 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min, \text{δοκών}} \cdot Y_{\text{σεισμός}} \Rightarrow$$

$$LC62: G + 0,6 \cdot Q + 1,25 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,53 \cdot Y_{\text{σεισμός}} \Rightarrow$$

$$\text{➤ } LC62: LC50 + 2,63 \cdot LC12 \quad (3.15)$$

Έλεγχος δοκού 308:

Για τη δοκό 308 είναι $\lambda_{308} = 2,70$. Δημιουργήθηκε ένας συνδυασμός φόρτισης στο Robot για τη στιγμή δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στο ένα της άκρο, loadcase 308:

$$LC308: G + 0,6 \cdot Q + 1 / (1 - \theta_Y) \cdot \lambda_{308} \cdot Y_{σεισμός} \Rightarrow$$

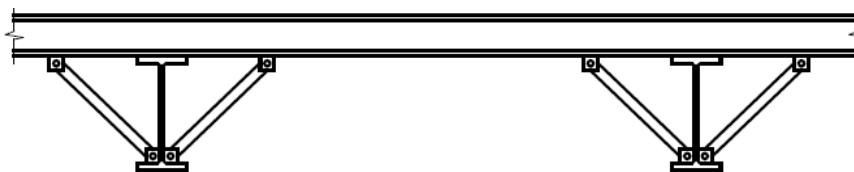
$$LC308: G + 0,6 \cdot Q + 1,25 \cdot 2,70 \cdot Y_{σεισμός} \Rightarrow$$

$$\triangleright LC308: LC50 + 3,36 \cdot LC12 \quad (3.16)$$

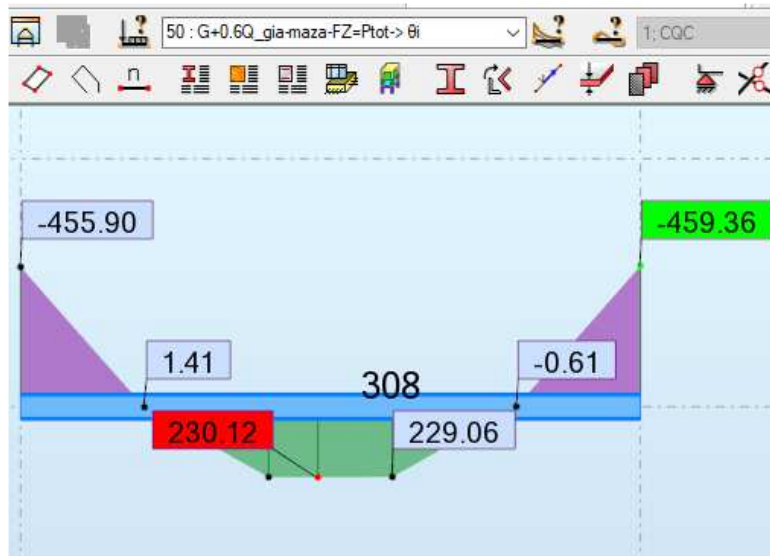
Στα Σχήματα 3.20, 3.21, 3.22 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης για τις loadcases 50, 12, 308 και ακολουθεί το τεύχος υπολογισμού, Πίνακας 3.6, όπου διακρίνουμε:

- $M_{Ed_LC308} \approx M_{pl,Rd}$
- $L_{cr,low} = 0,60 \text{ m}$ για το οποίο $\chi_{LT} = 1,0$

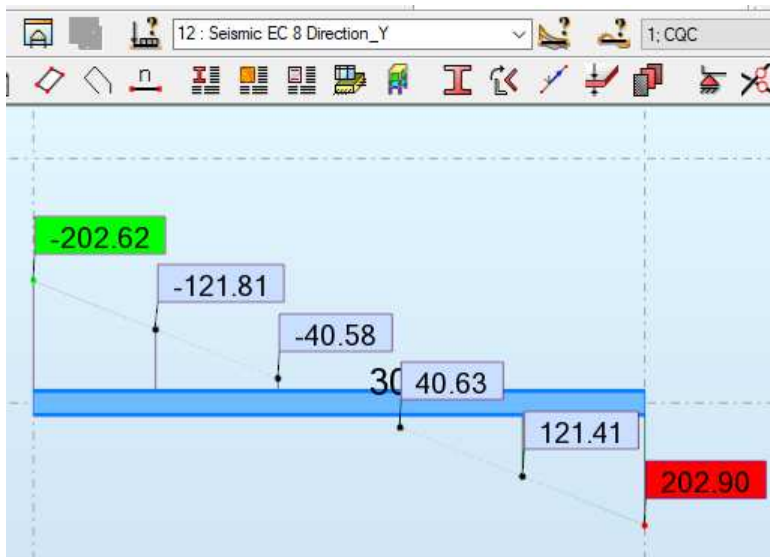
Επομένως με την εξασφάλιση στα 0,60 m η δοκός επαρκεί σε πλευρικό λυγισμό τη στιγμή δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στο ένα της άκρο. Η πλευρική εξασφάλιση αυτή υλοποιείται με διάφορους κατασκευαστικούς τρόπους, όπως για παράδειγμα με τη διάταξη που φαίνεται στο Σχήμα 3.19.



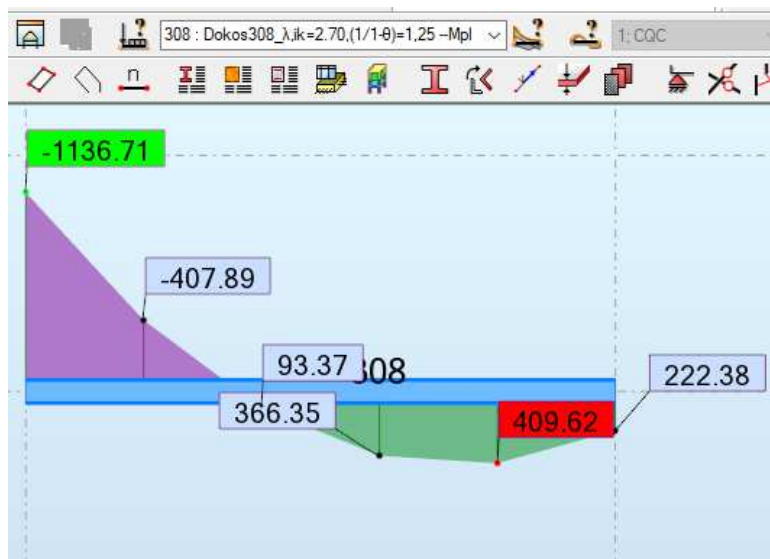
Σχήμα 3.19: Πλευρική εξασφάλιση κάτω πέλματος



Σχήμα 3.20: Δοκός 308, Ροπές για ομονοία φόρτια, LC50



Σχήμα 3.21: Δοκός 308, Ροπές για σεισμό Y, LC12, CQC με πρόσημο (διαθέσιμο στο Robot)



Σχήμα 3.22: Δοκός 308, Ροπές για άρθρωση στο αριστερό άκρο, LC308

Πίνακας 3.6: Δοκός 308, Έλεγχος επάρκειας τη στιγμή δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης

STEEL DESIGN

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

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 308 308_Dokos_pl_Seismos-Story 3

POINT: 3 COORDINATE: x = 1.00 L = 10.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 308 Dokos308_λ_{ik}=2.70,(1/1-θ)=1,25 --Mpl 50*1.00+12*3.36

MATERIAL:

S 355 (S 355) f_y = 355.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 450

h=44.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	A _y =138.47 cm ²	A _z =65.78 cm ²	A _x =178.03 cm ²
tw=1.1 cm	I _y =63721.60 cm ⁴	I _z =9465.33 cm ⁴	I _x =257.00 cm ⁴
tf=2.1 cm	W _{ply} =3216.07 cm ³	W _{plz} =965.55 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 10.97 kN	M _{y,Ed} = -1136.71 kN*m	M _{z,Ed} = -0.27 kN*m	V _{y,Ed} = 0.36 kN	
N _{c,Rd} = 6319.99 kN	M _{y,Ed,max} = -1136.71 kN*m		M _{z,Ed,max} = 0.44 kN*m	V _{y,T,Rd} = 2836.99 kN
N _{b,Rd} = 5381.94 kN	M _{y,c,Rd} = 1141.70 kN*m	M _{z,c,Rd} = 342.77 kN*m	V _{z,Ed} = -365.78 kN	
	M _{N,y,Rd} = 1141.70 kN*m	M _{N,z,Rd} = 342.77 kN*m	V _{z,T,Rd} = 1348.01 kN	
	M _{b,Rd} = 1141.70 kN*m		T _{t,Ed} = -0.02 kN*m	
			Class of section = 1	



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	M _{cr} = 41524.15 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 1.00
L _{cr,low} = 0.60 m	Lam _{LT} = 0.17	f _{i,LT} = 0.51	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

L _y = 10.00 m	Lam _y = 0.69
L _{cr,y} = 10.00 m	X _y = 0.85
Lam _y = 52.86	k _{yy} = 1.00



About z axis:

L _z = 10.00 m	Lam _z = 0.36
L _{cr,z} = 2.00 m	X _z = 0.94
Lam _z = 27.43	k _{yz} = 0.70

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

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

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.99 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Global stability check of member:

$$\lambda_{b,y} = 52.86 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 27.43 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

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

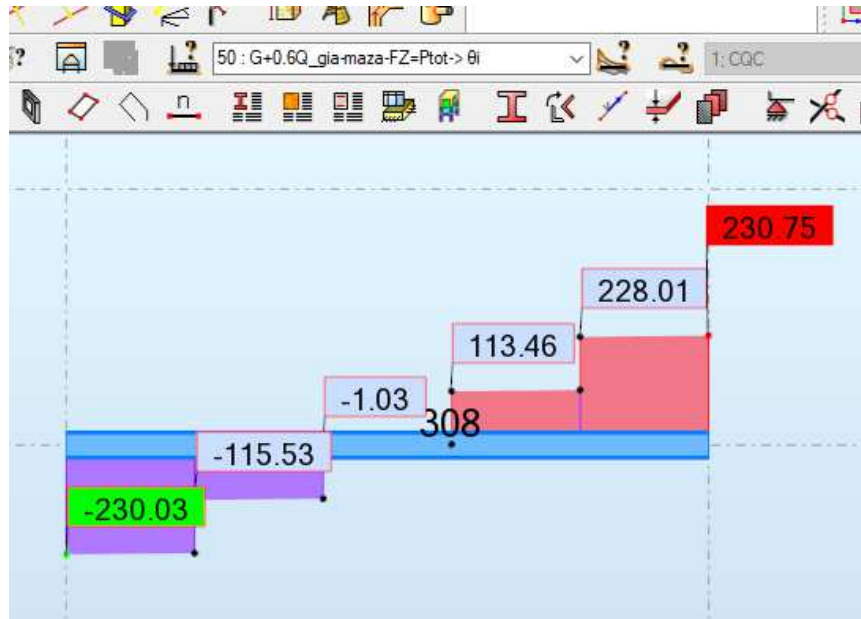
$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 1.00 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.52 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Τέλος, για τον έλεγχο της δοκού 308 πρέπει να γίνει ο έλεγχος σε τέμνουσα:

Στο Σχήμα 3.23 φαίνεται το διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων για τη φόρτιση με τα οιονεί μόνιμα φορτία, loadcase 50:



Σχήμα 3.23: Δοκός 308, Τέμνουσες δυνάμεις για οιονεί μόνιμα φορτία, LC50

$$\bullet V_{Ed} = V_{Ed,G} + \frac{|M_{pl,Rd_A}| + |M_{pl,Rd_B}|}{L_{308}} = 230 \text{ kN} + \frac{2 \cdot 1141,70 \text{ kNm}}{10 \text{ m}} = 459 \text{ kN} \quad (3.17)$$

$$\bullet V_{z,Rd} = 1348,01 \text{ kN} \quad \text{από Πίνακα 3.6} \quad (3.18)$$

$$\bullet N_{Ed} = 10,97 \text{ kN (αμελητέα), από Πίνακα 3.6} \quad (3.19)$$

Επομένως για τη δοκό 308 ικανοποιούνται οι παρακάτω απαιτήσεις του Κανονισμού:

$$\checkmark \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.20)$$

$$\checkmark \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (3.21)$$

$$\checkmark \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (3.22)$$

3.4.6 Υποστυλώματα

Για τα υποστυλώματα επιλέχθηκαν διατομές που ανήκουν στην Κατηγορία 1 ή 2 για τη δυσμενέστερη περίπτωση φόρτισης, την κεντρική θλίψη.

