



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη Βιομηχανικής Μονάδας Παραγωγής Καυστικής Μαγνησίας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κουτσιώνης Π. Απόστολος

Μπενέκης Ε. Παναγιώτης,

Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος

Αθήνα, Μάρτιος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/03

Κουτσιώνης Π. Α., Μπενέκης Ε. Π. (2016).
Μελέτη Βιομηχανικής Μονάδας Παραγωγής Καυστικής Μαγνησίας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/03
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Koutsionis P. A., Benekis E. P. (2016)
Study of Industrial Unit for production of caustic calcined magnesia
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/03
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece.

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	6
Abstract	7
Ευχαριστίες	8
1 Εισαγωγή	10
1.1 Γενικά.....	10
2 Περιγραφή του φορέα.....	11
2.1 Παρουσίαση του φορέα.....	11
2.2 Υλικά κατασκευής	21
2.2.1 Δομικός χάλυβας.....	21
2.2.2 Δάπεδα-Επικαλύψεις	21
2.2.3 Σχάρα δαπέδου.....	23
2.3 Δράσεις επί της κατασκευής	24
2.3.1 Γενικά.....	24
2.3.2 Μόνιμες δράσεις	24
2.3.3 Κινητά φορτία.....	25
2.3.4 Δράσεις χιονιού.....	26
2.3.5 Δράσεις ανέμου.....	29
2.3.6 Σεισμικές δράσεις	55
2.3.7 Συνδυασμοί δράσεων.....	60
3 Στατικό προσομοίωμα	65
3.1 Γενικά.....	65
3.2 Στατικό προσομοίωμα μονώροφου τμήματος.....	66
3.3 Στατικό προσομοίωμα πολυώροφου τμήματος.....	72
4 Έλεγχος και διαστασιολόγηση	82
4.1 Γενικά.....	82
4.2 Διαστασιολόγηση μονώροφου τμήματος.....	82
4.2.1 Υποστυλώματα	82
4.2.2 Μετωπικοί στύλοι	84
4.2.3 Ζυγώματα.....	86
4.2.4 Τεγίδες	88
4.2.5 Μηκίδες.....	90
4.2.6 Κεφαλοδοκοί.....	94

4.2.7	Κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	95
4.3	Διαστασιολόγηση πολυώροφου τμήματος.....	100
4.3.1	Υποστυλώματα	100
4.3.2	Κύριες δοκοί	102
4.3.3	Δευτερεύουσες δοκοί.....	106
4.3.4	Τεγίδες	110
4.3.5	Μηκίδες.....	112
4.3.6	Κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	113
4.4	Συνδέσεις.....	118
4.4.1	Συνδέσεις μελών μονώροφου τμήματος.....	118
4.4.2	Συνδέσεις μελών πολυώροφου τμήματος.....	133
5	Συμπεράσματα.....	144
6	Βιβλιογραφία	145
	Παράρτημα Α. Συνδυασμοί φορτίσεων	146

Μελέτη βιομηχανικής μονάδας παραγωγής καυστικής μαγνησίας

Κουτσιώνης Π. Α., Μπενέκης Ε. Π. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο μελέτης την ανάλυση και διαστασιολόγηση μιας βιομηχανικής μονάδας, ο φορέας της οποίας αποτελείται αποκλειστικά από μεταλλικά στοιχεία. Η συγκεκριμένη μονάδα βρίσκεται στο βόρειο τμήμα του νομού Ευβοίας και συγκεκριμένα στο Μαντούδι. Σκοπός του παραπάνω συγκροτήματος είναι η παραγωγή καυστικής μαγνησίας, μετά από κατάλληλη επεξεργασία του μαγνησίτη που εξορύσσεται από τα κοιτάσματα της περιοχής.

Κύριο χαρακτηριστικό του φορέα της κατασκευής που μελετάται είναι ότι αποτελείται από δύο επιμέρους τμήματα εκ των οποίων το ένα μονώροφο και το άλλο πολυώροφο. Βασικό χαρακτηριστικό του πολυώροφου κτιρίου είναι η τοποθέτηση σημαντικού μηχανολογικού εξοπλισμού και ενός silo χωρητικότητας 210 tn, ενώ το μονώροφο τμήμα είναι ένα υπόστεγο που διευκολύνει την επεξεργασία και αποθήκευση του παραγόμενου προϊόντος. Λόγω των σημαντικά διαφορετικών χαρακτηριστικών τους, τα δύο τμήματα διαχωρίστηκαν με αντισεισμικό αρμό και μελετήθηκαν ανεξάρτητα μεταξύ τους.

Η μελέτη της κατασκευής διενεργήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk στο οποίο και αναπτύχθηκε το προσομοίωμα του φέροντα οργανισμού, τόσο του μονώροφου, όσο και του πολυώροφου τμήματος. Στο προσομοίωμα λαμβάνονται υπόψη όλες οι απαραίτητες δράσεις, όπως ορίζονται στους σχετικούς Ευρωκώδικες, ήτοι μόνιμα και κινητά φορτία, καθώς και φορτία ανέμου, χιονιού και σεισμού.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση και των δύο τμημάτων της κατασκευής υλοποιήθηκε με βάση τους ισχύοντες Ευρωπαϊκούς Κανονισμούς και συγκεκριμένα τον Ευρωκώδικα 3. Η τελική επιλογή διατομών για τη μόρφωση των μελών του φορέα έγινε τόσο με κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας, όσο και με οικονομικά κριτήρια. Σκοπός αυτού ήταν να αποφευχθούν, κατά το δυνατόν, οι υπερβολικά μεγάλες διατομές και κατ' επέκταση τα μεγάλα κόστη κατασκευής.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2016/03

Study of Industrial Unit for production of caustic calcined magnesia

Koutsionis P. A., Benekis E. P. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The present thesis has as subject of study the analysis and the design of an industrial plant, the body of which consists exclusively of steel. This industrial unit is located in the northern part of Evia and specifically in Mantoudi. The purpose of the above complex is the production of caustic magnesia, after appropriate processing of the magnesite extracted from the deposits of the region.

The main characteristic of the construction which is under study, is that it consists of two sections of which the one is one-storey and the other is multi-storey. The one-storey section, is a shed that facilitates the processing and storage of the product. A key feature of the multi-storey building is the placing of significant mechanical equipment, and a silo with capacity of 210 tn. Due to the significantly different characteristics, the two parts have been separated by seismic joint and studied independently.

The study of the structure was carried out with the help of Robot Structural Analysis program, in which we developed the model of the structure simulation, both the single-storey, and the multi-storey section. Through the program we studied the behavior of the total entity under adverse loads involving, besides the permanent and live loads, wind, snow and seismic loads.

The analysis and the design of both parts of the structure was implemented under current European regulations. The final selection of the cross sections which were used for the body members, became so with strength and functionality criteria as well economic criteria. The purpose of this, was to avoid, where possible, the excessively large cross sections and by this, large construction costs.

Ευχαριστίες

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε το Λέκτορα του Ε.Μ.Π., κ. Παύλο Θανόπουλο για την επίβλεψη και την επιστημονική καθοδήγηση καθ' όλη τη διάρκεια ενασχόλησής μας με την παρούσα διπλωματική εργασία.

Επίσης, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τις οικογένειές μας για την υλική και ηθική υποστήριξη για την περάτωση των σπουδών μας.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η επιλογή του συγκεκριμένου θέματος μελέτης, αφορά το ιδιαίτερο ενδιαφέρον που παρουσιάζουν οι μεταλλικές κατασκευές, τόσο ως προς την κατασκευαστική λεπτομέρεια που τις χαρακτηρίζει, όσο και ως προς το ευρύ φάσμα έργων Πολιτικού Μηχανικού που μπορούν να καλύψουν. Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν μέσω της ανάλυσης και διαστασιολόγησης μιας βιομηχανικής κατασκευής να χρησιμοποιηθούν και να εφαρμοστούν οι γνώσεις των προηγούμενων ετών, να κατανοηθούν πλήρως οι κανονιστικές διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων και να αναπτυχθούν δεξιότητες ως προς το σχεδιασμό προσομοιωμάτων σε προγραμματιστικό περιβάλλον. Ιδιαίτερη ήταν η προσοχή που δόθηκε στη βελτιστοποίηση όσον αφορά την επιλογή διατομών για οικονομικούς, κατασκευαστικούς και αισθητικούς λόγους. Η προσομοίωση, η στατική ανάλυση, η διαστασιολόγηση και τελικώς η εκπόνηση της μελέτης, έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk.

Δομή της εργασίας:

- Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται λεπτομερής παρουσίαση του φορέα, καθώς επίσης και καταγραφή των δομικών στοιχείων της κατασκευής και των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν. Παράλληλα, προσδιορίζονται οι δράσεις που τον καταπονούν και οι συνδυασμοί τους, στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, με βάση τον Ευρωκώδικα.
- Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται το στατικό προσομοίωμα των δύο τμημάτων της κατασκευής (μονώροφου-πολυώροφου) και κατ' επέκταση ολόκληρης της κατασκευής, με σαφή αναφορά στην αυτόνομη λειτουργία τους.
- Στο Κεφάλαιο 4 παρουσιάζονται οι έλεγχοι και η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων, καθώς και οι μεταξύ τους συνδέσεις, και για τα δύο τμήματα της κατασκευής.
- Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που έχουν εξαχθεί καθώς και οι παρατηρήσεις που έχουν προκύψει από τη μελέτη του φορέα.
- Στο Κεφάλαιο 6 παρουσιάζεται η βιβλιογραφία που χρησιμοποιήθηκε

2 Περιγραφή του φορέα

2.1 Παρουσίαση του φορέα

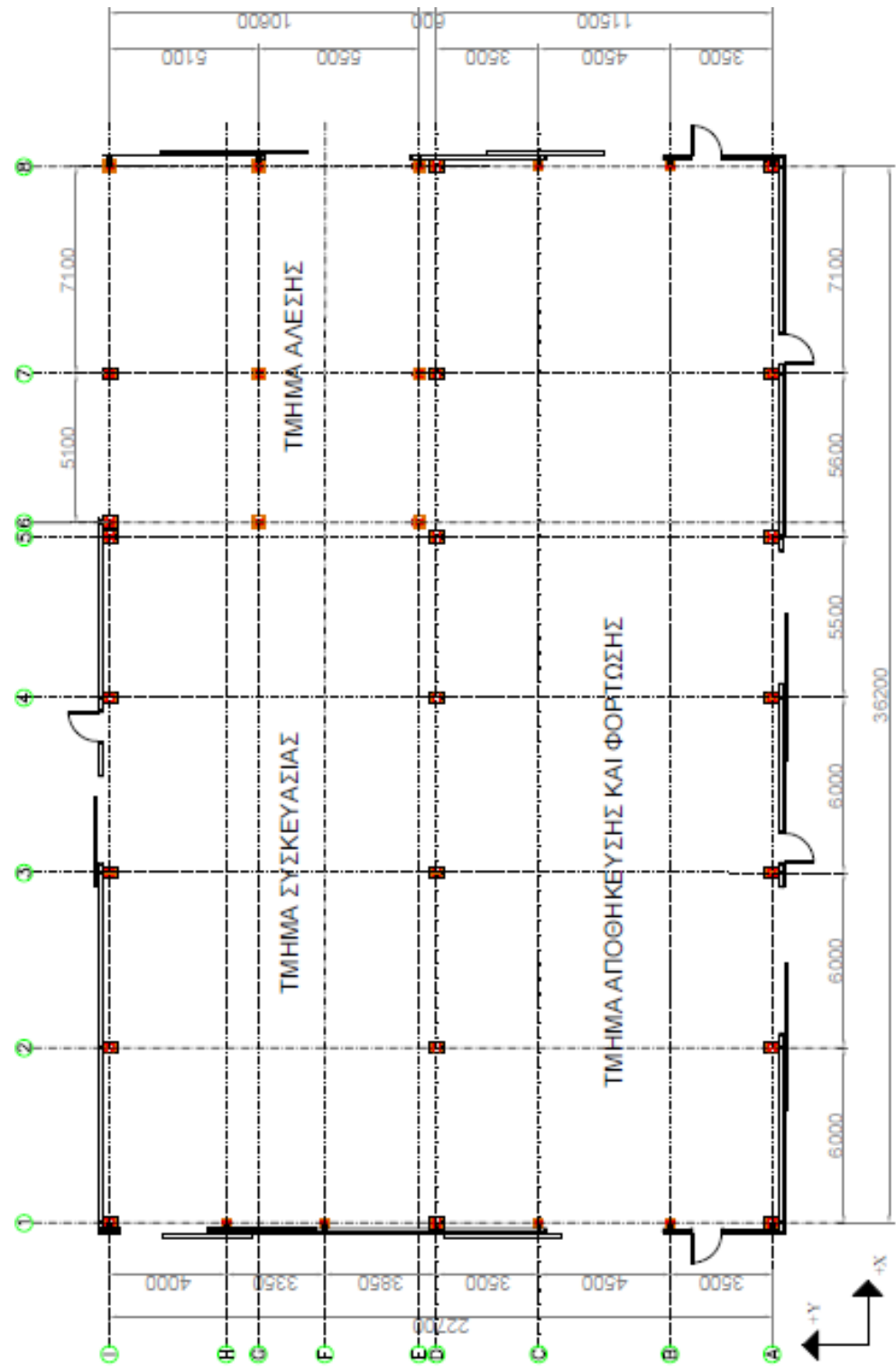
Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη μιας βιομηχανικής μονάδας η οποία βρίσκεται στο βόρειο τμήμα του νομού Ευβοίας και συγκεκριμένα λίγα χιλιόμετρα έξω από το Μαντούδι. Η συγκεκριμένη μονάδα αναλαμβάνει την επεξεργασία του ακατέργαστου μαγνησίτη, που εξορύσσεται από τα κοιτάσματα της περιοχής, με σκοπό την παραγωγή καυστικής μαγνησίας. Η τελευταία χρησιμοποιείται ως πρώτη ύλη στη χημική βιομηχανία, στην κατασκευή ελαστικών, στη σωληνουργία, στη γεωργία ως βελτιωτικό εδαφών, στη φαρμακοβιομηχανία, στην κατασκευή πυρίμαχων υλικών, στην κατασκευή Sorel τσιμέντων και σε πλήθος άλλων βιομηχανικών εφαρμογών.