Τα χαλύβδινα μέλη παράγονται στο εργοστάσιο με μήκος 12 m. Για το λόγο αυτό οι αποκαταστάσεις συνέχειας και πιθανές αλλαγές διατομών καθ' ύψος θα πρέπει να είναι κοντά στην τιμή αυτή για λόγους οικονομίας. Στο συγκεκριμένο φορέα, θεωρείται πως η πρώτη αποκατάσταση συνέχειας γίνεται λίγο κάτω από τη στάθμη του 2^{ου} ορόφου στα 11m και η δεύτερη στα 11+12=23m. Με αυτό τον τρόπο τα μήκη των υποστυλωμάτων είναι 11m, 12m, 9m. Στο προσομοίωμα απλοποιητικά θεωρήθηκε ότι οι αποκαταστάσεις γίνονται σε στάθμες ορόφων, θεωρώντας όμως τη δυσμενέστερη περίπτωση στον υπολογισμό του θ_y , δηλαδή τα μήκη των υποστυλωμάτων, ξεκινώντας από τη βάση, είναι 8m, 12m, 12m.

Όπως παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3.4.1, αρχικά έγινε διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων σε O.K.A (Steel Design στο Robot), επιλέγοντας μία διατομή για τα ενδιάμεσα υποστυλώματα των πλαισίων και μία για τα ακραία, σε καθένα από τα τμήματα 8m-12m-12m.

Για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων πραγματοποιήθηκαν στο Robot έλεγχοι σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη, θεωρώντας ότι εντός πλαισίου, διεύθυνση y, τα υποστυλώματα είναι πακτωμένα στη βάση και τα πλαίσια είναι μεταθετά, ενώ εκτός πλαισίου, στη διεύθυνση z, η στήριξη στη βάση είναι άρθρωση και τα πλαίσια είναι αμετάθετα λόγω της παρουσίας των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

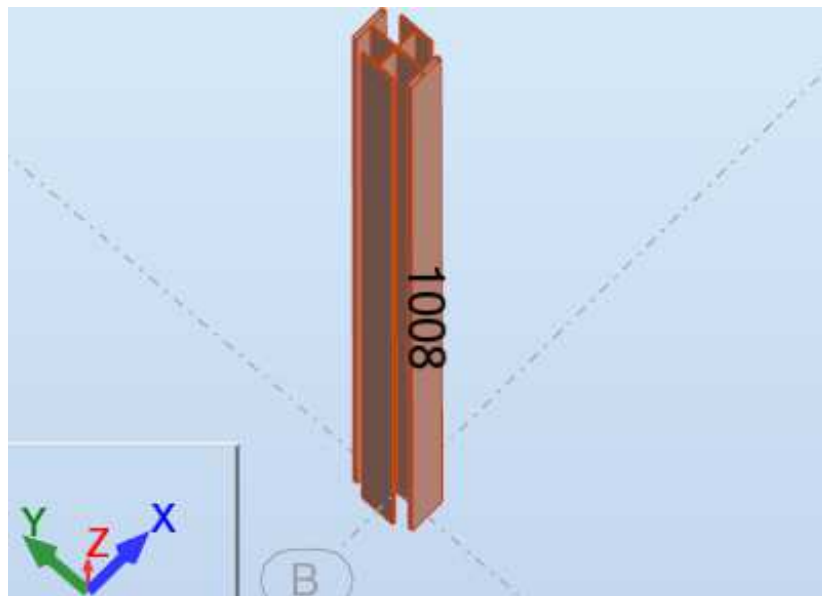
Έγιναν οι ακόλουθες επιλογές στο Robot, Πίνακας 3.7:

Πίνακας 3.7: Διαστασιολόγηση Υποστυλωμάτων

The screenshot shows the 'Buckling' dialog box in Robot software. The 'Member type' is 'col_plaisio'. The 'Buckling (y axis)' section has 'Member length ly' set to 1.00, with 'Coefficient' selected. The 'Buckling length coeff. y' is set to 'Auto' with a 'Sway' icon. The 'Buckling curve y' is 'auto'. The 'Buckling (z axis)' section has 'Member length lz' set to 1.00, with 'Coefficient' selected. The 'Buckling length coeff. z' is set to 1.00 with a 'Non-sway' icon. The 'Buckling curve z' is 'auto'. The 'Flexural-torsional buckling' checkbox is checked. The 'Lateral buckling parameters' section has 'Lateral buckling' checked. The 'Load level' is set to 'Upper flange' and 'Lower flange', both with 'Lcr = lo'. The 'Critical moment' is set to 'Auto' with 'Mcr = 1,00 kN*m'. The 'Lateral buckling curve' is 'auto'. The 'General method' is '[6.3.2.2]' and 'Lambda LT,0' is '0.4'. Buttons for 'Save', 'Close', and 'More...' are visible.

Για τους ελέγχους σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας επιλέχθηκαν όρια για τις μετατοπίσεις κόμβων $L/150$ και στις δύο διευθύνσεις, X και Y - nodal displacement $L/150$. Οι έλεγχοι σε O.K.A. δεν ήταν κρίσιμοι.

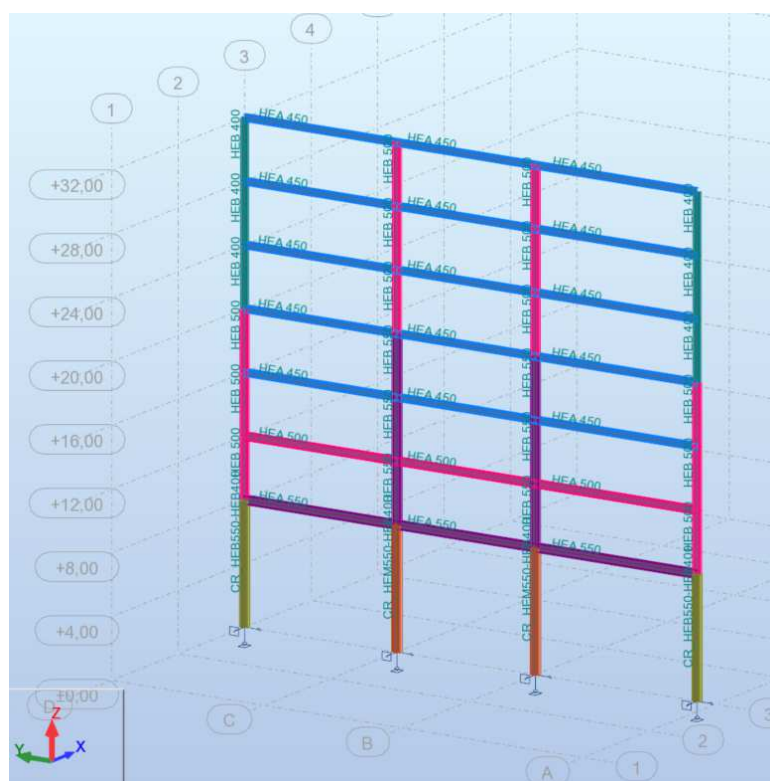
Για τα ενδιάμεσα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου, η μεγάλη αξονική δύναμη σε συνδυασμό με το μικρό συντελεστή $\chi_z \approx 0,35$ των προτύπων διατομών διπλού ταυ, οδηγούσε σε αδυναμία ικανοποίησης του σύνθετου συνδυασμού σε θλίψη και κάμψη, και για το λόγο αυτό ήταν απαραίτητη η χρήση σταυροειδών ή κοίλων διατομών. Για λόγους ευκολίας συνδέσεων προτιμήθηκαν σταυροειδείς διατομές, ελέγχοντας ώστε να υπάρχει επαρκές διαθέσιμο κενό για να μπορέσει είναι υλοποιήσιμη η συγκόλληση των διατομών. Για τον άξονα εκτός του πλαισίου επιλέχθηκε διατομή HEB400, ενώ η διατομή εντός πλαισίου επιβλήθηκε από τον περιορισμό του συντελεστή θ_y , ο οποίος ήταν δυσμενέστερος της διαστασιολόγησης σε Ο.Κ.Α. Έτσι για τα ενδιάμεσα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου καταλήξαμε σε σταυροειδή διατομή CR_HEM550-HEB400, που φαίνεται στο Σχήμα 3.24.



Σχήμα 3.24: Ενδιάμεσο Υποστύλωμα 1008 1^{ου} ορόφου, CR_HEM550-HEB400

Για τα ακραία υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου, δεν ήταν αναγκαία η χρήση σταυροειδών ή κοίλων διατομών για τους ελέγχους σε ΟΚΑ, ωστόσο με χρήση προτύπων διατομών διπλού ταυ στη φόρτιση για την οποία η βάση τους έχει ροπή ίση με $M_{pl,Rd}$, προηγείται στρεπτοκαμπτικός λυγισμός και άρα αδυναμία ανάπτυξης της πλαστικής άρθρωσης. Στο *EN1998-1:2004, παρ.6.6.3, σημ(2)* όμως αναφέρεται ότι «Σε υποστυλώματα στα οποία σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σύμφωνα με το 6.6.1(1)P, ο έλεγχος θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη ότι σ'αυτές τις πλαστικές αρθρώσεις η δρώσα ροπή ισούται με $M_{pl,Rd}$ ». Θα μπορούσε ίσως να ληφθεί ως M_{Rd} όχι η αλλά η ροπή αντοχής μετά την απομείωση λόγω αξονικής, $M_{N,Rd}$, αλλά προτιμήθηκε να χρησιμοποιηθούν κι εδώ σταυροειδείς διατομές, για τις οποίες $\chi_{LT} = 1,0$ κι επομένως αναπτύσσεται κανονικά η πλαστική άρθρωση στη βάση, όπως αναφέρεται στην παραπάνω σημείωση. Η διατομή εντός πλαισίου και για τα ακραία υποστυλώματα του 1^{ου} επιβλήθηκε από το δυσμενέστερο της διαστασιολόγησης σε Ο.Κ.Α, περιορισμό του συντελεστή θ_y , HEB550, όπως και για τα ενδιάμεσα. Έτσι προέκυψε η σταυροειδής διατομή CR_HEB-550-HEB400.

Ικανοτικοί έλεγχοι κόμβου:



Σχήμα 3.25: Κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων

Πίνακας 3.8: Ροπές αντοχής δοκών και υποστυλωμάτων

	HEA450	HEA500	HEB400	HEB500	HEB550
$W_{pl,y}$	3216	3949	3232	4815	5591
$M_{pl,Rd}$	1141,68	1401,90	1147,36	1709,33	1984,81

- +12m: Ακραίος κόμβος Υποστύλωμα HEB500 – Δοκός HEA500
 $\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 1709,33 = 3418,66 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 1401,90 = 1822,47 \text{ kNm}$ (3.23)
 - +12m: Ενδιάμεσος κόμβος Υποστύλωμα HEB550 – Δοκός HEA500
 $\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 1984,81 = 3969,62 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot 1401,90 = 3644,94 \text{ kNm}$ (3.24)
 - +24m: Ακραίος κόμβος Υποστύλωμα HEB400 – Δοκός HEA450
 $\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 1147,36 = 2294,72 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 1141,68 = 1484,18 \text{ kNm}$ (3.25)
 - +24m: Ενδιάμεσος κόμβος Υποστύλωμα HEB500 – Δοκός HEA450
 $\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 1709,33 = 3418,66 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot 1141,68 = 2968,37 \text{ kNm}$ (3.26)
- ✓ Όπως παρατηρούμε, οι διατομές των υποστυλωμάτων ικανοποιούν τους ικανοτικούς ελέγχους κόμβων.