Το συγκρότημα αποτελείται από ένα μονώροφο και ένα πολυώροφο τμήμα ορθογωνικής κατόψεως με συνολικές διαστάσεις 36.20×22.70 m, τα οποία λειτουργούν αυτόνομα και ενώνονται μεταξύ τους με αντισεισμικό αρμό. Στο πολυώροφο τμήμα είναι τοποθετημένα δύο silo στα οποία αποθηκεύεται ο μαγνησίτης μετά τη διαδικασία θραύσης του από ειδικούς θραυστήρες. Στη συνέχεια, οι κόκκοι που παράχθηκαν αλέθονται και έπειτα από την τελική τους επεξεργασία και τη μετατροπή τους σε καυστική μαγνησία, η τελευταία καταλήγει στο μονώροφο τμήμα όπου συσκευάζεται και αποθηκεύεται με σκοπό να διανεμηθεί αργότερα στην αγορά [13].

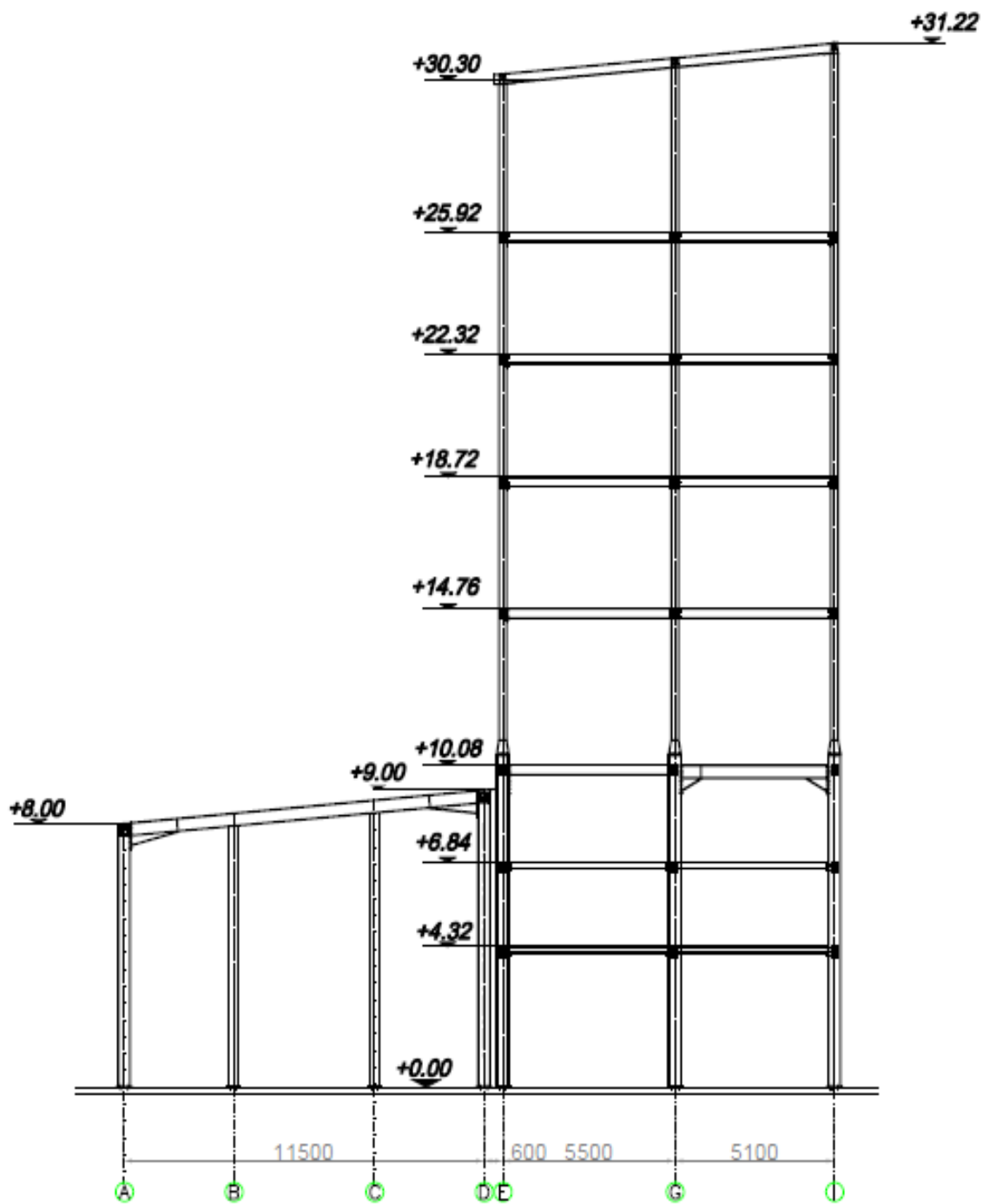
Η κάτοψη του μονώροφου τμήματος μπορεί να θεωρηθεί, με αρκετή απλοποίηση, πως έχει τη μορφή Γ. Αυτό συμβαίνει διότι το πολυώροφο τμήμα καλύπτει ένα κομμάτι της συνολικής ορθογωνικής κάτοψης. Πιο συγκεκριμένα, κατά τη διεύθυνση X τα μήκη των πλευρών είναι 36.20 και 23.50 m, ενώ κατά τη διεύθυνση Y τα μήκη των πλευρών είναι 22.70 και 11.50 m. Κατά τη διεύθυνση X διακρίνονται έξι φατνώματα των 6.00, 5.50, 5.60 και 7.10 m. Κατά τη διεύθυνση Y διακρίνονται δύο φατνώματα των 11.50 και 11.20 m. Στην ίδια διεύθυνση τοποθετούνται μετωπικοί στύλοι με απόσταση 4.50 m μεταξύ τους και απόσταση 3.50 και 3.35 m από τα υποστυλώματα των πλαισίων. Το μέγιστο ύψος του μονώροφου τμήματος είναι 10.00 m, το ελάχιστο ύψος είναι 8.00 m, ενώ η κλίση της οροφής είναι 5° (Σχήμα 2.1 έως Σχήμα 2.3).

Η κάτοψη του πολυώροφου τμήματος είναι ορθογωνική με διαστάσεις 12.20×10.60 m. Τα δύο silo εδράζονται στον τρίτο όροφο απ' όπου, το μεγάλο silo διαμέτρου 5.10 m και συνολικού βάρους 210 tn, εκτείνεται μέχρι τον πέμπτο όροφο, ενώ το μικρό silo διαμέτρου 2.90 m και συνολικού βάρους 47 tn, εκτείνεται μέχρι τον τέταρτο όροφο. Οι αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων κατά τη διεύθυνση X είναι 5.10 και 7.10 m, ενώ κατά τη διεύθυνση Y οι αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων είναι 5.50 και 5.10 m. Το ύψος του κάθε ορόφου φαίνεται στα επόμενα σχήματα, καθώς οι όροφοι είναι ανισοϋψείς, γεγονός που εξυπηρετεί τις λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Το μέγιστο ύψος του πολυώροφου τμήματος είναι 31.22 m, το ελάχιστο ύψος είναι 30.30 m, ενώ η κλίση της οροφής είναι 5° (Σχήμα 2.1 έως Σχήμα 2.9).

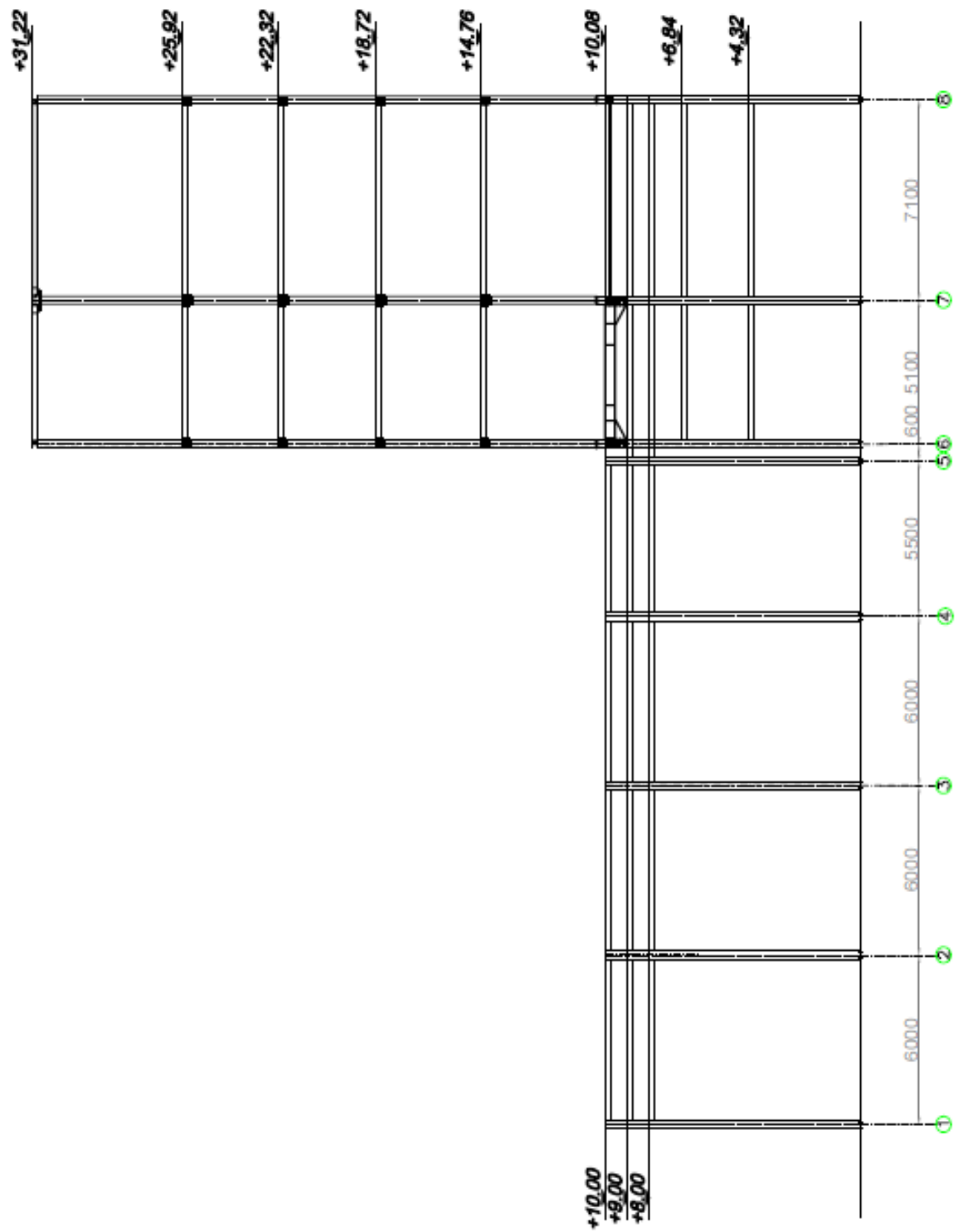
Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται οι κατόψεις, οι όψεις και τα μηχανολογικά σχέδια τόσο της συνολικής κατασκευής, όσο και των επιμέρους τμημάτων. Επίσης παρουσιάζεται η διαρρύθμιση τόσο του μηχανολογικού εξοπλισμού όσο και των χαλύβδινων δοκών, οι οποίες διαμορφώνουν το δάπεδο, για κάθε στάθμη του πολυώροφου τμήματος.



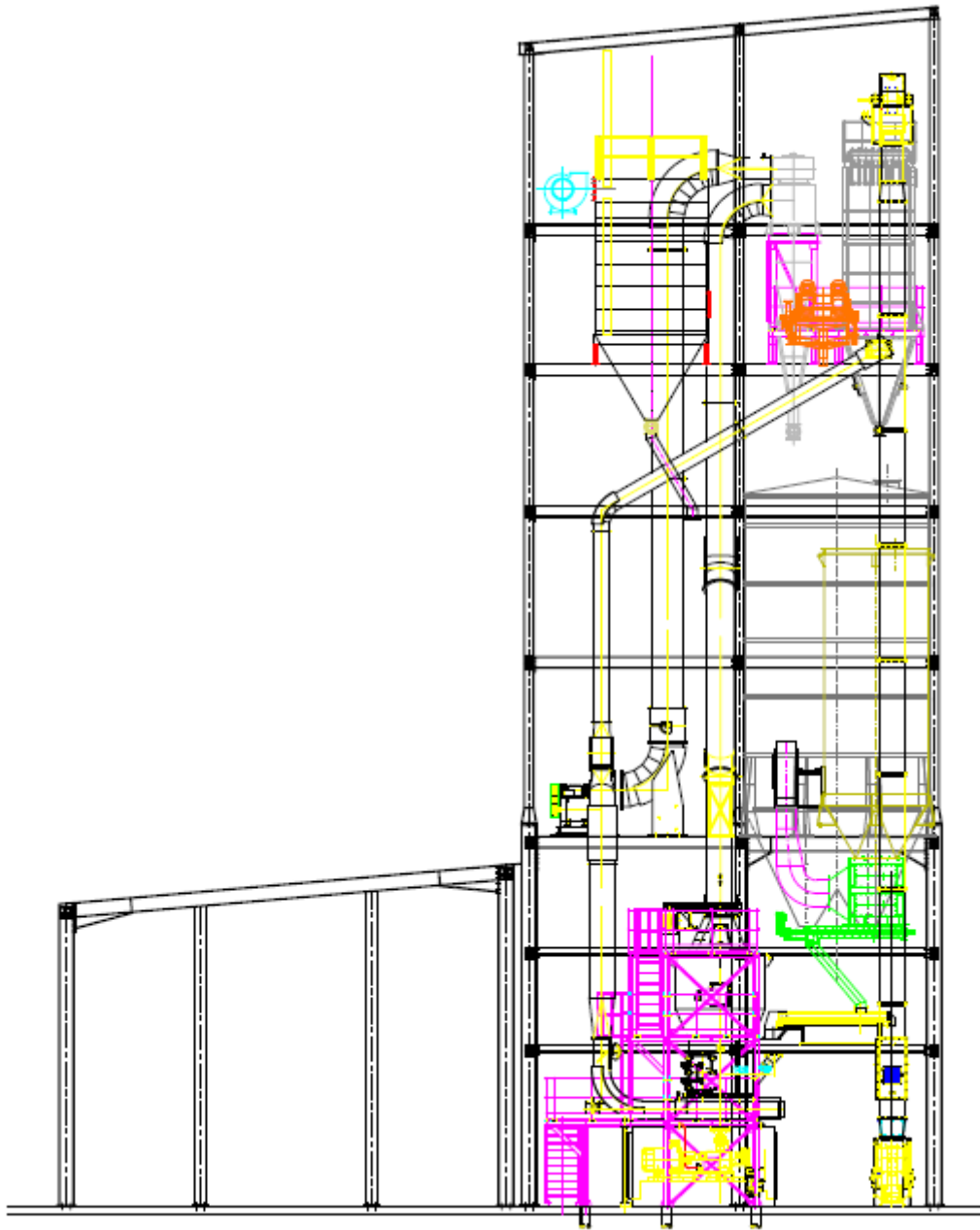
Σχήμα 2.1: Κάτοψη βιομηχανικού συγκροτήματος.