Για τις διατομές αυτές των υποστυλωμάτων έγινε έλεγχος επάρκειας στους ικανοτικούς ελέγχους κατά τη διεύθυνση Global X και Global Y, δηλαδή στις loadcases 61 και 62, Σχέσεις (3.12), (3.15), που επαναλαμβάνονται εδώ για λόγους πληρότητας της παραγράφου αυτής.

$$LC61: G + 0,6 \cdot Q + 1 / (1 - \theta_X) \cdot 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min, \chi\iota\alpha\sigma\tau\iota} \cdot X_{\sigma\epsilon\iota\sigma\mu\acute{o}\varsigma} \Rightarrow$$

$$LC61: G + 0,6 \cdot Q + 1,22 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,40 \cdot X_{\sigma\epsilon\iota\sigma\mu\acute{o}\varsigma} \Rightarrow$$

$$\triangleright LC61: LC50 + 2,35 \cdot LC11 \quad (3.27)$$

$$LC62: G + 0,6 \cdot Q + 1 / (1 - \theta_Y) \cdot 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min, \delta\omicron\kappa\omicron\nu\nu} \cdot Y_{\sigma\epsilon\iota\sigma\mu\acute{o}\varsigma} \Rightarrow$$

$$LC62: G + 0,6 \cdot Q + 1,25 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,53 \cdot Y_{\sigma\epsilon\iota\sigma\mu\acute{o}\varsigma} \Rightarrow$$

$$\triangleright LC62: LC50 + 2,63 \cdot LC12 \quad (3.28)$$

- ✓ Όλες οι διατομές επαρκούν στους δύο αυτούς ελέγχους, επομένως η διαστασιολόγηση που φαίνεται στο Σχήμα 3.25 είναι η τελική.

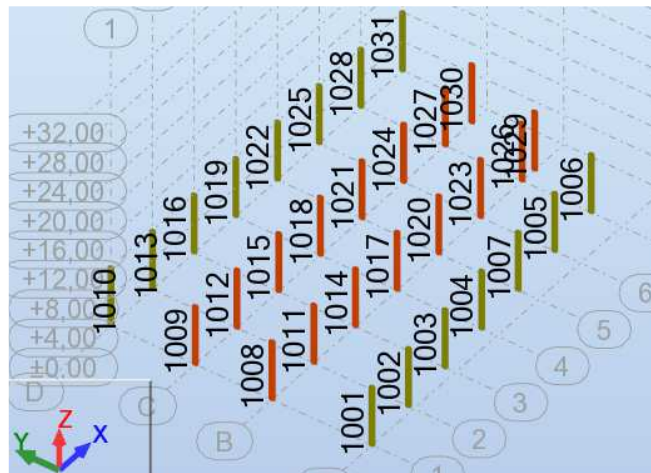
Για τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου υπολογίστηκαν οι συντελεστές λ_i ώστε να πραγματοποιηθεί πλαστική άρθρωση στη βάση τους. Η αρίθμησή τους φαίνεται στο Σχήμα 3.26. Ισχύει:

$$\bullet \lambda_i = \frac{M_{pl,Rd} - M_{y,Ed_LC50}}{1 / (1 - \theta_Y) \cdot M_{y,Ed_LC12}} \quad (3.29)$$

Για τις σταυροειδείς διατομές ισχύει:

$$\bullet M_{pl,Rd} = (W_{pl,y_διατομής_εντός_πλ} + W_{pl,z_HEB400}) \cdot 35,5 \cdot 10^{-2} \quad (3.30)$$

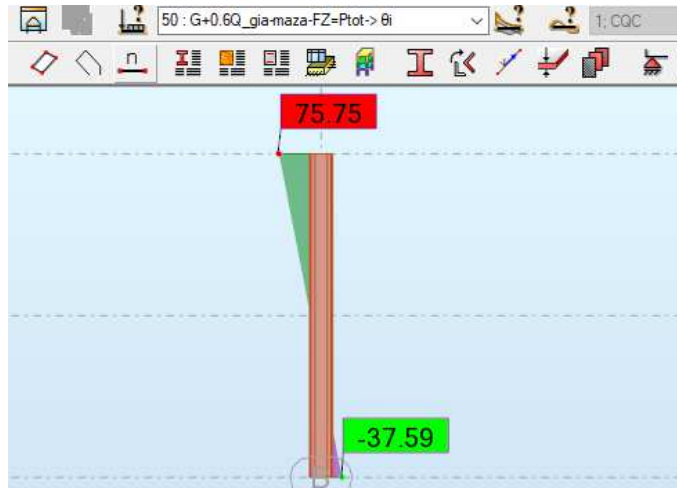
Το υποστυλώμα 1008 είχε την ελάχιστη τιμή $\lambda_{i,1008} = \lambda_{i,\min} = 3,916$, που είναι μεγαλύτερη από την τιμή του $q_Y = 3$ που αναφέρεται στον ελαστικό σεισμό. Πραγματοποιήθηκε έλεγχος για τη στιγμή που δημιουργείται πλαστική άρθρωση στη βάση του, Πίνακας 3.9.



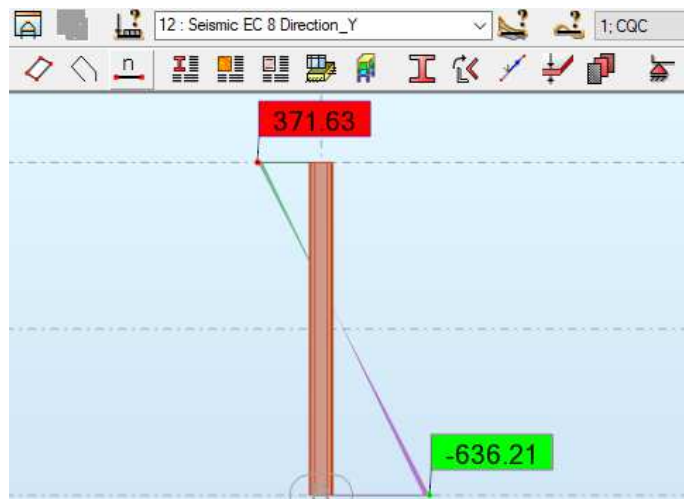
Σχήμα 3.26: Αρίθμηση υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου

Δημιουργήθηκε στο Robot η Loadcase 1008:
 $LC1008: G + 0,6 \cdot Q + 1 / (1 - \theta_Y) \cdot \lambda_{i,1008} \cdot Y_{σεισμός} \Rightarrow$
 $LC1008: G + 0,6 \cdot Q + 1,25 \cdot 3,916 \cdot Y_{σεισμός} \Rightarrow$
 $LC1008: LC50 + 4,89 \cdot LC12$

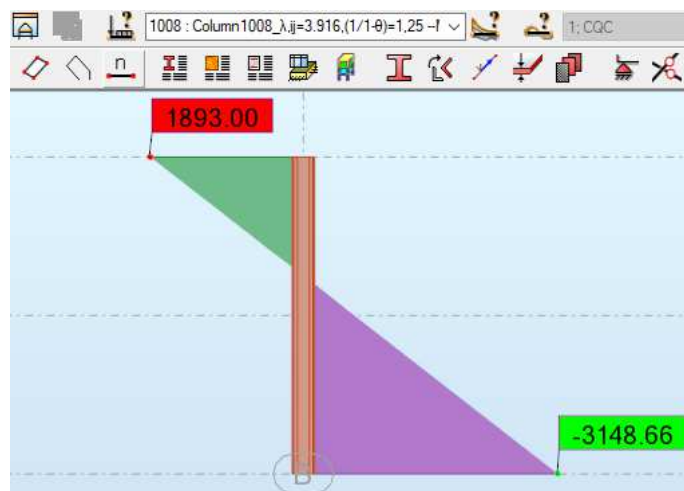
(3.31)



Σχήμα 3.27: Υποστήλωμα 1008, Ροπές για οιονεί μόνιμα, LC50



Σχήμα 3.28: Υποστήλωμα 1008, Ροπές για σεισμό Y, LC12, CQC με πρόσημο



Σχήμα 3.29: Υποστήλωμα 1008, Ροπές για άρθρωση στη βάση, LC1008

Πίνακας 3.9: Υποστόλωμα 1008, Φόρτιση για δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση

STEEL DESIGN

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

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 1008 1008_col_plaisio_Story 1

POINT: 1 COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 1008 Column1008_λ,ij=3.916,(1/1-θ)=1,25 -Mpl 50*1.00+12*4.89

MATERIAL:

S 355 (S 355) fy = 355.00 MPa



SECTION PARAMETERS: CR_HEM550-HEB400

h=57.2 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=42.1 cm	Ay=292.32 cm ²	Az=247.32 cm ²	Ax=539.64 cm ²
tw=2.1 cm	Iy=205186.02 cm ⁴	Iz=81785.23 cm ⁴	Ix=1635.85 cm ⁴
tf=4.0 cm	Wply=8878.55 cm ³	Wplz=5177.84 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 2112.55 kN	My _{Ed} = -3148.66 kN*m	Vy _{Ed} = 0.66 kN	
N _{c,Rd} = 19157.22 kN	My _{Ed,max} = -3148.66 kN*m	Mz _{Ed,max} = -5.30 kN*m	Vy,T,Rd = 5991.37 kN
Nb,Rd = 12079.19 kN	My,c,Rd = 3151.89 kN*m	Mz,c,Rd = 1838.13 kN*m	
	MN _{y,Rd} = 3151.89 kN*m	Vz _{Ed} = 630.00 kN	
		Vz,T,Rd = 5069.05 kN	
		Tt _{Ed} = 0.18 kN*m	
		Class of section = 1	



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 8.00 m	Lam _y = 0.78
Lcr,y = 11.68 m	fi,T = 0.73
Lamy = 59.87	kyy = 0.65



About z axis:

Lz = 8.00 m	Lam _z = 0.85
Lcr,z = 8.00 m	Xz = 0.63
Lamz = 64.98	kzy = 0.38

Torsional buckling:

Curve,T=c	alfa,T=0.49
Lt=8.00 m	fi,T=0.90
Ncr,T=35686.37 kN	X,T=0.70
Lam _T =0.73	Nb,T,Rd=13493.69 kN

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=c	alfa,TF=0.49
Ncr,y=31198.78 kN	fi,TF=0.90
Ncr,TF=35686.37 kN	X,TF=0.70
Lam _{TF} =0.73	Nb,TF,Rd=13493.69 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.11 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My_{Ed}/My_{c,Rd} = 1.00 < 1.00 (6.2.5.(1))
 My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 1.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 Vy_{Ed}/Vy_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
 Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.12 < 1.00 (6.2.6.(1))

Global stability check of member:

Lambda_y = 59.87 < Lambda_{max} = 210.00 Lambda_z = 64.98 < Lambda_{max} = 210.00 STABLE
 N_{Ed}/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.17 < 1.00 (6.3.1)
 N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kyz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.81 < 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) = 0.56 < 1.00 (6.3.3.(4))

Section OK !!!

3.4.7 Σύγκριση διαστασιολόγησης για $\theta_Y=0,20$ με $q_Y=3$ και $q_Y=4$

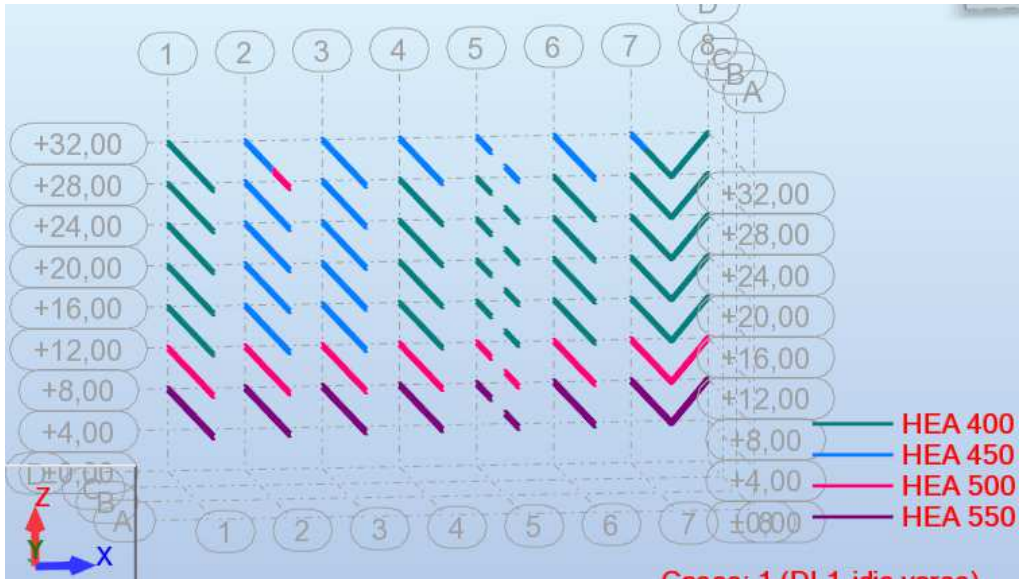
Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 3.4.1, για το συντελεστή συμπεριφοράς q αρχικά επιλέχθηκε η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή για κατασκευές Κατηγορίας Πλαστιμότητας Μέσης στη διεύθυνση των πλαισίων ροπής-Global Y, $q_Y = 4$ κι έγιναν τροποποιήσεις ώστε $\theta_Y \leq 0,20$. Με βάση τη διαστασιολόγηση αυτή, Σχήματα 3.31 και 3.33, έγινε υπολογισμός των θ_Y για $q_Y = 3$. Όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.11, συγκρίνοντάς τον με τον Πίνακα 3.10, α) οι τέμνουσες των ορόφων είναι μεγαλύτερες και β) οι σχετικές μετακινήσεις μικρότερες, έτσι προέκυψε $\theta_Y \leq 0,152$. Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται συγκριτικά οι απαραίτητες τροποποιήσεις στις διατομές δοκών και υποστρωμάτων επί της αρχικής διαστασιολόγησης σε Ο.Κ.Α., για $q_Y = 3$ και $q_Y = 4$ και $\theta_Y = 0,20$ (Πίνακες 3.2, 3.10).

Πίνακας 3.10: Διαστασιολόγηση με $q_Y = 4$, $\theta_{Y,max} = 0,20$

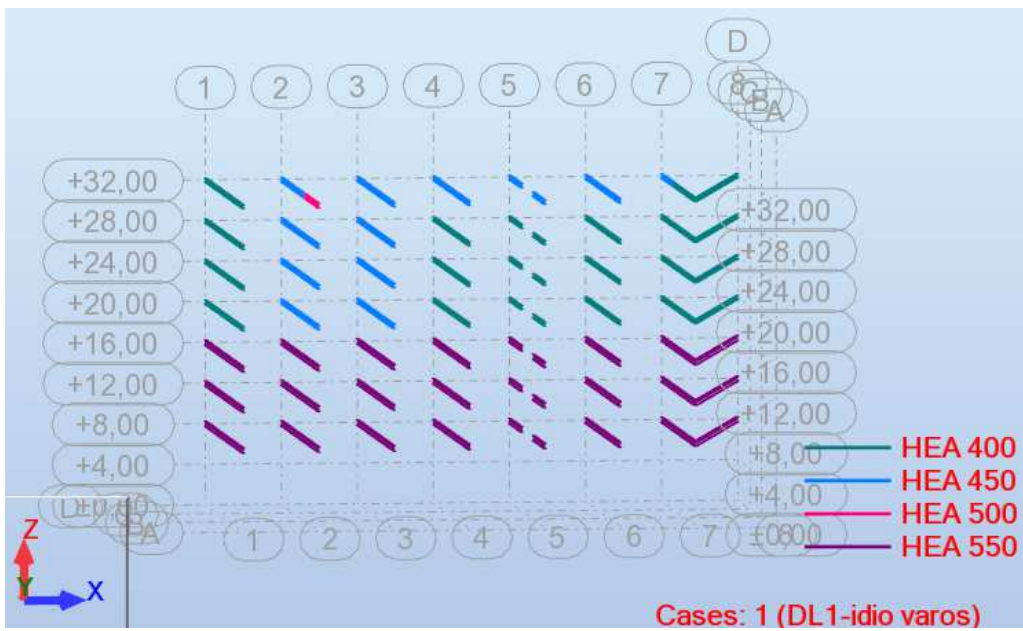
Story	FZ (kN)_LC50	FY(kN)_LC12	drUY(cm)_LC12	h ορόφων	θ_Y
1	-74675,16	2395,86	4,70	800,00	0,1831
2	-62038,50	2176,67	2,80	400,00	0,1995
3	-51822,33	1942,61	2,60	400,00	0,1734
4	-41595,16	1717,64	2,90	400,00	0,1756
5	-31520,10	1506,37	3,30	400,00	0,1726
6	-21483,31	1206,49	2,80	400,00	0,1246
7	-11461,00	728,56	1,80	400,00	0,0708

Πίνακας 3.11: Διαστασιολόγηση με $q_Y = 4$, Υπολογισμός θ_Y για $q_Y = 3$

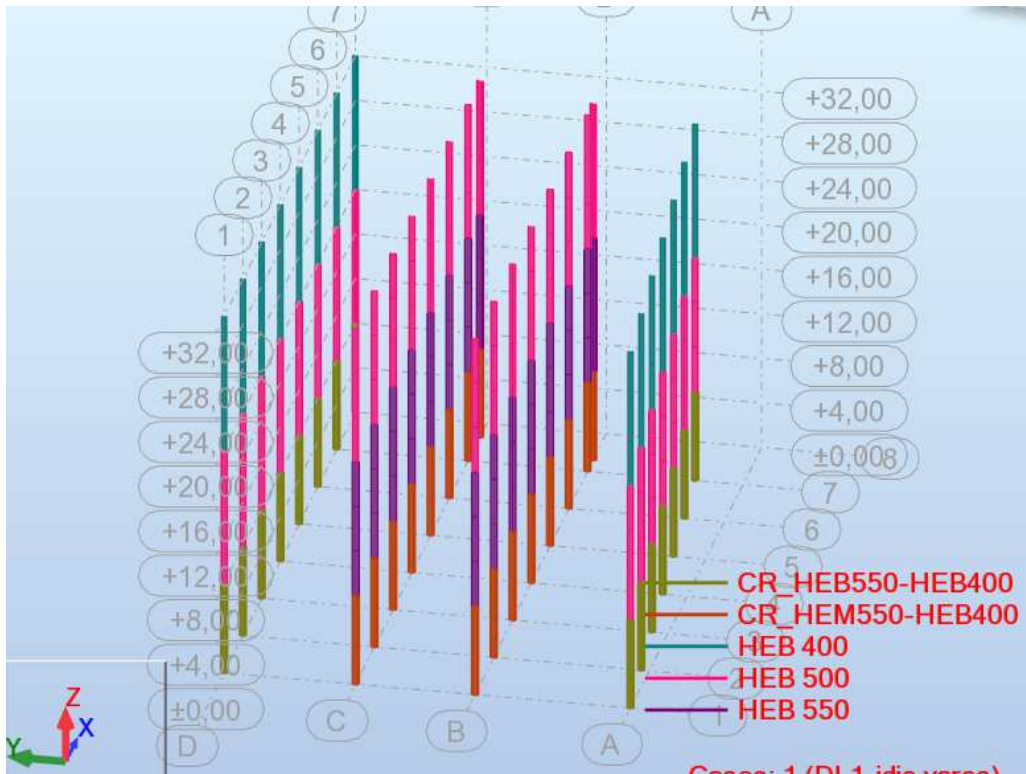
Story	FZ (kN)_LC50	FY(kN)_LC12	drUY(cm)_LC12	h ορόφων	θ_Y
1	-74675,16	2840,82	4,20	800,00	0,138
2	-62038,50	2554,78	2,50	400,00	0,152
3	-51822,33	2261,81	2,30	400,00	0,132
4	-41595,16	2005,72	2,50	400,00	0,130
5	-31520,10	1792,69	2,90	400,00	0,127
6	-21483,31	1469,14	2,50	400,00	0,091
7	-11461,00	900,93	1,60	400,00	0,051



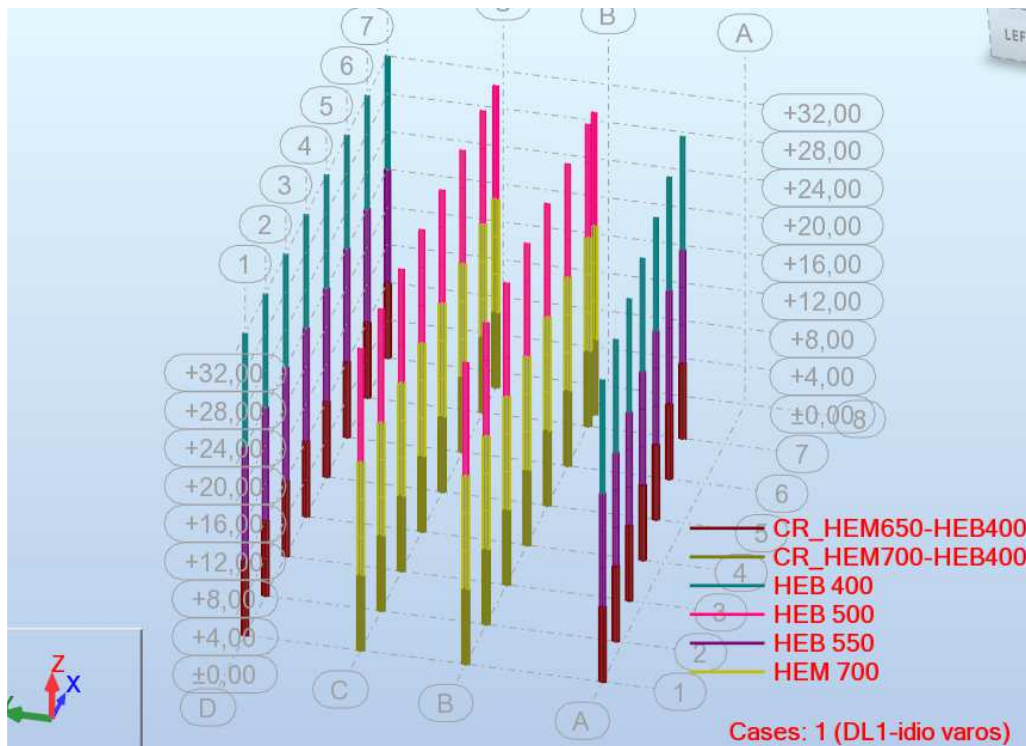
Σχήμα 3.30: $q_\gamma=3$, $\theta_\gamma=0,20$ – Διατομές δοκών



Σχήμα 3.31: $q_\gamma=4$, $\theta_\gamma=0,20$ – Διατομές δοκών



Σχήμα 3.32: $q_\gamma=3$, $\theta_\gamma=0,20$ – Διατομές υποστυλωμάτων



Σχήμα 3.33: $q_\gamma=4$, $\theta_\gamma=0,20$ – Διατομές υποστυλωμάτων

Όπως φαίνεται στα Σχήματα 3.30,3.31, για τις δοκούς οι τροποποιήσεις της διαστασιολόγησης σε ΟΚΑ για τον περιορισμό του συντελεστή θ_y είναι:

- Για $q_y = 3$: όροφος 1-HEA550, όροφος 2-HEA500
- Για $q_y = 4$: όροφος 1-HEA550, όροφος 2-HEA550, όροφος 3-HEA550

Αντίστοιχα για τα υποστυλώματα, Σχήματα 3.32,3.33:

- Για $q_y = 3$:
 - A) 0-8m: ενδιάμεσα HEM550 – ακραία HEB550
 - B) 8-20m: ενδιάμεσα HEB550 – ακραία HEB500
- Για $q_y = 4$:
 - A) 0-8m: ενδιάμεσα HEM700 – ακραία HEM650
 - B) 8-20m: ενδιάμεσα HEM700 – ακραία HEB550

Όπως παρατηρούμε οι διατομές για $q_y = 3$ είναι αρκετά πιο οικονομικές και για το λόγο αυτό προτιμήθηκε αντί της τιμής $q_y = 4$.