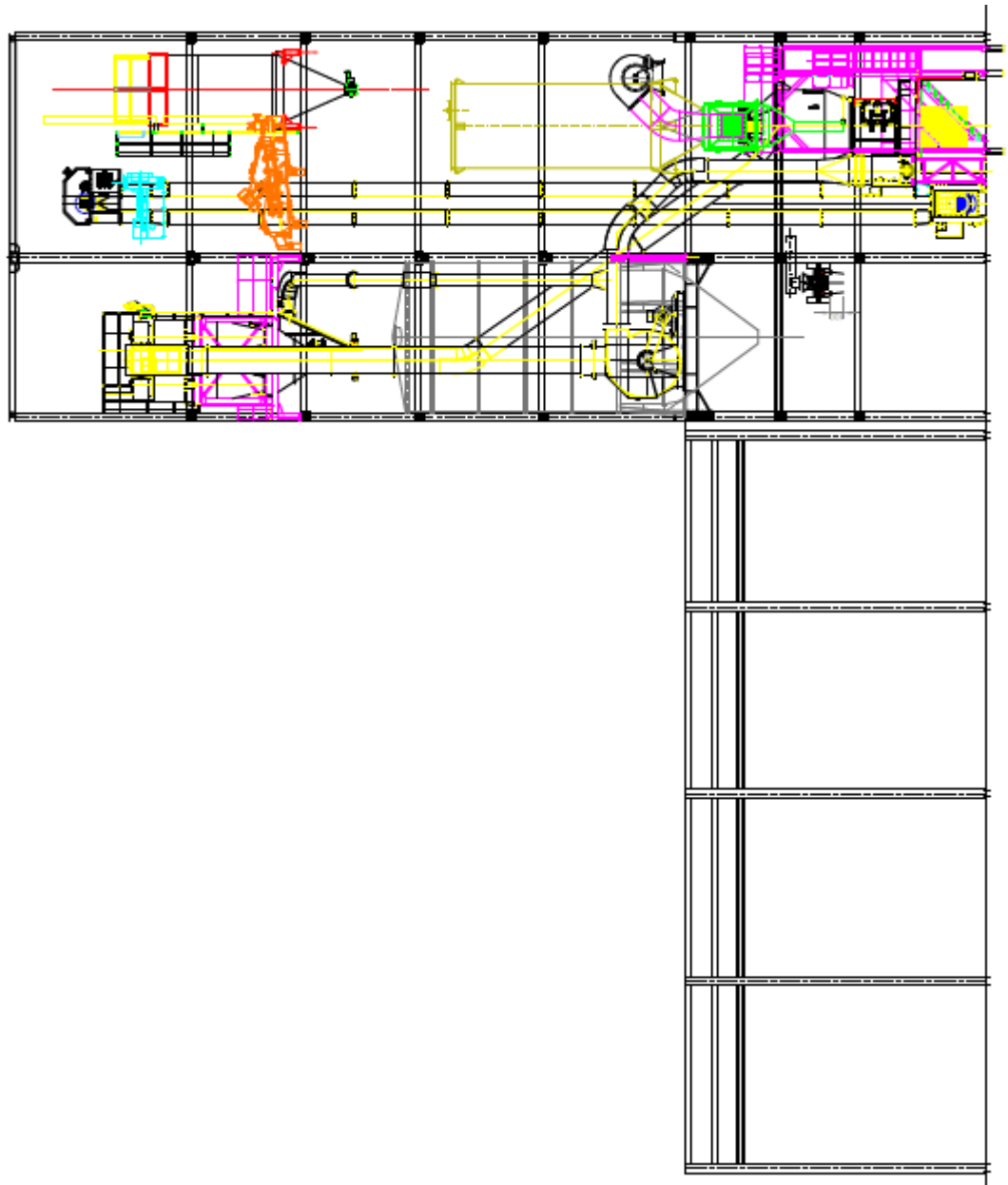
Σχήμα 2.2: Όψη 8-8, βιομηχανικού συγκροτήματος.



Σχήμα 2.3: Όψη Α-Α, βιομηχανικού συγκροτήματος.

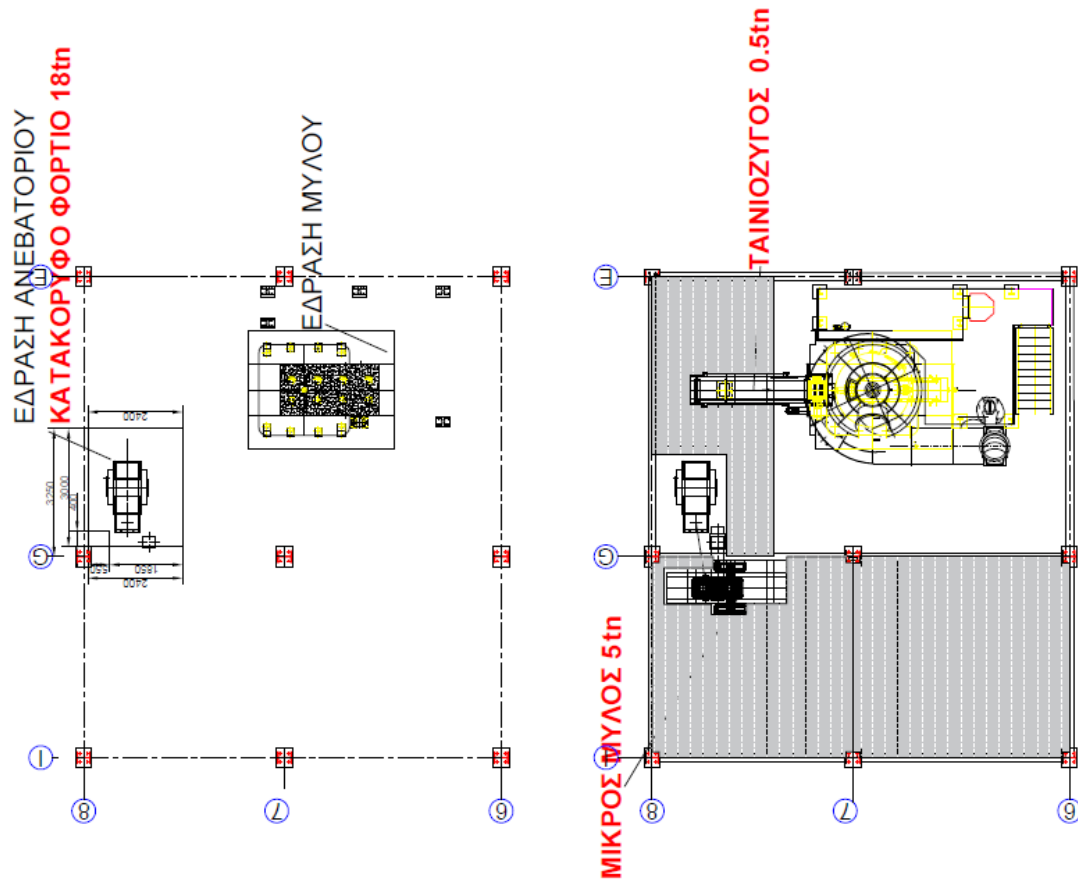


Σχήμα 2.4: Μηχανολογικό σχέδιο βιομηχανικού συγκροτήματος.

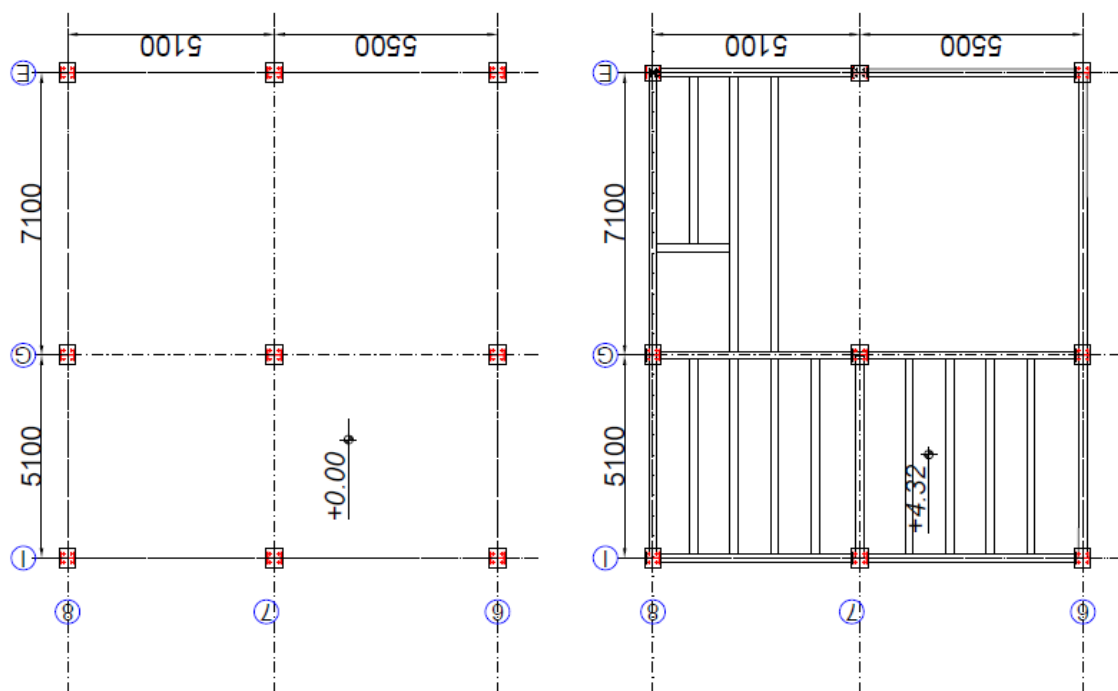


Σχήμα 2.5: Μηχανολογικό σχέδιο βιομηχανικού συγκροτήματος.

α)



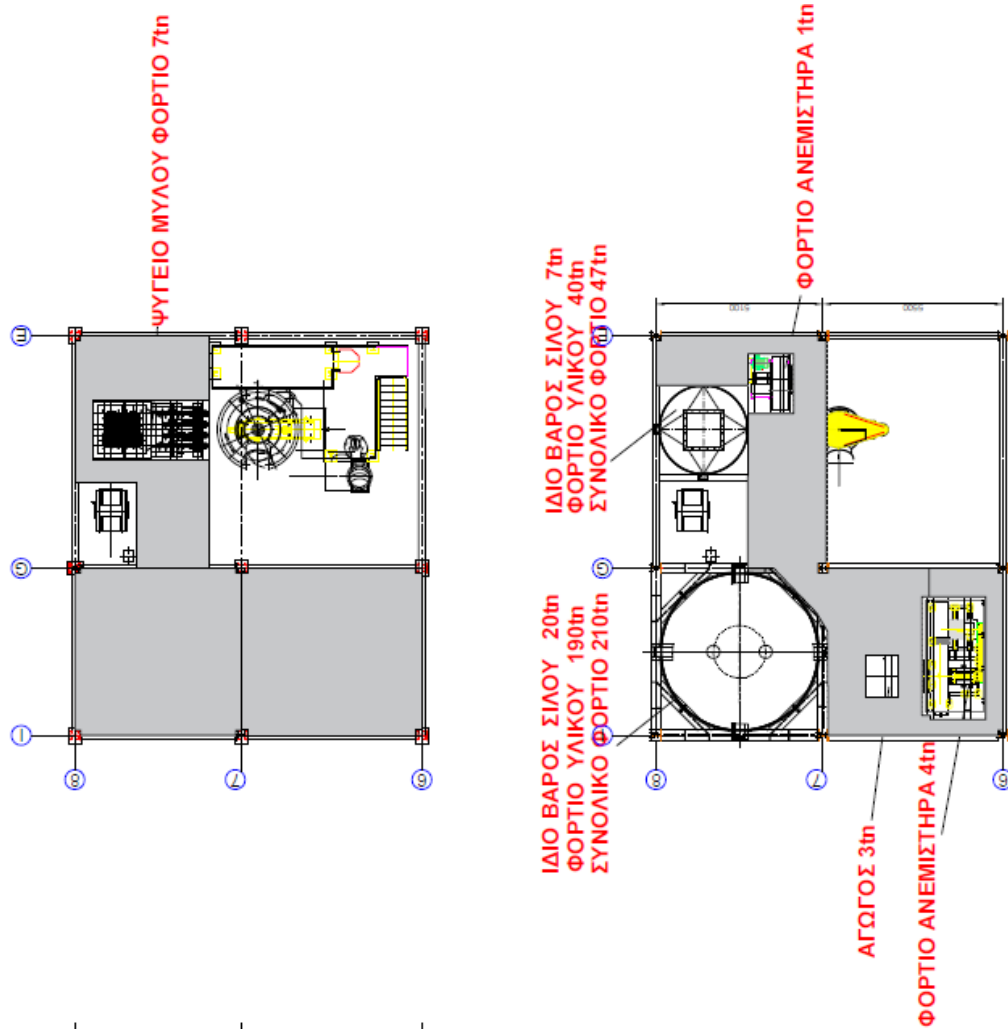
β)