4 Συνδέσεις

4.1 Γενικά

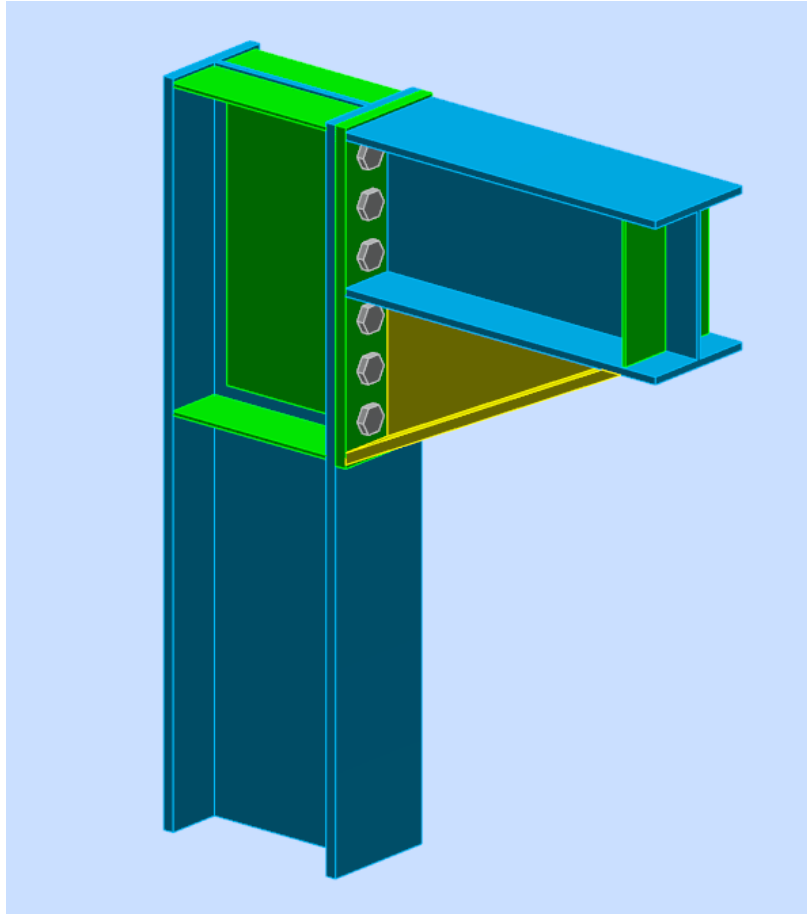
Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη, ενώ ο όρος κόμβος χρησιμοποιείται όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε απλές συνδέσεις και συνδέσεις ροπής.

- **Απλές συνδέσεις:** Οι συνδέσεις αυτές παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσες), χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές. Τέτοιου τύπου συνδέσεις διαθέτουν τα μεταλλικά κτήρια στα οποία η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται με κατάλληλη διατάξη κατακόρυφων συστημάτων δυσκαμψίας.
- **Συνδέσεις ροπής:** Σε αυτόν τον τύπο συνδέσεων παραλαμβάνονται δυνάμεις και ροπές. Παράδειγμα αποτελούν οι πλαισιακές συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν μέσω πλαισιακής λειτουργίας την τέμνουσα και τη ροπή της δοκού στο υποστύλωμα.

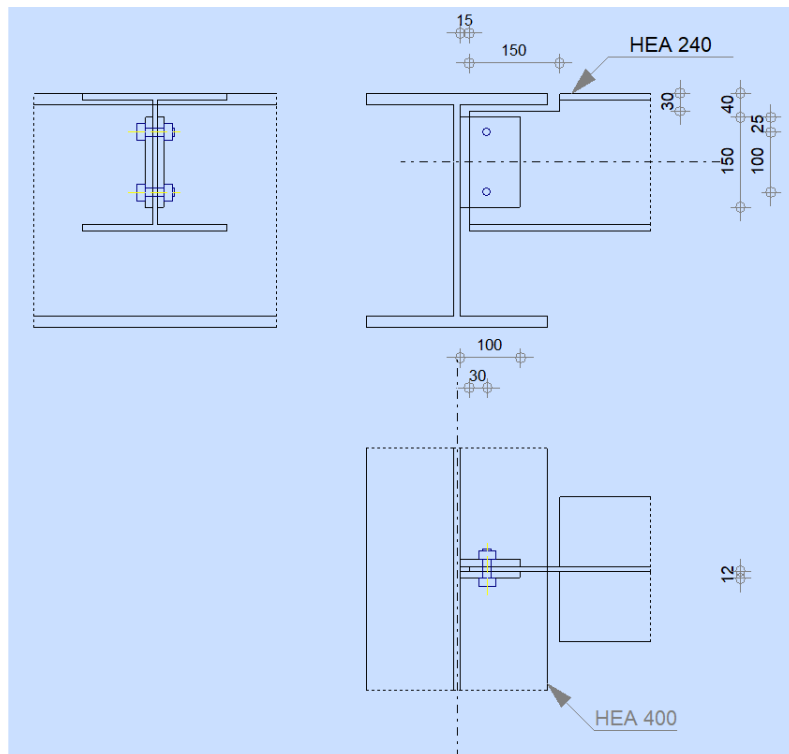
Στα κεφάλαια 4.2, 4.3 παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση σύνδεσης υποστυλώματος-κύριας δοκού και κύριας δοκού-διαδοκίδας, αντίστοιχα, με το Robot Structural Analysis, ενώ στο κεφάλαιο 4.4 παρουσιάζεται η σύνδεση υποστυλώματος με τη μεγαλύτερη διατομή χιαστί συνδέσμου του φορέα, RHS200x100x12.5, υπολογισμένη στο χέρι.

4.2 Κόμβος Υποστυλώματος – Κύριας Δοκού

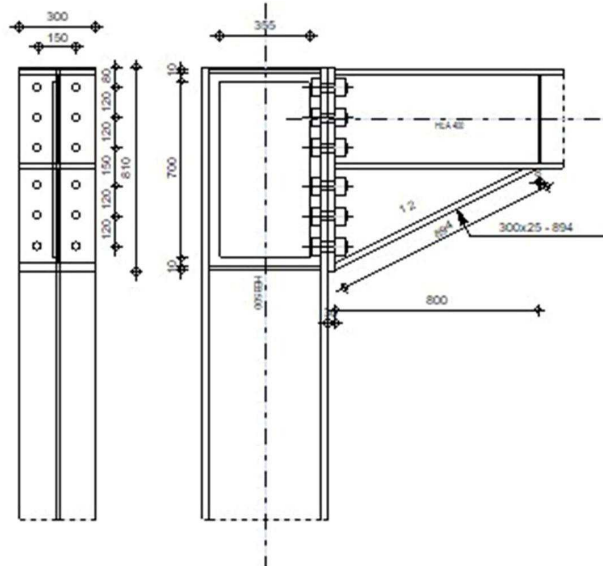
Στην ενότητα αυτή υπολογίζεται η σύνδεση ενός ακραίου υποστυλώματος HEB500 με μια κύρια δοκό HEA400. Η τελική διάταξη φαίνεται στα Σχήματα 4.1 και 4.2 και ακολουθεί το αναλυτικό τεύχος υπολογισμού.



Σχήμα 4.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης δοκού - υποστυλώματος



Σχήμα 4.2: Όψεις σύνδεσης δοκού - υποστυλώματος σε CAD



GENERAL

Connection no.: 101
Connection name: Frame knee
Structure node: 570
Structure bars: 2009, 303

GEOMETRY

COLUMN

Section: HEB 500
Bar no.: 2009
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 500$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 300$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 15$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 28$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 27$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 238,64$ [cm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{xc} = 107176,00$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section
Material: S 355
 $f_{yc} = 355,00$ [MPa] Resistance

BEAM

Section: HEA 400
Bar no.: 303
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_b = 390$ [mm] Height of beam section

$\alpha = -0,0$ [Deg] Inclination angle
 $b_f = 300$ [mm] Width of beam section
 $t_{wb} = 11$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fb} = 19$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_b = 27$ [mm] Radius of beam section fillet
 $r_b = 27$ [mm] Radius of beam section fillet
 $A_b = 158,98$ [cm²] Cross-sectional area of a beam
 $I_{xb} = 45069,40$ [cm⁴] Moment of inertia of the beam section
 Material: S 355
 $f_{yb} = 355,00$ [MPa] Resistance

BOLTS

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

$d = 36$ [mm] Bolt diameter
 Class = 10.9 Bolt class
 $F_{tRd} = 588,24$ [kN] Tensile resistance of a bolt
 $n_h = 2$ Number of bolt columns
 $n_v = 6$ Number of bolt rows
 $h_1 = 80$ [mm] Distance between first bolt and upper edge of front plate
 Horizontal spacing $e_i = 150$ [mm]
 Vertical spacing $p_i = 120; 120; 150; 120; 120$ [mm]

PLATE

$h_p = 810$ [mm] Plate height
 $b_p = 300$ [mm] Plate width
 $t_p = 30$ [mm] Plate thickness
 Material: S 355
 $f_{yp} = 355,00$ [MPa] Resistance

LOWER STIFFENER

$w_d = 300$ [mm] Plate width
 $t_{fd} = 25$ [mm] Flange thickness
 $h_d = 400$ [mm] Plate height
 $t_{wd} = 12$ [mm] Web thickness
 $l_d = 800$ [mm] Plate length
 $\alpha = 26,6$ [Deg] Inclination angle
 Material: S 355
 $f_{ybu} = 355,00$ [MPa] Resistance

COLUMN STIFFENER

Upper

$h_{su} = 444$ [mm] Stiffener height
 $b_{su} = 143$ [mm] Stiffener width
 $t_{hu} = 10$ [mm] Stiffener thickness
 Material: S 355
 $f_{ysu} = 355,00$ [MPa] Resistance

Lower

$h_{sd} = 444$ [mm] Stiffener height
 $b_{sd} = 143$ [mm] Stiffener width
 $t_{hd} = 10$ [mm] Stiffener thickness
 Material: S 355
 $f_{ysu} = 355,00$ [MPa] Resistance

PLATE STRENGTHENING COLUMN WEB

Typ: unilateral

$h_a =$	700	[mm]	Plate length
$w_a =$	355	[mm]	Plate width
$t_a =$	10	[mm]	Plate thickness
Material: S 355			
$f_{ya} =$	355,00	[MPa]	Resistance

FILLET WELDS

$a_w =$	10	[mm]	Web weld
$a_f =$	16	[mm]	Flange weld
$a_s =$	10	[mm]	Stiffener weld
$a_{fd} =$	16	[mm]	Horizontal weld
$a_{p1} =$	4	[mm]	Horizontal weld
$a_{p2} =$	4	[mm]	Vertical weld

MATERIAL FACTORS

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

LOADS

Ultimate limit state

Case: Manual calculations.