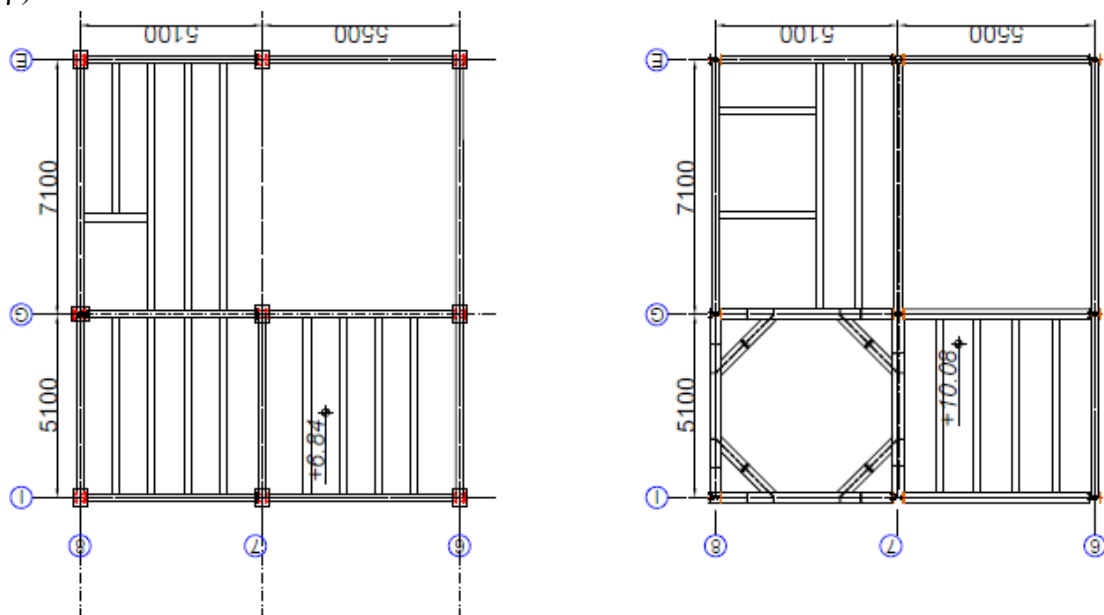
Σχήμα 2.6: Κάτοψη στάθμης +0,00 και +4,32m: α) Μηχανολογικά Σχέδια

β) Διάταξη χαλύβδινων δοκών

α)

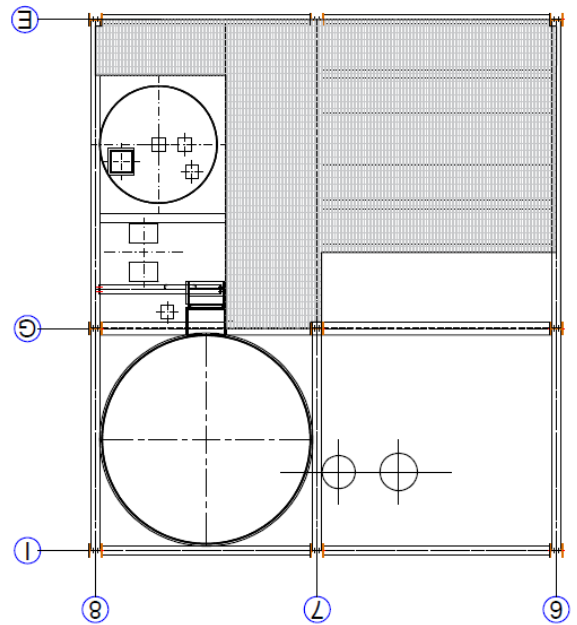
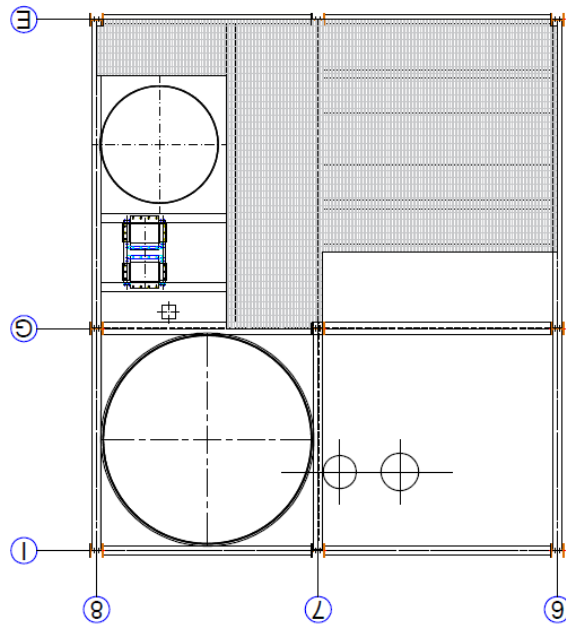


β)

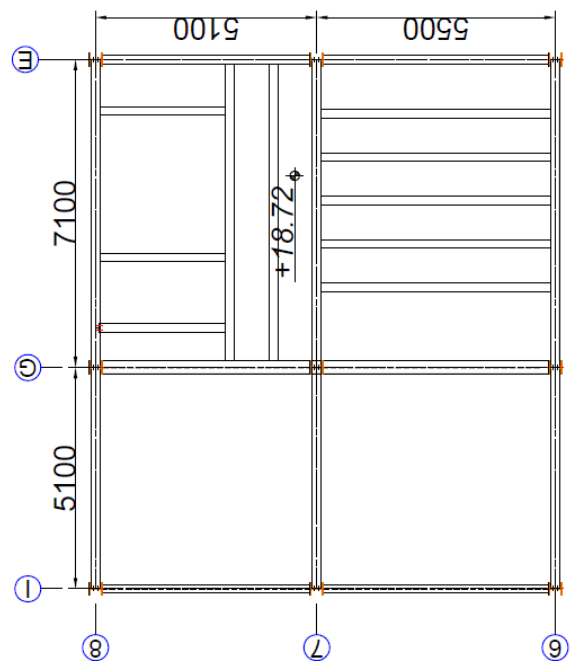
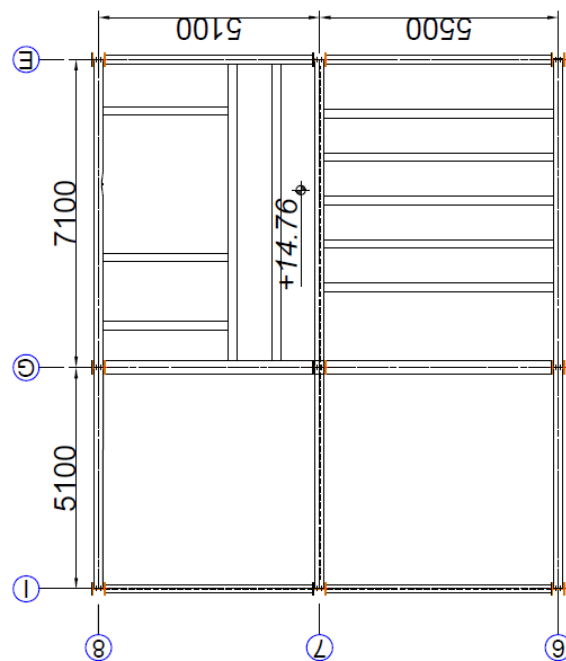


Σχήμα 2.7: Κάτοψη στάθμης +6.84 και +10.08m: α) Μηχανολογικά Σχέδια
β) Διάταξη χαλύβδινων δοκών

α)



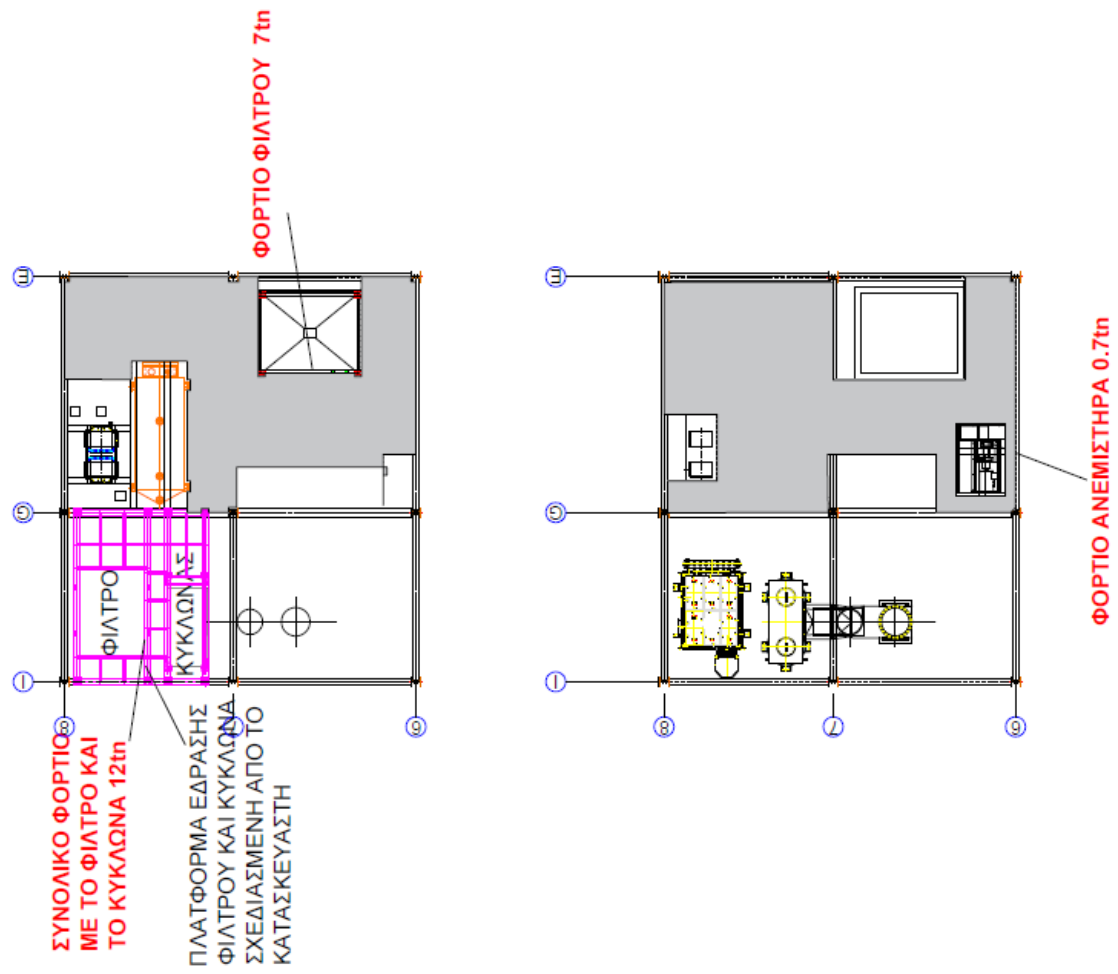
β)



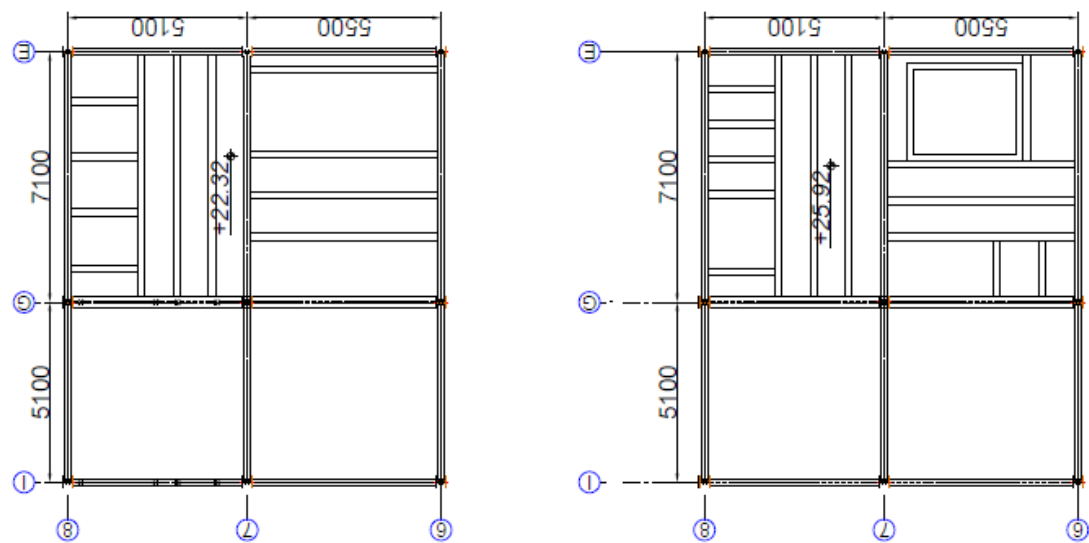
Σχήμα 2.8: Κάτοψη στάθμης +14.76 και +18.72m: α) Μηχανολογικά Σχέδια

β) Διάταξη χαλύβδινων δοκών

α)



β)



Σχήμα 2.9: Κάτοψη στάθμης +22.32 και +25.92m: α) Μηχανολογικά Σχέδια
β) Διάταξη χαλύβδινων δοκών

2.2 Υλικά κατασκευής

2.2.1 Δομικός χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S235 J2 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1. Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα που χρησιμοποιήσαμε παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1: Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u του χάλυβα S235.

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
EN 10025-2	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 235	235	360	215	360

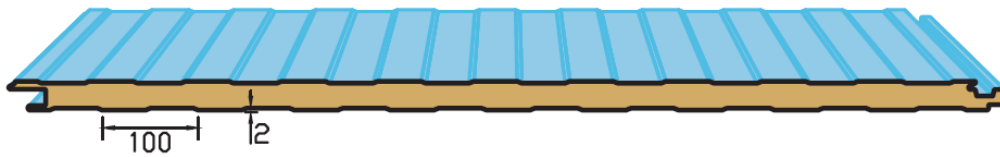
Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων, οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι εξής:

Μέτρο ελαστικότητας:	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο διάτμησης:	$G \sim 80770 \text{ N/mm}^2$
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή:	$\nu = 0.3$
Συντελεστής θερμικής διαστολής:	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
Ειδικό βάρος:	$\gamma_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Τάση σχεδιασμού:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$, $\gamma_{M0} = 1.0$

2.2.2 Δάπεδα-Επικαλύψεις

Ως επικάλυψη του μεταλλικού σκελετού και των δύο κτιρίων, επιλέγονται πάνελ πολουρεθάνης διαφορετικής ποιότητας για τους κατακόρυφους τοίχους σε σχέση με αυτά που επιλέγονται για τη στέγη, ανάλογα με τη δυνατότητα ανάληψης φορτίων.

- Πλαϊνά πάνελ



Σχήμα 2.10: Πάνελ πλαγιοκάλυψης.

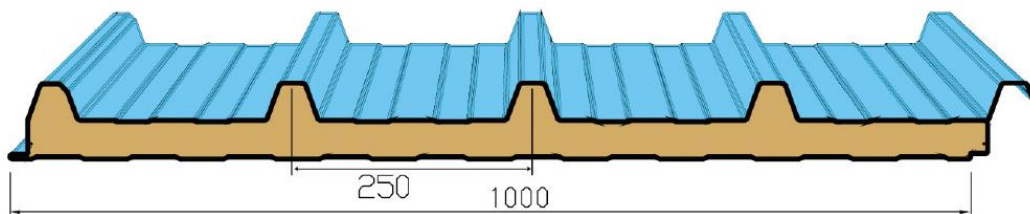
Επιλέγεται πάνελ πολυουρεθάνης της εταιρείας Kamtsis, με πάχος 100mm και ειδικό βάρος 12.7kg/m^2 . Στη συνέχεια παρατίθεται πίνακας τεχνικών χαρακτηριστικών των πάνελ.

Πίνακας 2.2: Τεχνικά χαρακτηριστικά πάνελ πλαγιοκάλυψης.

Πάχος Πάνελ (t) mm.	Θερμική Αγωγιμότητα (K)		Βάρος Πάνελ Kgr./m ²	Ωφέλιμο ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο Kgr./m ²											
				60 80 100 120 140 160						60 80 100 120 140 160					
				Άνοιγμα 2 μηκίδων σε cm						Άνοιγμα 3 μηκίδων σε cm					
30	Kcal/m ² hC	W/m ² K	Kgr./m ²	310	280	255	240	225	215	360	325	300	280	265	250
40	0.49	0.56	10.1	345	310	285	265	250	235	395	355	330	310	290	275
50	0.44	0.50	10.3	405	360	335	310	295	280	460	420	385	360	340	325
60	0.35	0.40	10.7	455	410	380	355	335	315	525	475	435	410	385	370
80	0.30	0.34	11.1	545	490	450	420	395	375	620	565	520	485	460	435
100	0.23	0.26	11.9	635	570	525	490	460	435	725	655	605	565	535	510
	0.18	0.21	12.7												

Σημείωση: οι παραπάνω τιμές έχουν υπολογιστή για πάχος ελασμάτων 0.50 mm.

- Πάνελ οροφής



Σχήμα 2.11: Πάνελ οροφής.

Επιλέγεται πάνελ πολυουρεθάνης της εταιρείας Kamtsis, με πάχος 100mm και ειδικό βάρος 13.1kg/m². Στη συνέχεια παρατίθεται πίνακας τεχνικών χαρακτηριστικών των πάνελ:

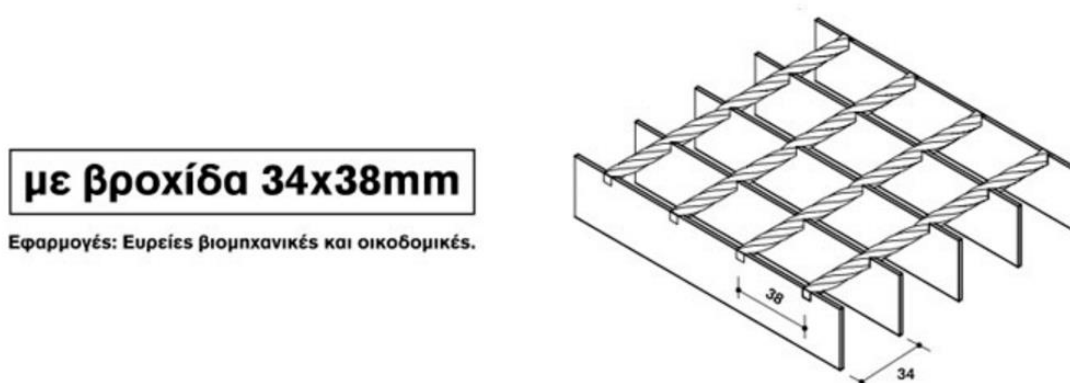
Πίνακας 2.3: Τεχνικά χαρακτηριστικά πάνελ οροφής.

Πάχος Πάνελ (t) mm.	Θερμική Αγωγιμότητα (K) Kcal/m ² hC W/m ² K		Βάρος Πάνελ Kgr./m ²	Ωφέλιμο ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο Kgr./m ²									
				80 120 150 200 250					80 120 150 200 250				
				Άνοιγμα 2 τεγίδων σε cm					Άνοιγμα 3 τεγίδων σε cm				
30	0.48	0.55	10.3	345	290	265	235	210	400	345	315	285	255
40	0.38	0.44	10.7	390	335	305	270	245	455	390	355	325	295
50	0.32	0.36	11.1	435	370	340	300	275	500	430	400	360	325
60	0.27	0.31	11.5	485	415	375	340	305	560	485	440	400	360
80	0.22	0.25	12.3	560	480	440	395	360	645	555	515	460	425
100	0.17	0.20	13.1	640	550	505	450	415	735	635	585	525	485

Σημείωση: οι παραπάνω τιμές έχουν υπολογιστή για πάχος ελασμάτων 0.50 mm.

2.2.3 Σχάρα δαπέδου

Ως δάπεδο σε κάθε στάθμη του πολύροφου κτιρίου, επιλέγεται βιομηχανική σχάρα της εταιρείας Stahlweld, με ειδικό βάρος 27.6kg/m². Η επιλογή της συγκεκριμένης σχάρας, έγινε με βάση το κριτήριο αντοχής της, υπό φορτία τα οποία θα αναλυθούν στη συνέχεια.



Σχήμα 2.12: Σχάρα δαπέδου.

2.3 Δράσεις επί της κατασκευής

2.3.1 Γενικά

Οι δράσεις επί των κατασκευών εξαρτώνται από τη θέση, τη μορφή και τη χρήση του κτιρίου και καθορίζονται από κανονιστικές διατάξεις, οι οποίες περιγράφουν τη ποσοτική όσο και την ποιοτική τους διάσταση. Στην προκειμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν οι Ευρωπαϊκοί Κανονισμοί σύμφωνα με το πρότυπο EN 1991. Ο κανονισμός αυτός δίνει χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων με βάση τις οποίες οι μελετητές μηχανικοί καλούνται με τη βοήθεια κατάλληλων προσομοιωμάτων να αναλύσουν το φορέα και να προσδιορίσουν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Στην υπό μελέτη κατασκευή δεν εξετάστηκαν θερμοκρασιακά φορτία διότι δεν θεωρήθηκαν κρίσιμα καθώς το κτίριο περιβάλλεται από θερμομονωτικά panels. Επομένως, οι δράσεις που ασκούνται στη συγκεκριμένη κατασκευή και με βάση τις οποίες υπολογίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη κατά την ανάλυση του φορέα είναι οι παρακάτω.

Για το μονώροφο κτίριο:

1. Μόνιμες Δράσεις
 - a) Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού
 - b) Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης
2. Μεταβλητές Δράσεις
 - a) Χιόνι
 - b) Άνεμος
 - c) Σεισμός

Για το πολυώροφο κτίριο:

1. Μόνιμες δράσεις
 - a) Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού
 - b) Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης
 - c) Μηχανολογικό φορτίο
 - d) Πρόσθετο φορτίο από τα silo
2. Μεταβλητές δράσεις
 - a) Κινητό φορτίο ορόφων
 - b) Χιόνι
 - c) Άνεμος
 - d) Σεισμός

2.3.2 Μόνιμες δράσεις

Μόνιμες χαρακτηρίζονται οι δράσεις το μέγεθος των οποίων κατά τη διάρκεια μιας περιόδου αναφοράς αναμένεται να μη μεταβληθεί ή αυτή η μεταβολή να είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή μας καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής της, δηλαδή αναφερόμαστε σε όλα τα ίδια βάρη των στοιχείων που πρόκειται να είναι παρόντα σε όλη τη διάρκεια ζωής

σχεδιασμού της κατασκευής. Στην περίπτωση μας η ενδεικτική διάρκεια ζωής θεωρούμε πως είναι τα 50 χρόνια. Επίσης, όταν προβλέπεται πιθανή τροποποίηση των μόνιμων δράσεων στο μέλλον από πιθανές αλλαγές χρήσεων χώρων ή άλλες αιτίες οφείλουμε να λάβουμε υπόψη κατά το σχεδιασμό τις πιθανές επιπτώσεις.

Πιο συγκεκριμένα οι μόνιμες δράσεις που ασκούνται για κάθε κτίριο είναι:

1. Για το μονώροφο κτίριο έχουμε:

- Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων (δοκών ,υποστυλωμάτων κτλ.) τα οποία υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης (Robot Structural Analysis) για χάλυβα με ίδιο βάρος 78.5 kN/m^3
- Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης το οποίο είναι στην ουσία το ίδιο βάρος των panels που χρησιμοποιήθηκαν για την επικάλυψη της στέγης και των κατακόρυφων τοίχων του κτιρίου. Αναλυτικότερα, χρησιμοποιήθηκαν ορθογωνικά panels πάχους 100mm, προσθέτοντας στο φέροντα οργανισμό πρόσθετη μόνιμη δράση, 0.131 kN/m^2 η οποία κατανέμεται ομοιόμορφα επί των τεγίδων και 0.127 kN/m^2 , η οποία κατανέμεται ομοιόμορφα επί των μηκίδων.

2. Για το πολυώροφο κτίριο έχουμε:

- Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων (δοκών ,υποστυλωμάτων κτλ.) τα οποία υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης (Robot Structural Analysis) για χάλυβα με ίδιο βάρος 78.5 kN/m^3
- Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης το οποίο είναι στην ουσία το ίδιο βάρος των panels που χρησιμοποιήθηκαν για την επικάλυψη της στέγης και των κατακόρυφων τοίχων του κτιρίου. Αναλυτικότερα, χρησιμοποιήθηκαν ορθογωνικά panels πάχους 100mm, προσθέτοντας στο φέροντα οργανισμό πρόσθετη μόνιμη δράση, 0.131 kN/m^2 η οποία κατανέμεται ομοιόμορφα επί των τεγίδων και 0.127 kN/m^2 , η οποία κατανέμεται ομοιόμορφα επί των μηκίδων.
- Πρόσθετο φορτίο σχάρας δαπέδου και άλλων μόνιμων περιφράξεων, που κατανέμονται ομοιόμορφα σε κάθε στάθμη εκεί όπου υπάρχει δάπεδο, ίσο με 0.40 kN/m^2 .
- Μηχανολογικό φορτίο όπως δόθηκε από τα μηχανολογικά σχέδια του κτιρίου.
- Φορτίο από τα silo που περιέχουν με συνολικό βάρος $W_1=2100 \text{ kN}$ και $W_2=470 \text{ kN}$.

2.3.3 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση των κτιρίων και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού κτλ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και

η θέση τους και για το λόγο αυτό προσδιορίζονται στατιστικά με τιμές που προκύπτουν από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι δυσμενείς φορτίσεις.

Στην παρούσα εργασία λήφθηκαν κινητά φορτία:

1. Για το μονώροφο κτίριο
 - Για την οροφή επιλέχθηκε η τιμή 0.5 kN/m^2 (κατηγορία στέγης H).
2. Για το πολυώροφο κτίριο
 - Για την οροφή επιλέχθηκε η τιμή 0.5 kN/m^2 (κατηγορία στέγης H).
 - Για τον κάθε όροφο επιλέχθηκε η τιμή 5 kN/m^2 (από μηχανολογικά σχέδια).

2.3.4 Δράσεις χιονιού

Τα φορτία του χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991-1-3). Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνθηκών στατικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές μπορεί να θεωρηθούν ως ακραίες τυχηματικές δράσεις.

- Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους συναρτήσεται της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου A (στην περίπτωση μας $A=100\text{m}$), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από την εξίσωση:

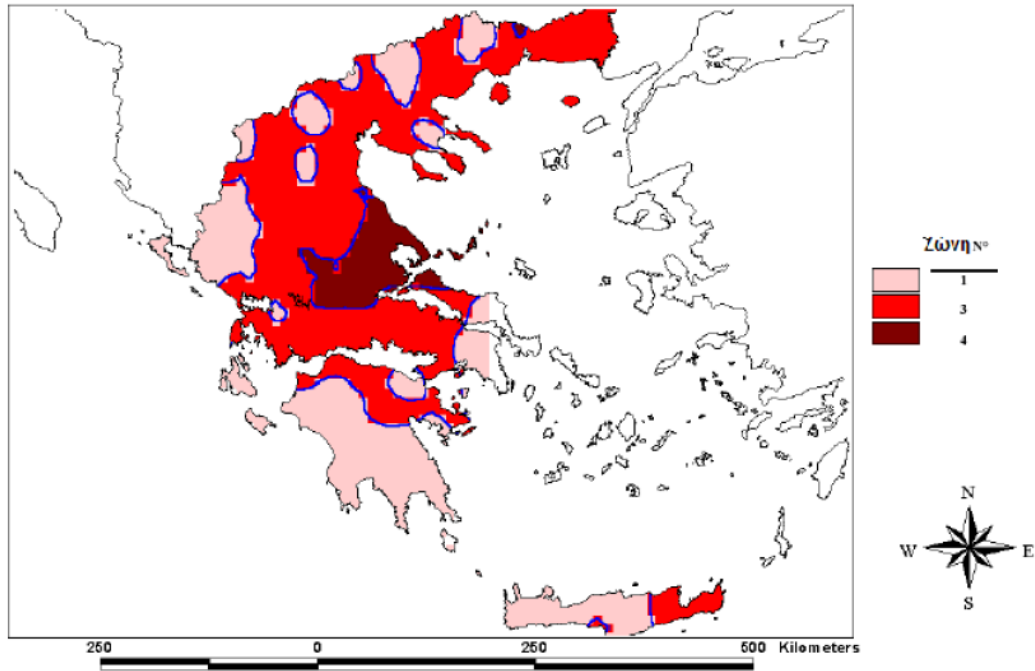
$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \frac{A}{917}\right)^2, \quad (2.1)$$

όπου: $s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλαδή για $A=0$) σε kN/m^2

Στην περίπτωση μας, ζώνη εδάφους είναι η Γ, επομένως από Πίνακα 1 του Εθνικού Προσαρτήματος του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3 NA, προκύπτει:

$$s_{k,0}=1.7 \text{ kN/m}^2$$

Ελλάς: Φορτίο χιονιού για A=0



Σχήμα 2.13: Χάρτης διαχωρισμού της ελληνικής επικράτειας σε ζώνες ανάλογα με το φορτίο χιονιού για υψόμετρο $A=0\text{m}$.

Από την Εξίσωση (2.1), προκύπτει:

$$s_k = 1.72 \text{ kN/m}^2$$

- Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού για μονοκλινή στέγη υπολογίζεται από την εξίσωση:

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

όπου: μ_l είναι ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού

C_e είναι ο συντελεστής εκθέσεως

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής

Στην περίπτωση μας από Πίνακα 5.2 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3 για $\alpha=5^\circ$ και $0^\circ < 5^\circ < 30^\circ$ τόσο για το μονώροφο, όσο και για το πολυώροφο τμήμα, προκύπτει:

$$\mu_l = 0.8$$

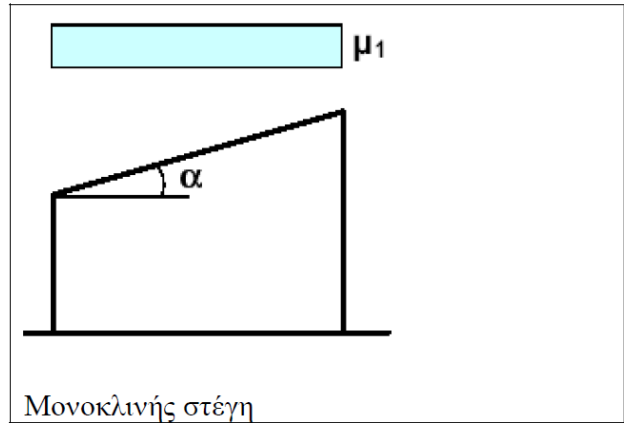
- Συντελεστής εκθέσεως C_e

Στην περίπτωση μας από Πίνακα 5.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3 και για κανονικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά, προκύπτει: $C_e = 1.00$

- Θερμικός συντελεστής C_t

Για όλες τις περιπτώσεις λαμβάνεται: $C_t=1.00$

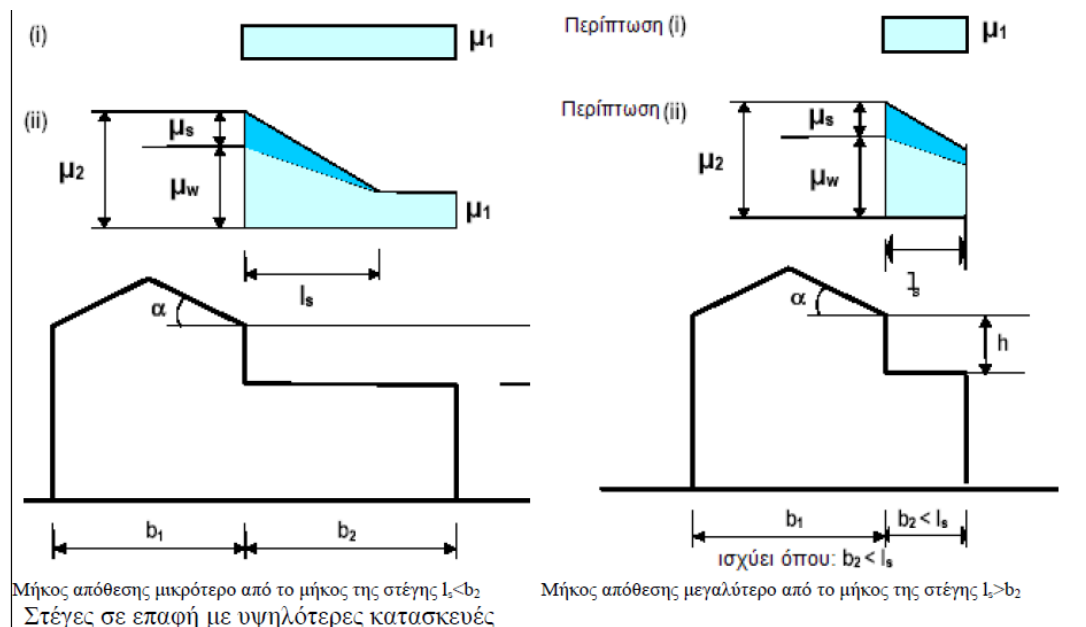
- Συντελεστές Σχήματος
 1. Για τη μονοκλινή στέγη του πολυώροφου κτιρίου



Σχήμα 2.14: Συντελεστής σχήματος φορτίο χιονιού για μονοκλινή στέγη

Για $\alpha=5^\circ$ έχουμε $\mu_1=0,8$

2. Για τη μονοκλινή στέγη του μονώροφου κτιρίου



Σχήμα 2.15: Συντελεστής σχήματος φορτίο χιονιού για στέγη σε επαφή με υψηλότερες κατασκευές.

Για $\alpha=5^\circ$ έχουμε $\mu_1=0,8$.

Επίσης έχουμε:

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w, \quad (2.3)$$

όπου: μ_s είναι ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού λόγω ολίσθησης από την ανώτερη στέγη και λαμβάνεται για $\alpha < 15^\circ$ ίσο με 0.

μ_w είναι ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού λόγω του αέρα και λαμβάνεται ίσος με:

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h}, \quad (2.4)$$

Δηλαδή για $b_1=10.60$ και $b_2=11.50$ m, από την Εξίσωση (2.4) έχουμε ότι: $\mu_w=0.8$.

Επομένως από Εξίσωση (2.3), προκύπτει: $\mu_2=0.8$, δηλαδή το φορτίο χιονιού στο μονόροφο κτίριο θα είναι ομοιόμορφο.

- Τελικό φορτίο χιονιού

Από την Εξίσωση (2.2), και για τα δύο τμήματα της κατασκευής, προκύπτει:

$$s=1.38\text{kN/m}^2$$

2.3.5 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και σε πολλές μεταλλικές κατασκευές αποτελούν τη βασική φόρτιση σχεδιασμού. Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-1 ως δράση του ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Η δράση του ανέμου σε μία κατασκευή προσδιορίζεται από την πίεση αιχμής και από τους κατάλληλους αεροδυναμικούς συντελεστές.

Η πίεση αιχμής q_p προσδιορίζεται από :

- τη θεμελιώδη βασική ταχύτητα του ανέμου, $v_{b,0}$, η οποία δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα.
- τη διεύθυνση του θεωρούμενου ανέμου (επικρατούντες άνεμοι), συντελεστής διεύθυνσης c_{dir} .
- την εποχή του έτους (εποχικοί άνεμοι), εποχικός συντελεστής, c_{season} .
- την τοπογραφία της ευρύτερης περιοχής, συντελεστής ανάγλυφου $c_o(z)$.
- την τραχύτητα του περιβάλλοντος εδάφους, συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$.
- το ύψος, z , του σημείου από το έδαφος.
- την πυκνότητα του αέρα και την ένταση των στροβιλισμών.

Ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής οι αεροδυναμικοί συντελεστές διακρίνονται :

- σε συντελεστές εξωτερικής πίεσης, c_{pe} , οι οποίοι ανάλογα με την προσβαλλόμενη επιφάνεια διακρίνονται περαιτέρω:
 - a) σε καθολικούς συντελεστές εξωτερικής πίεσης, $c_{pe,10}$.
 - b) σε τοπικούς συντελεστές εξωτερικής πίεσης, $c_{pe,1}$.
- σε συντελεστές εσωτερικής πίεσης, c_{pi} .
- σε συντελεστές τελικής πίεσης $c_{p,net}$.
- σε συντελεστές τριβής c_{fr} .
- σε συντελεστές δυνάμεως c_f .

Πιο συγκεκριμένα θεωρούμε θεμελιώδη βασική ταχύτητα του ανέμου $v_{b,0}=33$ m/s, συντελεστή διεύθυνσης $c_{dir} = 1.0$, εποχικός συντελεστής $c_{season}= 1.0$, οπότε η βασική ταχύτητα ανέμου προκύπτει από την εξίσωση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \quad (2.5)$$

Οπότε από την Εξίσωση (2.5) έχουμε ότι: $v_b= 33$ m/s.

Η τραχύτητα του εδάφους εξαρτάται κυρίως από το ύψος και την πυκνότητα των εμποδίων (κτίρια και δένδρα) γύρω από την εξεταζόμενη περιοχή. Επηρεάζει την κατανομή (profile) της ταχύτητας του ανέμου καθ' ύψος. Η περιοχή που θα κατασκευαστεί το υπό μελέτη βιομηχανικό συγκρότημα είναι στο Μαντούδι Ευβοίας που είναι περιοχή επίπεδη με χαμηλή βλάστηση. Αν θεωρήσουμε ότι το κτίριο θα απέχει από πιθανά εμπόδια τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων μπορούμε να το κατατάξουμε (υπέρ της ασφαλείας) σε κατηγορία εδάφους II. Έτσι από τον πίνακα 4.1 του Ευρωκώδικα έχουμε $z_o=0.05$ m και $z_{min}=2.00$ m.

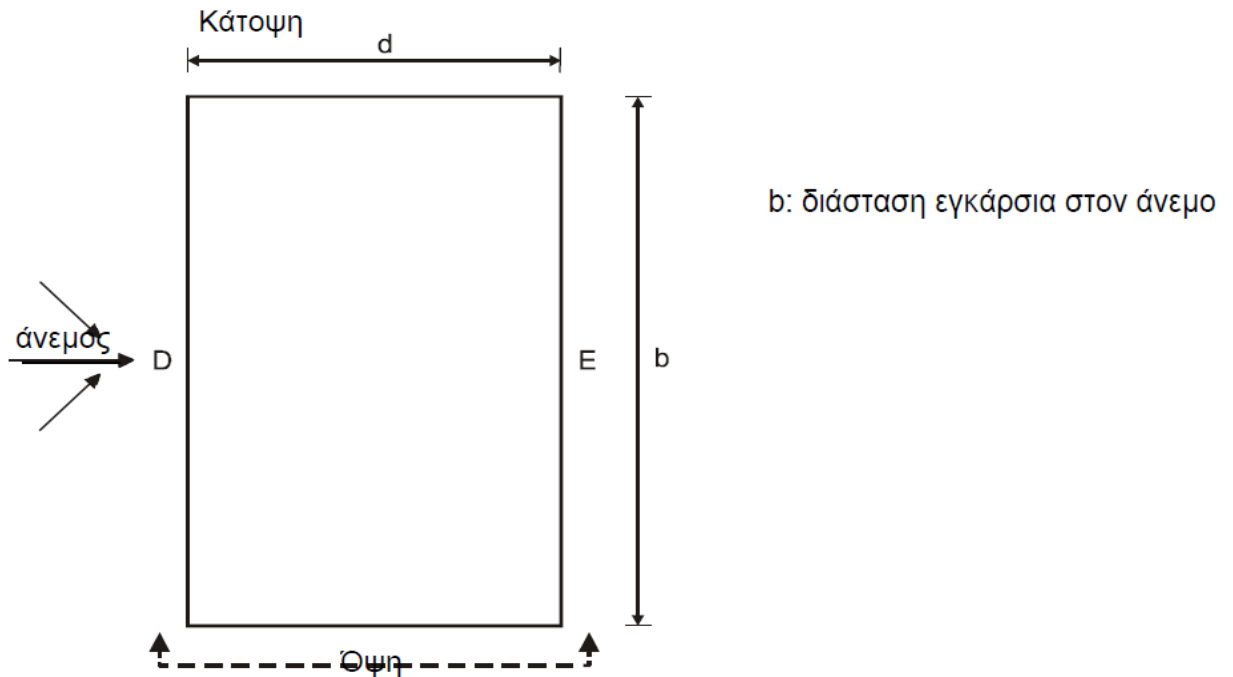
Στην παρούσα εργασία γίνεται η παραδοχή, ότι το συγκρότημα κτιρίων λειτουργεί ενιαία έως το ύψος του μονώροφου, δηλαδή θεωρούμε, ότι έως το ύψος των 10.00 m στο συγκρότημα ασκούνται οι ίδιες πιέσεις ανέμου, σαν να είχαμε μια ενιαία κάτοψη. Από το ύψος των 10.00 m και πάνω, το πολυώροφο κτίριο λειτουργεί αυτόνομα, και καταπονείται από πιέσεις ανέμου, οι οποίες υπολογίζονται αναλυτικά παρακάτω.