$M_{b1,Ed} = 1251,00$ [kN*m] Bending moment in the right beam

RESULTS

BEAM RESISTANCES

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} = 2561,97$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 909,50$ [kN*m] Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$W_{pl} = 6048,34$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 2147,16$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 2147,16$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 767$ [mm] Distance between the centroids of flanges [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 2801,16$ [kN] Resistance of the compressed flange and web [6.2.6.7.(1)]

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

Bearing:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle between the front plate and the beam

$\gamma = 26,6$ [Deg] Inclination angle of the bracket plate

$b_{eff,c,wb} = 331$ [mm] Effective width of the web for compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 57,33$ [cm²] Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$\sigma_{com,Ed} = 413,58$ [MPa] Maximum compressive stress in web [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 0,70$ Reduction factor conditioned by compressive stresses [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 20,11$ [cm²] Area of the web stiffener EN1993-1-1:[6.2.4]

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

$F_{c,wb,Rd1} = 2411,12$ [kN] Beam web resistance [6.2.6.2.(1)]

Buckling:

$d_{wb} =$	298	[mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,09		Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,75		Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,38		Stiffener slenderness	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi =$	1,00		Buckling coefficient of the stiffener	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

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

$$F_{c,wb,Rd2} = 2039,88 \text{ [kN]} \quad \text{Beam web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Resistance of the bracket flange

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

$$F_{c,wb,Rd3} = 3328,13 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of the bracket flange} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Final resistance:

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

$$F_{c,wb,Rd,low} = 2039,88 \text{ [kN]} \quad \text{Beam web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

COLUMN RESISTANCES**WEB PANEL - SHEAR**

$$M_{b1,Ed} = 1251,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Bending moment (right beam)} \quad [5.3.(3)]$$

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

$$V_{c1,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Shear force (lower column)} \quad [5.3.(3)]$$

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

$$z = 646 \text{ [mm]} \quad \text{Lever arm} \quad [6.2.5]$$

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

$$V_{wp,Ed} = 1936,46 \text{ [kN]} \quad \text{Shear force acting on the web panel} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 89,82 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area of the column web} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vp} = 35,52 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of the web stiffening plate} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 125,34 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 780 \text{ [mm]} \quad \text{Distance between the centroids of stiffeners} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 20,87 \text{ [kN*m]} \quad \text{Plastic resistance of the column flange for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 2,66 \text{ [kN*m]} \quad \text{Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 2,66 \text{ [kN*m]} \quad \text{Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

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

$$V_{wp,Rd} = 2372,38 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of the column web panel for shear} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,82 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,82)$$

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE**Bearing:**

$$t_{wc} = 22 \text{ [mm]} \quad \text{Effective thickness of the column web} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 408 \text{ [mm]} \quad \text{Effective width of the web for compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 125,34 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,78 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Maximum compressive stress in web} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

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

$$A_s = 28,55 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of the web stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

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

$$F_{c,wc,Rd1} = 3465,53 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:

$$d_{wc} = 390 \text{ [mm]} \quad \text{Height of compressed web} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,70 \quad \text{Plate slenderness of an element} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 1,00 \quad \text{Reduction factor for element buckling} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 4,39 \quad \text{Stiffener slenderness} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

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

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

$$F_{c,wc,Rd2} = 3465,53 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

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

$$F_{c,wc,Rd} = 3465,53 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

GEOMETRICAL PARAMETERS OF A CONNECTION

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - COLUMN FLANGE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	46	–	75	–	120	290	347	290	347	265	268	265	268
2	46	–	75	–	120	290	278	278	278	240	120	120	120
3	46	–	75	–	135	290	278	278	278	270	135	135	135
4	46	–	75	–	135	290	278	278	278	270	135	135	135
5	46	–	75	–	120	290	278	278	278	240	120	120	120
6	46	–	75	–	120	290	319	290	319	265	239	239	239

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - FRONT PLATE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	58	–	75	–	120	366	421	366	421	303	318	303	318
2	58	–	75	–	120	366	326	326	326	240	120	120	120
3	58	–	75	–	135	366	326	326	326	270	135	135	135
4	58	–	75	–	135	366	326	326	326	270	135	135	135
5	58	–	75	–	120	366	326	326	326	240	120	120	120
6	58	–	75	–	120	366	326	326	326	303	223	223	223

- m – Bolt distance from the web
- m_x – Bolt distance from the beam flange
- e – Bolt distance from the outer edge
- e_x – Bolt distance from the horizontal outer edge
- p – Distance between bolts
- l_{eff,cp} – Effective length for a single bolt in the circular failure mode
- l_{eff,nc} – Effective length for a single bolt in the non-circular failure mode
- l_{eff,1} – Effective length for a single bolt for mode 1
- l_{eff,2} – Effective length for a single bolt for mode 2
- l_{eff,cp,g} – Effective length for a group of bolts in the circular failure mode
- l_{eff,nc,g} – Effective length for a group of bolts in the non-circular failure mode
- l_{eff,1,g} – Effective length for a group of bolts for mode 1
- l_{eff,2,g} – Effective length for a group of bolts for mode 2

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

$F_{t,Rd} = 588,24$ [kN] Bolt resistance for tension [Table 3.4]

$B_{p,Rd} = 1071,62$ [kN] Punching shear resistance of a bolt [Table 3.4]

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

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

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

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

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

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

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

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

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t1,Rd,comp}$	Component
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	1118,88	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(1)} = 1118,88$	1118,88	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(1)} = 1951,77$	1951,77	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(1)} = 1167,45$	1167,45	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(1)} = 1427,65$	1427,65	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 2143,24$	2143,24	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta = 2372,38$	2372,38	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} = 3465,53$	3465,53	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} = 2801,16$	2801,16	Beam flange - compression

F_{t1,Rd,comp} - Formula	F_{t1,Rd,comp}	Component
$F_{c,wb,Rd} = 2039,88$	2039,88	Beam web - compression
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2		
F_{t2,Rd,comp} - Formula	F_{t2,Rd,comp}	Component
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	591,00	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(2)} = 1026,64$	1026,64	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(2)} = 1883,02$	1883,02	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(2)} = 1052,00$	1052,00	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 1274,96$	1274,96	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 2143,24$	2143,24	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2372,38 - 1118,88$	1253,49	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 3465,53 - 1118,88$	2346,64	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2801,16 - 1118,88$	1682,28	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2039,88 - 1118,88$	921,00	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1827,20 - 1118,88$	708,31	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2489,12 - 1118,88$	1370,23	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1841,50 - 1118,88$	722,61	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1709,88 - 1118,88$	591,00	Beam web - tension - group
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3		
F_{t3,Rd,comp} - Formula	F_{t3,Rd,comp}	Component
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	330,00	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(3)} = 1026,64$	1026,64	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(3)} = 1883,02$	1883,02	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(3)} = 1052,00$	1052,00	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 1274,96$	1274,96	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 2143,24$	2143,24	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 2372,38 - 1709,88$	662,50	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 3465,53 - 1709,88$	1755,65	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 2801,16 - 1709,88$	1091,28	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 2039,88 - 1709,88$	330,00	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1537,85 - 591,00$	946,85	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1741,77 - 591,00$	1150,77	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 2661,72 - 1709,88$	951,84	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 3102,42 - 1709,88$	1392,54	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1400,20 - 591,00$	809,20	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 995,77 - 591,00$	404,78	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 2659,83 - 1709,88$	949,95	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 2237,06 - 1709,88$	527,18	Beam web - tension - group
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4		
F_{t4,Rd,comp} - Formula	F_{t4,Rd,comp}	Component
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(4)} = 1026,64$	1026,64	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(4)} = 1883,02$	1883,02	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(4)} = 1052,00$	1052,00	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(4)} = 1274,96$	1274,96	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 2143,24$	2143,24	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 2372,38 - 2039,88$	332,49	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 3465,53 - 2039,88$	1425,64	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 2801,16 - 2039,88$	761,28	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 2039,88 - 2039,88$	0,00	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1628,31 - 330,00$	1298,30	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1832,98 - 330,00$	1502,98	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 2352,00 - 921,00$	1431,00	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 2499,23 - 921,00$	1578,23	Column web - tension - group

F_{t4,Rd,comp} - Formula	F_{t4,Rd,comp}	Component
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 3496,24 - 2039,88$	1456,36	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 3581,17 - 2039,88$	1541,29	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 1482,57 - 330,00$	1152,56	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 1054,35 - 330,00$	724,35	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 2141,48 - 921,00$	1220,48	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1522,95 - 921,00$	601,95	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 3478,16 - 2039,88$	1438,27	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 2764,23 - 2039,88$	724,35	Beam web - tension - group

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

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	706	1118,88	1118,88	1951,77	1167,45	1427,65	1176,48	2143,24
2	586	591,00	1026,64	1883,02	1052,00	1274,96	1176,48	2143,24
3	466	330,00	1026,64	1883,02	1052,00	1274,96	1176,48	2143,24
4	316	-	1026,64	1883,02	1052,00	1274,96	1176,48	2143,24
5	196	-	1026,64	1883,02	1052,00	1274,96	1176,48	2143,24
6	76	-	1080,56	1951,77	1052,00	1274,96	1176,48	2143,24

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING M_{j,Rd}

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

$$M_{j,Rd} = 1290,09 \text{ [kN*m]} \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,97 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,97)$$

WELD RESISTANCE

$$A_w = 294,97 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of all welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 160,96 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of horizontal welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 134,01 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of vertical welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 167699,43 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp\max} = \tau_{\perp\max} = 197,75 \text{ [MPa]} \quad \text{Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -189,97 \text{ [MPa]} \quad \text{Stress in a vertical weld} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Tangent stress} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{Correlation coefficient} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3^*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 395,51 < 417,78 \quad \text{verified} \quad (0,95)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 379,95 < 417,78 \quad \text{verified} \quad (0,91)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 197,75 < 338,40 \quad \text{verified} \quad (0,58)$$

CONNECTION STIFFNESS

$$t_{wash} = 8 \text{ [mm]} \quad \text{Washer thickness} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 26 \text{ [mm]} \quad \text{Bolt head height} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 36 \text{ [mm]} \quad \text{Bolt nut height} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 105 \text{ [mm]} \quad \text{Bolt length} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Stiffness coefficient of bolts} \quad [6.3.2.(1)]$$

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Sum	56,36	3053,22
1	706	6	53	37	3	24,27	1713,23
2	586	3	24	15	2	10,58	620,04
3	466	3	27	17	2	9,30	433,27
4	316	3	27	17	2	6,30	199,24
5	196	3	24	15	2	3,54	69,38
6	76	5	48	28	3	2,37	18,05

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

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

$z_{eq} =$	542 [mm]	Equivalent force arm	[6.3.3.1.(3)]
$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$			
$k_{eq} =$	10 [mm]	Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement	[6.3.3.1.(1)]
$A_{vc} =$	125,34 [cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta =$	1,00	Transformation parameter	[5.3.(7)]
$z =$	542 [mm]	Lever arm	[6.2.5]
$k_1 =$	9 [mm]	Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear	[6.3.2.(1)]
$k_2 =$	∞	Stiffness coefficient of the compressed column web	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$			[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} =$	293663,14 [kN*m]	Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
$\mu =$	2,75	Stiffness coefficient of a connection	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$			[6.3.1.(4)]
$S_j =$	106777,61 [kN*m]	Final rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
Connection classification due to stiffness.			
$S_{j,rig} =$	68833,27 [kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} =$	4302,08 [kN*m]	Stiffness of a pinned connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$		RIGID	

WEAKEST COMPONENT:

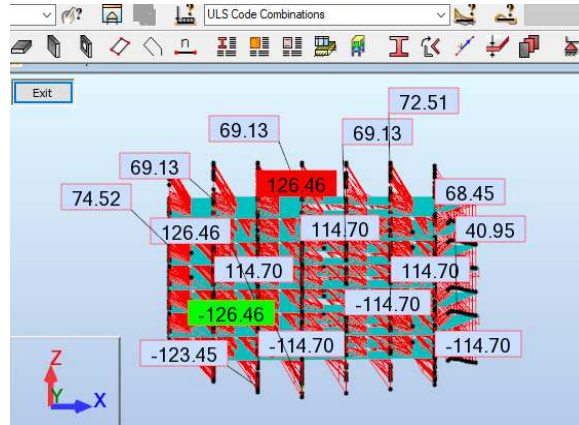
BEAM WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION

Connection conforms to the code

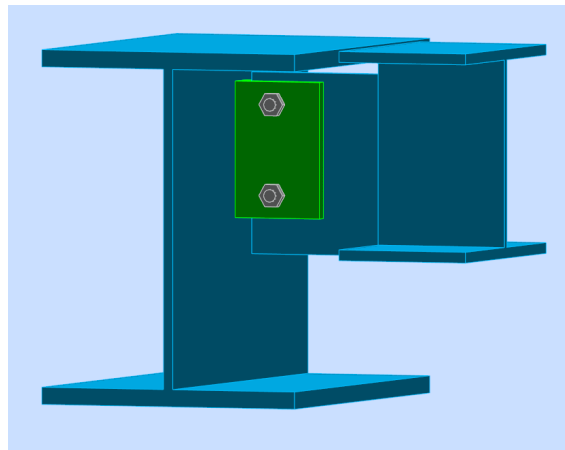
Ratio 0,97

4.3 Κόμβος Κύριας Δοκού – Διαδοκίδας

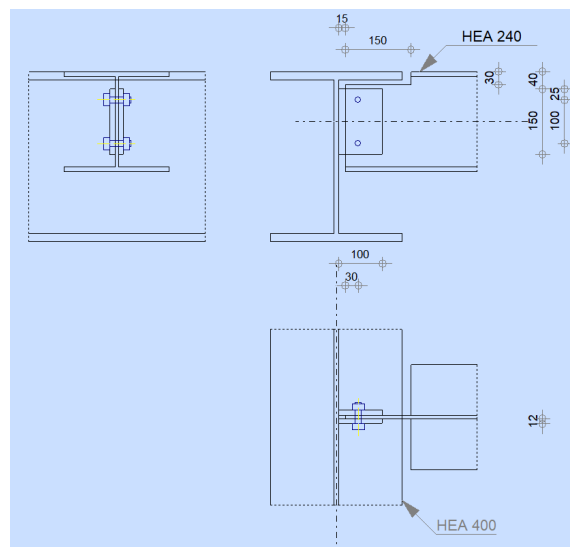
Στην ενότητα αυτή υπολογίζεται η σύνδεση μιας κύριας δοκού HEA400 με μια διαδοκίδα HEA240. Η τελική διάταξη φαίνεται στα Σχήματα 4.4 και 4.5 και ακολουθεί το αναλυτικό τεύχος υπολογισμού. Ως δρώσα τέμνουσα θεωρήθηκε η μέγιστη που παρουσιάζεται στο φορέα για τους συνδυασμούς φόρτισης, Σχήμα 4.3.



Σχήμα 4.3: Τιμές $V_{Ed,OKA}$ για όλες τις διαδοκίδες



Σχήμα 4.4: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης δοκού – διαδοκίδας



Σχήμα 4.5: Όψεις σύνδεσης δοκού - διαδοκίδας σε CAD



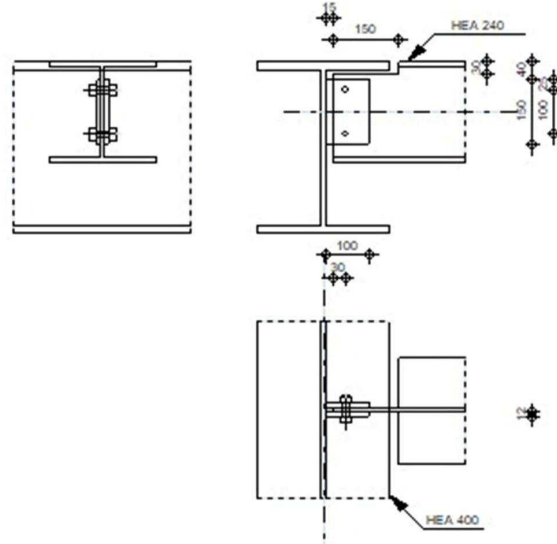
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calculation of the beam-to-beam (web) connection

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



Ratio
0,97



GENERAL

Connection no.: 202
Connection name: Connection HEA400-HEA240

GEOMETRY

PRINCIPAL BEAM

Section: HEA 400

$\alpha = -90,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_g = 390$ [mm] Height of the principal beam section
 $b_{fg} = 300$ [mm] Width of the flange of the principal beam section
 $t_{wg} = 11$ [mm] Thickness of the web of the principal beam section
 $t_{fg} = 19$ [mm] Thickness of the flange of the principal beam section
 $r_g = 27$ [mm] Fillet radius of the web of the principal beam section
 $A_p = 158,98$ [cm²] Cross-sectional area of a principal beam
 $I_{yp} = 45069,40$ [cm⁴] Moment of inertia of the principal beam section

Material: S 355

$f_{yg} = 355,00$ [MPa] Design resistance
 $f_{ug} = 470,00$ [MPa] Tensile resistance

BEAM

Section: HEA 240

$\alpha = 0,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_b = 230$ [mm] Height of beam section
 $b_b = 240$ [mm] Width of beam section
 $t_{wb} = 8$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fb} = 12$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_b = 21$ [mm] Radius of beam section fillet

$\alpha = 0,0$ [Deg] Inclination angle
 $A_b = 76,84$ [cm²] Cross-sectional area of a beam
 $I_{yb} = 7763,18$ [cm⁴] Moment of inertia of the beam section
 Material: S 355
 $f_{yb} = 355,00$ [MPa] Design resistance
 $f_{ub} = 470,00$ [MPa] Tensile resistance

PLATE

Type: bilateral
 $l_p = 100$ [mm] Plate length
 $h_p = 150$ [mm] Plate height
 $t_p = 12$ [mm] Plate thickness
 Material: S 355
 $f_{yp} = 355,00$ [MPa] Design resistance
 $f_{up} = 470,00$ [MPa] Tensile resistance

BOLTS

BOLTS CONNECTING BEAM WITH PLATE

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

Class = 10.9 Bolt class
 $d = 14$ [mm] Bolt diameter
 $d_0 = 15$ [mm] Bolt opening diameter
 $A_s = 1,15$ [cm²] Effective section area of a bolt
 $A_v = 1,54$ [cm²] Area of bolt section
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Tensile resistance
 $k = 1$ Number of bolt columns
 $w = 2$ Number of bolt rows
 $e_1 = 25$ [mm] Level of first bolt
 $p_1 = 100$ [mm] Vertical spacing

WELDS

$a_{gp} = 7$ [mm] Fillet welds connecting plate with principal beam

MATERIAL FACTORS

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

LOADS

Case: Manual calculations.

$N_{b,Ed} = 0,00$ [kN] Axial force
 $V_{b,Ed} = 126,46$ [kN] Shear force
 $M_{b,Ed} = 0,00$ [kN*m] Bending moment

RESULTS

BOLTS CONNECTING BEAM WITH PLATE

BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} = 147,78$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Bolt bearing on the beam

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verified	
$\alpha_{bx} = 0,67$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	verified	
$F_{b,Rd1x} = 65,80$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$	
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verified	
$\alpha_{bz} = 0,78$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	verified	
$F_{b,Rd1z} = 76,77$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$	

Bolt bearing on the plate

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verified	
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	verified	
$F_{b,Rd2x} = 315,84$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$	
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verified	
$\alpha_{bz} = 0,56$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,56 > 0,00$	verified	
$F_{b,Rd2z} = 175,47$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$	

FORCES ACTING ON BOLTS IN THE PLATE - BEAM CONNECTION

Bolt shear

$e = 51$ [mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web		
$M_0 = 6,39$ [kN*m]	Real bending moment		$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 63,23$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force		$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 63,86$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 63,86$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nk} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 63,23$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 89,87$ [kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 65,80$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} = 76,77$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 63,86 < 65,80$	verified	(0,97)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 63,23 < 76,77$	verified	(0,82)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$89,87 < 147,78$	verified	(0,61)

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

PLATE

$A_{nt} = 4,50$ [cm ²]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} = 12,30$ [cm ²]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} = 336,70$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$		
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 63,23 < 336,70$	verified	(0,19)

BEAM

$A_{nt} = 1,69$ [cm ²]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} = 8,44$ [cm ²]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} = 204,66$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$		
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 126,46 < 204,66$	verified	(0,62)

VERIFICATION OF A PLATE WEAKENED BY OPENINGS

$A_t =$	9,00	[cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} =$	7,20	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ 0,72 < 0,94				
$W_{net} =$	41,35	[cm ³]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} =$	14,68	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$ 3,19 < 14,68 verified (0,22)				
$A_v =$	18,00	[cm ²]	Effective section area for shear	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} =$	14,40	[cm ²]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} =$	368,93	[kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$ 63,23 < 368,93 verified (0,17)				

VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t =$	7,50	[cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} =$	6,37	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ 0,77 < 0,94				
$W_{net} =$	45,93	[cm ³]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} =$	16,31	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$ 6,39 < 16,31 verified (0,39)				
$A_v =$	15,00	[cm ²]	Effective section area for shear	
$A_{v,net} =$	12,75	[cm ²]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} =$	307,44	[kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$ 126,46 < 307,44 verified (0,41)				

WELD RESISTANCE

FILLET WELDS CONNECTING PLATE WITH PRINCIPAL BEAM

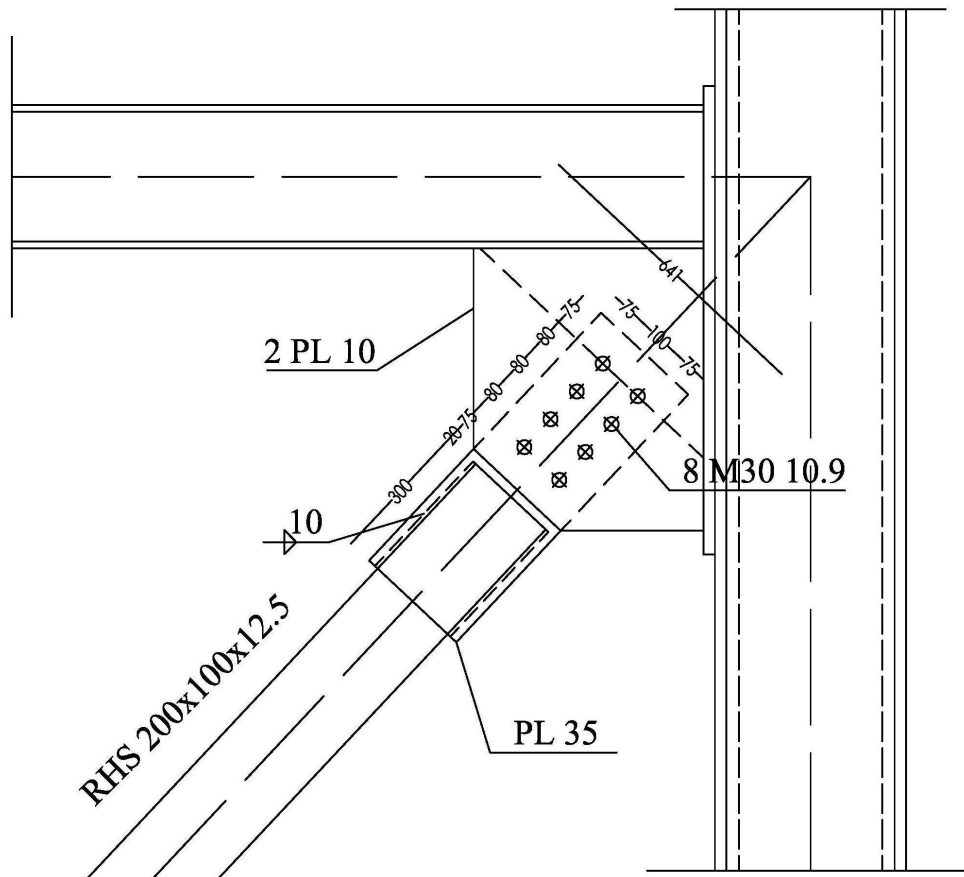
$A_w =$	10,50	[cm ²]	Weld area	$A_w = h_p \cdot a_{gp}$
$\sigma =$	108,39	[MPa]	Normal stress in a weld	$\sigma = 0.5 \cdot [N_{b,Ed}/A_s + M_0/W_{yw}]$
$\sigma_{\perp} =$	76,65	[MPa]	Normal perpendicular stress in the weld	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ 76,65 < 338,40 verified (0,23)				
$\tau_{\perp} =$	76,65	[MPa]	Perpendicular tangent stress	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{ } =$	60,22	[MPa]	Parallel tangent stress	$\tau_{ } = 0.25 \cdot V_{b,Ed} / A_w$
$\beta_w =$	0,90		Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\sqrt{ \sigma_{\perp} ^2 + 3 \cdot (\tau_{ }^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ 185,41 < 417,78 verified (0,44)				

Connection conforms to the code

Ratio 0,97

4.4 Κόμβος Υποστυλώματος – Κατακόρυφου συνδέσμου

Στην ενότητα αυτή υπολογίζεται η σύνδεση ενός ακραίου υποστυλώματος του 1^{ου} ορόφου σταυροειδούς διατομής CR_HEB550-HEB400 με ένα διαγώνιο σύνδεσμο διατομής RHS200x100x12.5, η οποία είναι η μέγιστη διατομή συνδέσμων του φορέα. Η τελική διάταξη φαίνεται στο Σχήμα 4.6 και ακολουθούν οι υπολογισμοί.