Επίσης θα αναλυθούν 4 διευθύνσεις ανέμου $\theta=0^\circ$, $\theta=90^\circ$, $\theta=180^\circ$ και $\theta=270^\circ$, εξαιτίας της ασυμμετρίας του συγκροτήματος και της διαφορετικής κατανομής των φορτίων σε κάθε τμήμα. Η κατεύθυνση $\theta=0^\circ$ είναι ίδια με αυτή του άξονα +Y του συγκροτήματος, ενώ η $\theta=90^\circ$ ίδια με αυτή του άξονα +X. Συνεπώς οι κατευθύνσεις $\theta=180^\circ$ και $\theta=270^\circ$ είναι ίδιες με αυτές των αξόνων -Y και -X αντίστοιχα. Οι διευθύνσεις $\theta=90^\circ$ και $\theta=270^\circ$, δίνουν αριθμητικά τα ίδια φορτία και για τη στέγη και για τους κατακόρυφους τοίχους, συνεπώς υπολογίζεται μόνο η περίπτωση της $\theta=90^\circ$. Αντίθετα οι διευθύνσεις $\theta=0^\circ$ και $\theta=180^\circ$, δίνουν αριθμητικά τα ίδια φορτία μόνο στις περιπτώσεις των κατακόρυφων τοίχων, συνεπώς υπολογίζονται χωριστά για την περίπτωση της στέγης του κάθε τμήματος.

Δράσεις ανέμου επί του μονόροφου τμήματος

A) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΙΕΣΗΣ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ

- Ύψος αναφοράς



Σχήμα 2.16: Καθορισμός μεγεθών b και d , καθώς και των ζωνών D και E , ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου.

1. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

Έχουμε: $h=10.00$ m, $b=36.20$ m, $d=22.70$ m

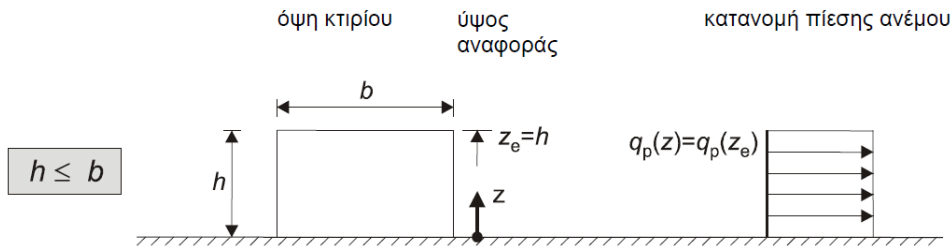
Επειδή: $h < b$, άρα από παράγραφο §7.2.2 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4, διακρίνουμε ένα ύψος αναφοράς: $z_e = h = 10.00$ m

2. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

Έχουμε: $h=10.00$ m, $b=22.70$ m, $d=36.20$ m

Επειδή $h < b$, άρα από παράγραφο §7.2.2 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4, διακρίνουμε ένα ύψος αναφοράς: $z_e = h = 10.00$ m

Επομένως και για τις δύο διευθύνσεις έχουμε κοινό ύψος αναφοράς.



Σχήμα 2.17: Ύψος αναφοράς για $h \leq b$.

- Συντελεστής τραχύτητας c_r

Για κατηγορία εδάφους II έχουμε $z_o = 0.05\text{m}$, $z_{o,II} = 0.05\text{m}$, $z_{min} = 2.00\text{m}$ και $z_{max} = 200\text{m}$.

Επειδή $z_{min} < z_e < z_{max}$, ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται από την εξίσωση :

$$c_r(z_e) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_o}\right), \quad (2.6)$$

όπου

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{o,II}}\right)^{0,07}, \quad (2.7)$$

Από τις Εξισώσεις (2.6) και (2.7) προκύπτουν: $k_r = 0.19$ και $c_r(10,00) = 1.007$

- Συντελεστής αναγλύφου $c_o(z)$

Επειδή δεν έχουμε περαιτέρω στοιχεία για το ανάγλυφο του εδάφους, το οποίο λαμβάνεται υπόψη στη βασική ταχύτητα ανέμου, χρησιμοποιούμε την προτεινόμενη τιμή $c_o(z) = 1.00$

- Μέση ταχύτητα ανέμου v_m

Η ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται από την εξίσωση:

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

Από την Εξίσωση (2.8) προκύπτει: $v_m(10,00) = 33.231\text{m/s}$

- Ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$

Η ένταση στροβιλισμού του ανέμου υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$I_v(z_e) = \frac{k_I}{c_0(z_e) \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)}, \quad (2.9)$$

Από την Εξίσωση (2.9) για $k_I = 1.00$, προκύπτει: $I_v(10,00) = 0.189$

- Πίεση ταχύτητας αιχμής ανέμου

Η πίεση ταχύτητας αιχμής υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$q_p(z_e) = (1 + 7 \cdot I_v(z_e)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e), \quad (2.10)$$

όπου $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3 = 0.00125 \text{ Mg/m}^3$, πυκνότητα αέρα

Από την Εξίσωση (2.10) προκύπτει: $q_p(10,00) = 1.603 \text{ kN/m}^2$

B) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

1. Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

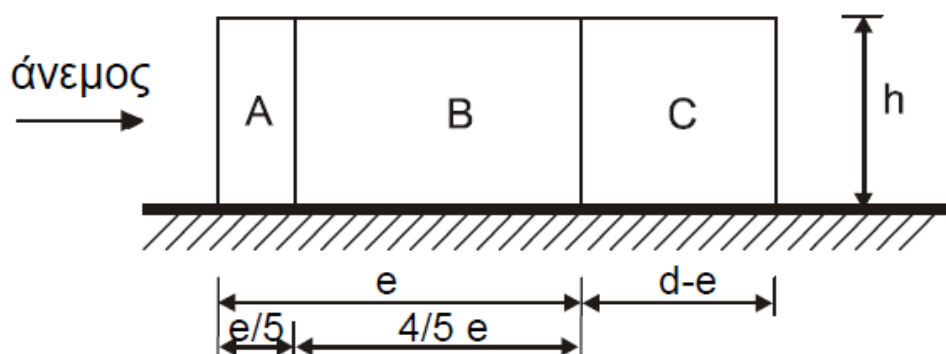
- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(36.20 \text{ m}; 20.00 \text{ m}) = 20.00 \text{ m} < d = 22.70 \text{ m}$

$$h/d = 10.00/22.70 = 0.441$$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$

Όψη για $e < d$



Σχήμα 2.18: Καθορισμός ζωνών A, B και C, ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου, για $e < d$.

Με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους προκύπτει ο Πίνακας 2.4.

Πίνακας 2.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε κατακόρυφους τοίχους για $\theta=0^\circ$.

	ZΩNH	A	B	C	D	E
	1	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.5
<i>h/d</i>	≤ 0.25	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
	0.441	-1.2	-0.8	-0.5	0.725	-0.351

- Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων
Οι εξωτερικές πιέσεις υπολογίζονται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10}, \quad (2.11)$$

Από την Εξίσωση (2.11), προκύπτει ο Πίνακας 2.5.

Πίνακας 2.5: Εξωτερικές πιέσεις w_e σε κατακόρυφους τοίχους, για $\theta=0^\circ$.

ZΩNH	A	B	C	D	E
<i>w_e</i>	-1.924	-1.282	-0.802	1.162	-0.563

2. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(22.70\text{m}; 20.00\text{m}) = 20.00\text{m} < d = 36.20\text{m}$

$$h/d = 10.00/36.20 = 0.276$$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$.

Με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους, προκύπτει ο Πίνακας 2.6.

Πίνακας 2.6: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε κατακόρυφους τοίχους, για $\theta=90^\circ$.

	ZΩNH	A	B	C	D	E
	1	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.5
<i>h/d</i>	≤ 0.25	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
	0.276	-1.2	-0.8	-0.5	0.703	-0.307

- Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων
Από την Εξίσωση (2.11), προκύπτει ο Πίνακας 2.7.

Πίνακας 2.7: Εξωτερικές πιέσεις w_e σε κατακόρυφους τοίχους, για $\theta=90^\circ$.

ZΩNH	A	B	C	D	E
<i>w_e</i>	-1.924	-1.282	-0.802	1.127	-0.492

Γ) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

- Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Η κατασκευή δεν έχει δεσπόζουσα πλευρά σε αυτήν τη διεύθυνση, που να έχει περισσότερα ανοίγματα από τις άλλες, και επίσης δεν είναι εύκολος ο ακριβής υπολογισμός του ποσοστού των ανοιγμάτων (μ). Γι' αυτό λαμβάνεται ως συντελεστής εσωτερικής πίεσεως c_{pi} η δυσμενέστερη τιμή από το +0.2 και -0.3. Δυσμενέστερη κατάσταση είναι όταν αθροίζονται οι δυνάμεις από τις εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις. Έτσι, για παράδειγμα αν ο συντελεστής εξωτερικής πίεσεως σε ένα τοίχο είναι θετικός το δυσμενέστερο είναι να ληφθεί ο συντελεστής εσωτερικής πίεσεως αρνητικός, $c_{pi} = -0.3$. Αν αντιθέτως ο συντελεστής εξωτερικής πίεσεως σε ένα τοίχο είναι αρνητικός το δυσμενέστερο είναι να ληφθεί ο συντελεστής εσωτερικής πίεσεως θετικός, δηλαδή $c_{pi} = +0.2$. Από τις κανονιστικές διατάξεις προτείνεται να λαμβάνονται και οι δύο περιπτώσεις φορτίσεως και να συνδυάζονται με τις εξωτερικές πιέσεις.

- Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων

Οι εσωτερικές πιέσεις προκύπτουν από την εξίσωση:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}, \quad (2.12)$$

Από την παραπάνω σχέση, έχουμε:

Για $c_{pi} = +0.2$, προκύπτει : $w_i = 0.321 \text{ kN/m}^2$

Για $c_{pi} = -0.3$, προκύπτει: $w_i = -0.481 \text{ kN/m}^2$

όπου $z_i = z_e = 10.00 \text{ m}$

Ακολουθούν σχηματικά περιπτώσεις φορτίσεων ανέμου σε κατακόρυφους τοίχους, ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta = 0^\circ$

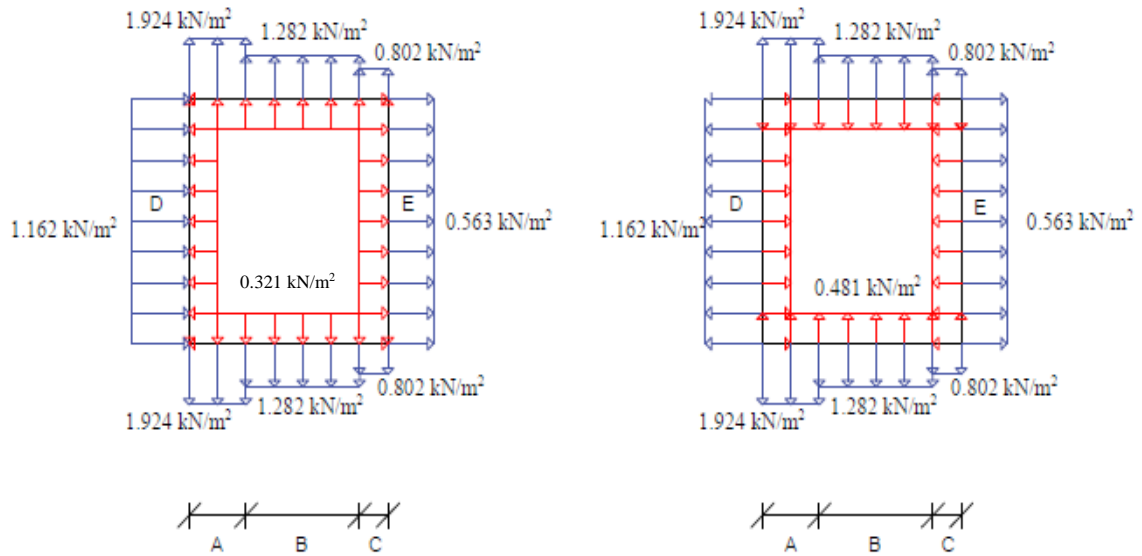
$z_e = 10.00\text{m}$

— W_{pe}

— W_{pi}

1. $c_{pi} = +0.2$

2. $c_{pi} = -0.3$



Σχήμα 2.19: Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta = 90^\circ$

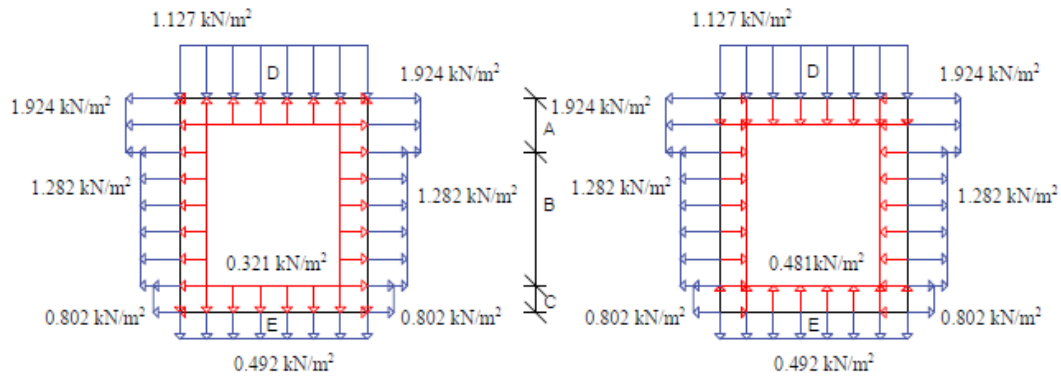
$z_e = 10.00\text{m}$

— W_{pe}

— W_{pi}

1. $c_{pi} = +0.2$

2. $c_{pi} = -0.3$



Σχήμα 2.20: Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$.