Σχήμα 4.6: Όψη σύνδεσης Υποστυλώματος – Διαγωνίου συνδέσμου σε CAD

Η σύνδεση διαστασιολογείται με βάση την ικανοτική αντοχή των διαγωνίων και πραγματοποιείται με 8 δίτητους προεντεταμένους κοχλίες διαμέτρου M30 ποιότητας 10.9, τύπου C.

$$\bullet N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 67,1 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/m}^2 / 1,0 = 1576,85 \text{ kN} \quad (4.1)$$

$$\bullet N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1576,85 \text{ kN} = 2168,17 \text{ kN} \quad (4.2)$$

Έλεγχος αποστάσεων:

$$1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 33 = 39,6 \text{ mm} < e_1 = 75 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 140 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 33 = 39,6 \text{ mm} < e_2 = 75 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 140 \text{ mm}$$

$$2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 33 = 72,6 \text{ mm} < p_1 = 80 \text{ mm} < \min \{14 \cdot t; 200\} = \min \{14 \cdot 10; 200\} = 140 \text{ mm}$$

$$2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 33 = 79,2 \text{ mm} < p_2 = 100 \text{ mm} < \min \{14 \cdot t; 200\} = \min \{14 \cdot 10; 200\} = 140 \text{ mm}$$

➤ Έλεγχος κοχλίωσης έναντι ολίσθησης:

Δύναμη προέντασης κοχλία:

$$\bullet F_{p,c} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 5,61 \text{ cm}^2 = 392,7 \text{ kN} \quad (4.3)$$

Αντοχή έναντι ολίσθησης:

$$\bullet F_{s,Rd} = m \cdot \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,c} = 8 \cdot \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 392,7 \text{ kN} = 2513,28 \text{ kN} > 2168,17 \text{ kN} = N_{Ed} \quad (4.4)$$

➤ Έλεγχος κοχλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυνας:

$$\bullet a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{75}{3 \cdot 33}; \frac{80}{3 \cdot 33} - \frac{1}{4}; \frac{100}{51}; 1,0 \right\} = \min \{0,758; 0,558; 1,96; 1,0\} = 0,558 \quad (4.5)$$

$$\bullet k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{75}{33} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{100}{33} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \{4,66; 2,54; 2,5\} = 2,5 \quad (4.6)$$

$$\bullet F_{b,Rd} = m \cdot \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d_{\text{κοχλία}} \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 8 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,558 \cdot 51 \cdot 3 \cdot (2 \cdot 1,0)}{1,25} = 2732,36 \text{ kN} > 2168,17 \text{ kN} = N_{Ed} \quad (4.7)$$

➤ Έλεγχος κοχλίωσης έναντι τέμνουσας:

Εφόσον η σύνδεση είναι τύπου C δεν απαιτείται ο έλεγχος της κοχλίωσης έναντι τέμνουσας. Παρόλα αυτά, επειδή η σύνδεση βρίσκεται σε ζώνη απορρόφησης ενέργειας απαιτείται ο ικανοτικός σχεδιασμός της έτσι ώστε η αντοχή έναντι τέμνουσας να ξεπερνά την αντοχής έναντι σύνθλιψης άντυνας κατά τουλάχιστον 20%.

$$\bullet F_{V,Rd} = m \cdot n \cdot \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot \pi \cdot d_{\text{κοχλία}}^2 / 4}{\gamma_{M2}} = 8 \cdot 2 \cdot \frac{0,6 \cdot 100 \cdot \pi \cdot 3^2 / 4}{1,25} = 5428,67 \text{ kN} > 1,2 \cdot F_{b,Rd} = 3278,84 \text{ kN} \quad (4.8)$$

➤ Έλεγχος κομβοελασμάτων σε εφελκυσμό:

Ελέγχεται η επιφάνεια αστοχίας η οποία διέρχεται από τις οπές των κοχλιών, λαμβάνοντας συντηρητικά το πλάτος του ελάσματος στη θέση της πρώτης σειράς κοχλιών, 64,1cm, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.6:

$$\bullet A_{net,PL10} = (64,1 - 2 \cdot 3,3) \cdot 1 = 57,5 \text{ cm}^2 \quad (4.9)$$

Αντοχή καθενός ελάσματος PL10:

$$\bullet N_{net,Rd-PL10} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{57,5 \cdot 35,5}{1,0} = 2041,25 \text{ kN} > \frac{N_{Ed}}{2} = 1084,09 \text{ kN} \quad (4.10)$$

Αντοχή ελάσματος PL35 το οποίο συγκολλάται στο διαγώνιο σύνδεσμο RHS200x100x12.5 κι έχει πλάτος 25cm > 20cm:

$$\bullet \quad A_{net,PL35} = (25 - 2 \cdot 3,3) \cdot 3,5 = 18,4 \cdot 3,5 = 64,4 \text{ cm}^2 \quad (4.11)$$

$$\bullet \quad N_{net,Rd-PL35} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{64,4 \cdot 35,5}{1,0} = 2286,2 \text{ kN} > 2168,17 \text{ kN} = N_{Ed} \quad (4.12)$$

➤ Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης:

Τάση αντοχής συγκόλλησης για χάλυβες S355:

$$\bullet \quad f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{51 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 26,17 \text{ kN/m}^2 \quad (4.13)$$

Η συγκόλληση πραγματοποιείται με 4 εξωραφές πάχους $a = 0,8 \text{ cm} < 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot 1,25 = 0,875 \text{ cm}$ και έχει μήκος $l_{σνγκόλ} = 30 \text{ cm}$. Η αντοχή της είναι:

$$\bullet \quad N_{w,Rd} = 4 \cdot l_{σνγκόλ} \cdot a \cdot f_{vw,d} = 4 \cdot 30 \cdot 0,8 \cdot 26,17 = 2512,32 \text{ kN} > 2168,17 \text{ kN} = N_{Ed} \quad (4.14)$$

5 Συμπεράσματα

- Για τη διεύθυνση των πλαισίων ροπής, Y , η επιλογή του μέγιστου επιτρεπτού συντελεστή συμπεριφοράς $q=4$ για κτήρια ΚΠΜ, στο συγκεκριμένο φορέα προκάλεσε μεγάλες τιμές του συντελεστή ευαισθησίας στα φαινόμενα 2^{ns} τάξης, θ , και άρα ανάγκη για αύξηση των διαστάσεων των δοκών και των υποστυλωμάτων των ορόφων 1,2,3 προκειμένου να περιοριστούν οι σχετικές τους μετακινήσεις. Αντίθετα επιλέγοντας $q=3$ οδηγηθήκαμε σε οικονομικότερες διατομές.
- Για τους χιαστί συνδέσμους, οι περιορισμοί για την ανηγμένη λυγηρότητα μεταφράζονται σε περιορισμούς της ακτίνας αδράνειας i_z και άρα ένα συγκεκριμένο εύρος επιλογής διατομών. Για χάλυβα ποιότητας S355 οι μικρές αξονικές δυνάμεις σε κάποιους συνδέσμους των ανωτέρων ορόφων 6,7 σε συνδυασμό με την ελάχιστη επιτρεπόμενη διατομή στο συγκεκριμένο φορέα οδηγούν σε μεγάλες υπεραντοχές $\Omega \approx 3,40$ και άρα η συνεισφορά τους πρέπει να αγνοηθεί για το κριτήριο ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς, αλλιώς γίνεται υπερδιαστασιολόγηση του φορέα. Επιλέγοντας όμως χάλυβα S235, η υπεραντοχή ήταν $\Omega=1,75$ λόγω μικρότερης ελάχιστης επιτρεπόμενης διατομής και μικρότερου ορίου διαρροής. Για το λόγο αυτό θεωρήθηκε όχι πολύ αντικοινωνικό να τους λάβουμε κι αυτούς υπόψη στο κριτήριο ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς, διαστασιολογώντας δηλαδή τους υπόλοιπους για $1,40 \leq \Omega_i \leq 1,75$.
- Για τις διαδοκίδες, κρίσιμος στην επιλογή της διατομής τους ήταν ο έλεγχος βελών στη φάση λειτουργίας.
- Για τις κύριες δοκούς των ορόφων 1 και 2, η επιλογή των διατομών τους καθορίστηκε με σκοπό να ικανοποιηθεί ο περιορισμός $\theta \leq 0,20$.
- Για τις κύριες δοκούς των ορόφων 3 έως 7, μετά την αρχική διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ για την οποία θεωρήθηκε πως το κάτω πέλμα εξασφαλίζεται έναντι πλευρικού λυγισμού στις θέσεις όπου η ροπή αλλάζει πρόσημο, πραγματοποιήθηκε μια δεύτερη διαστασιολόγηση. Συγκεκριμένα, η ανάγκη όλες οι δοκοί να μην υφίστανται στρεπτοκαμπτικό λυγισμό τη στιγμή δημιουργίας της πλαστικής άρθρωσης στο ένα τους άκρο ώστε να υπάρξει η δυνατότητα να πλαστικοποιηθεί και το άλλο, οδήγησε στην ανάγκη πλευρικής εξασφάλισης του κάτω πέλματος σε απόσταση 0,60m από τη στήριξη. Με δεδομένη την εξασφάλιση αυτή σε όλες τις δοκούς έγινε η τελική, οικονομικότερη διαστασιολόγηση τους σε ΟΚΑ.
- Για τα ενδιάμεσα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου, η μεγάλη αξονική δύναμη σε συνδυασμό με το μικρό συντελεστή $\chi_z \approx 0,35$ των προτύπων διατομών διπλού ταυ, οδηγούσε σε αδυναμία ικανοποίησης του σύνθετου συνδυασμού σε θλίψη και κάμψη, και για το λόγο αυτό ήταν απαραίτητη η χρήση σταυροειδών ή κοίλων διατομών.
- Για τα ακραία υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου, δεν ήταν αναγκαία η χρήση σταυροειδών ή κοίλων διατομών για τους ελέγχους σε ΟΚΑ, ωστόσο με χρήση

προτύπων διατομών διπλού ταυ στη φόρτιση για την οποία η βάση τους είχε ροπή ίση με $M_{pl,Rd}$, είχε προηγηθεί στρεπτοκαμπτικός λυγισμός και άρα αδυναμία ανάπτυξης της πλαστικής άρθρωσης. Θα μπορούσε να ληφθεί ως M_{Rd} όχι η $M_{pl,Rd}$ αλλά η ροπή αντοχής μετά την απομείωση λόγω αξονικής, $M_{N,Rd}$, αλλά προτιμήθηκε να χρησιμοποιηθούν κι εδώ σταυροειδείς διατομές, για τις οποίες $\chi_{LT} = 1$ κι επομένως αναπτύσσεται κανονικά η πλαστική άρθρωση στη βάση.

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
7. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004.
8. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2003.
9. EN 1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004.
10. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.