Δ) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ

Η στέγη του μονώροφου τμήματος είναι μονοκλινή με $\alpha=5^\circ > 0$, επομένως ο υπολογισμός των φορτίων έγινε σύμφωνα με την παράγραφο 7.2.4 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4

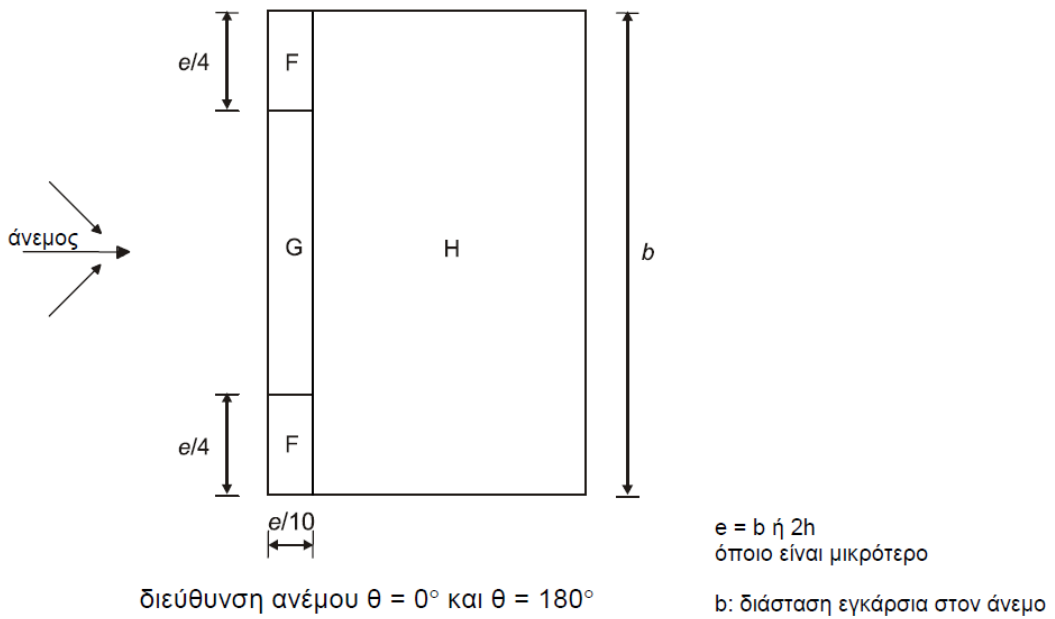
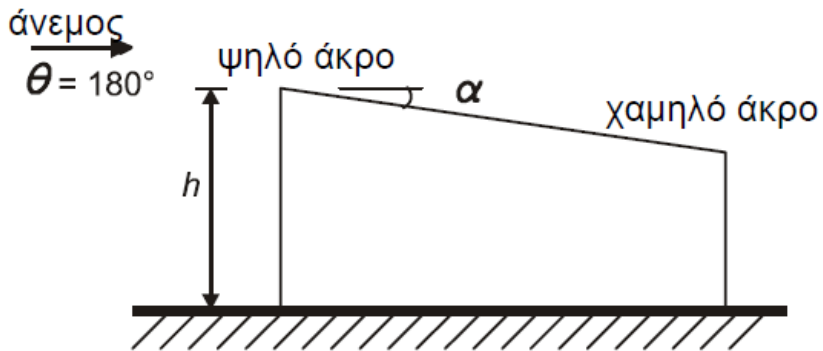
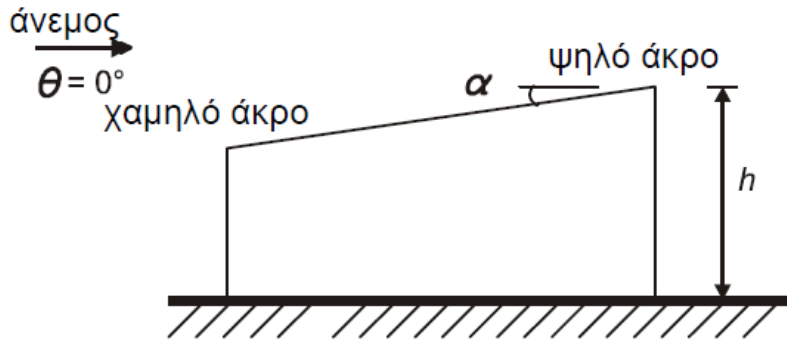
1. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(36.20\text{m}; 20.00\text{m}) = 20.00\text{m} < d = 22.70\text{m}$

$$h/d = 10.00/22.70 = 0.441$$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$.



Σχήμα 2.21: Καθορισμός ζωνών F, G και H για μονοκλινή στέγη, για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ και $\theta=180^\circ$.

Από πίνακα 7.3α του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλινείς στέγες, προκύπτει ο Πίνακας 2.8.

Πίνακας 2.8: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε στέγη, για $\theta=0^\circ$.

ZΩNH	F	G	H
c_{pe}	-1.7 +0.0	-1.2 +0.0	-0.6 +0.0

- Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης

Από την Εξίσωση (2.11), προκύπτει ο Πίνακας 2.9.

Πίνακας 2.9: Εξωτερικές πιέσεις w_e σε στέγη, για $\theta=0^\circ$.

ZΩNH	F	G	H
w_e	-2.725 +0.0	-1.924 +0.0	-0.962 +0.0

2. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=180^\circ$

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(36.20\text{m}; 20.00\text{m}) = 20.00\text{m} < d = 22.70\text{m}$

$$h/d = 10.00/22.70 = 0.441$$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$.

Από πίνακα 7.3α του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλινείς στέγες, προκύπτει ο Πίνακας 2.10.

Πίνακας 2.10: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε στέγη, για $\theta=180^\circ$.

ZΩNH	F	G	H
c_{pe}	-2.3	-1.3	-0.8

- Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης

Από την Εξίσωση (2.11), προκύπτει ο Πίνακας 2.11.

Πίνακας 2.11: Εξωτερικές πιέσεις w_e σε στέγη, για $\theta=180^\circ$.

ZΩNH	F	G	H
w_e	-3.687	-2.084	-1.282

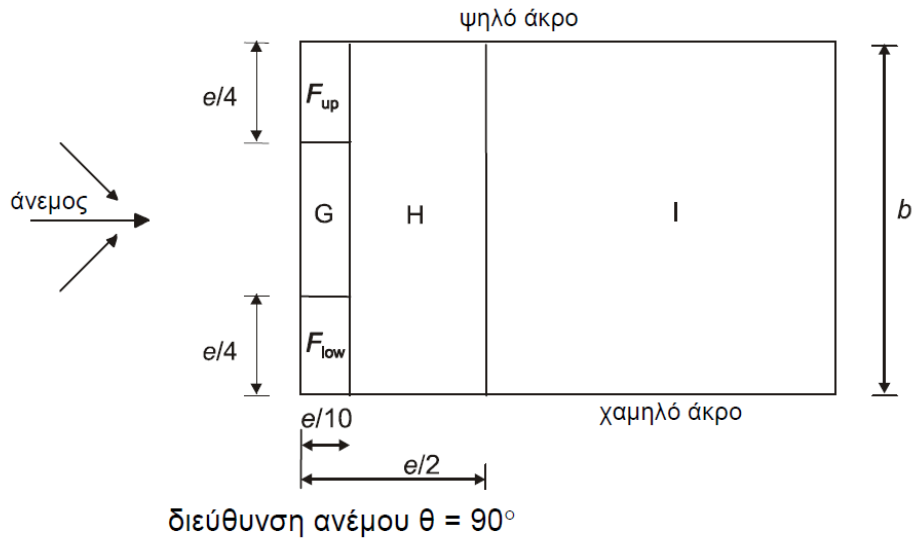
3. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(22.70\text{m}; 20.00\text{m}) = 20.00\text{m} < d = 36.20\text{m}$

$$h/d = 10.00/36.20 = 0.276$$

Οι ζώνες έχουν εμβαδό $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$.



Σχήμα 2.22: Καθορισμός ζωνών F, G, H και I για μονοκλινή στέγη, για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$.

Από πίνακα 7.3β του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλιείς στέγες, προκύπτει ο Πίνακας 2.12.

Πίνακας 2.12: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε στέγη, για $\theta=90^\circ$.

ZΩNH	F_{up}	F_{low}	G	H	I
c_{pe}	-2.1	-2.1	-1.8	-0.6	-0.5

- Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης

Από την Εξίσωση (2.11), προκύπτει ο Πίνακας 2.13.

Πίνακας 2.13: Εξωτερικές πιέσεις w_e σε στέγη, για $\theta=90^\circ$.

ZΩNH	F_{up}	F_{low}	G	H	I
w_e	-3.366	-3.366	-2.885	-0.962	-0.802

Ε) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ

Από τη στιγμή που οι εσωτερικές πιέσεις εξαρτώνται από την πίεση ταχύτητας αιχμής και τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης, θα προκύψουν ίδιες για κάθε διεύθυνση ανέμου, και θα είναι ομοιόμορφα κατανεμημένες στην επιφάνεια της στέγης. Επομένως, από τη σχέση , προκύπτει:

- Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Από τις κανονιστικές διατάξεις προτείνεται να λαμβάνονται και οι δύο περιπτώσεις φορτίσεως ($c_{pi} = +0.2$ και $c_{pi} = -0.3$) και να συνδυάζονται με τις εξωτερικές πιέσεις. Δεν επιτρέπεται η ανάμειξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά της στέγης.

- Εσωτερικές πιέσεις επί της στέγης

Από τη σχέση 2.12, προκύπτει:

Για $c_{pi} = +0.2$, έχουμε : $w_i = +0.321 \text{ kN/m}^2$

Για $c_{pi} = -0.3$, έχουμε : $w_i = -0.481 \text{ kN/m}^2$

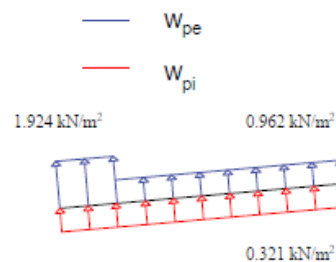
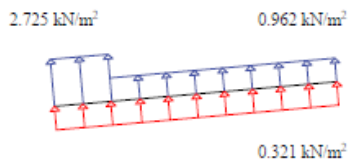
όπου $z_i = z_e = 10.00 \text{ m}$

Ακολουθούν σχηματικά περιπτώσεις φορτίσεων ανέμου στη στέγη, ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου.

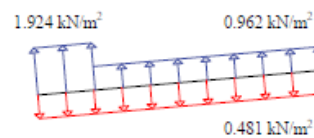
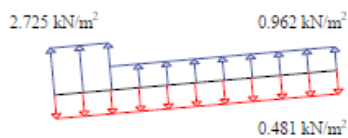
ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΕΓΗ

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta = 0^\circ$

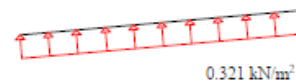
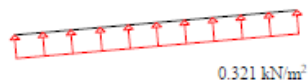
1. $c_{pi} = +0.2$ και $c_{pe} < 0$



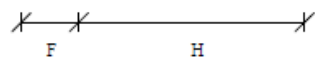
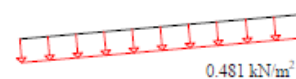
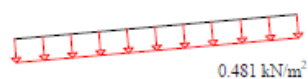
2. $c_{pi} = -0.3$ και $c_{pe} < 0$



3. $c_{pi} = +0.2$ και $c_{pe} = +0.00$



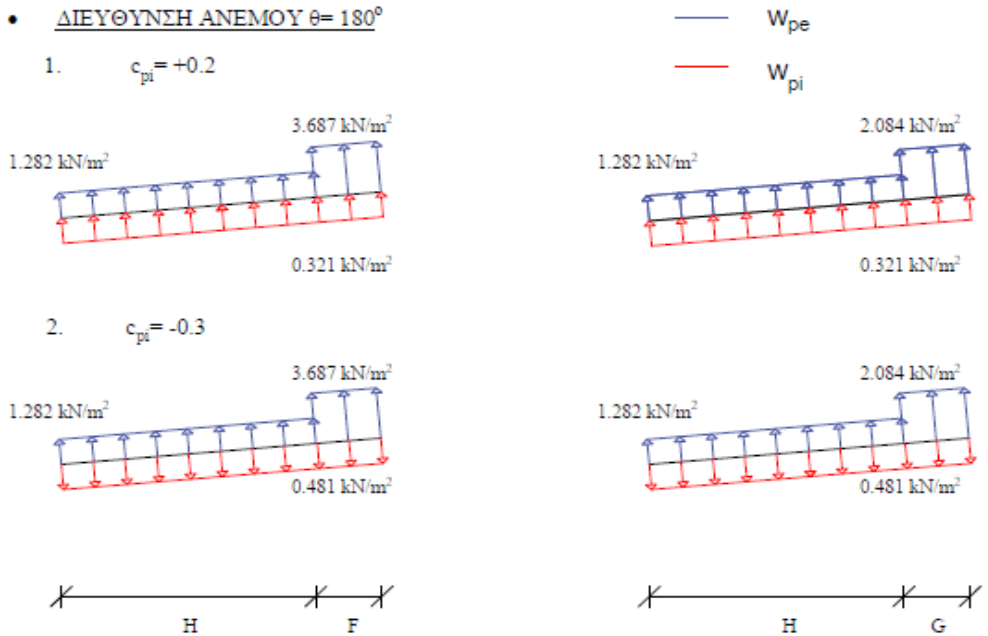
4. $c_{pi} = -0.3$ και $c_{pe} = +0.00$



Σχήμα 2.23: Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις επί της στέγης για διεύθυνση $\theta = 0^\circ$.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΕΓΗ

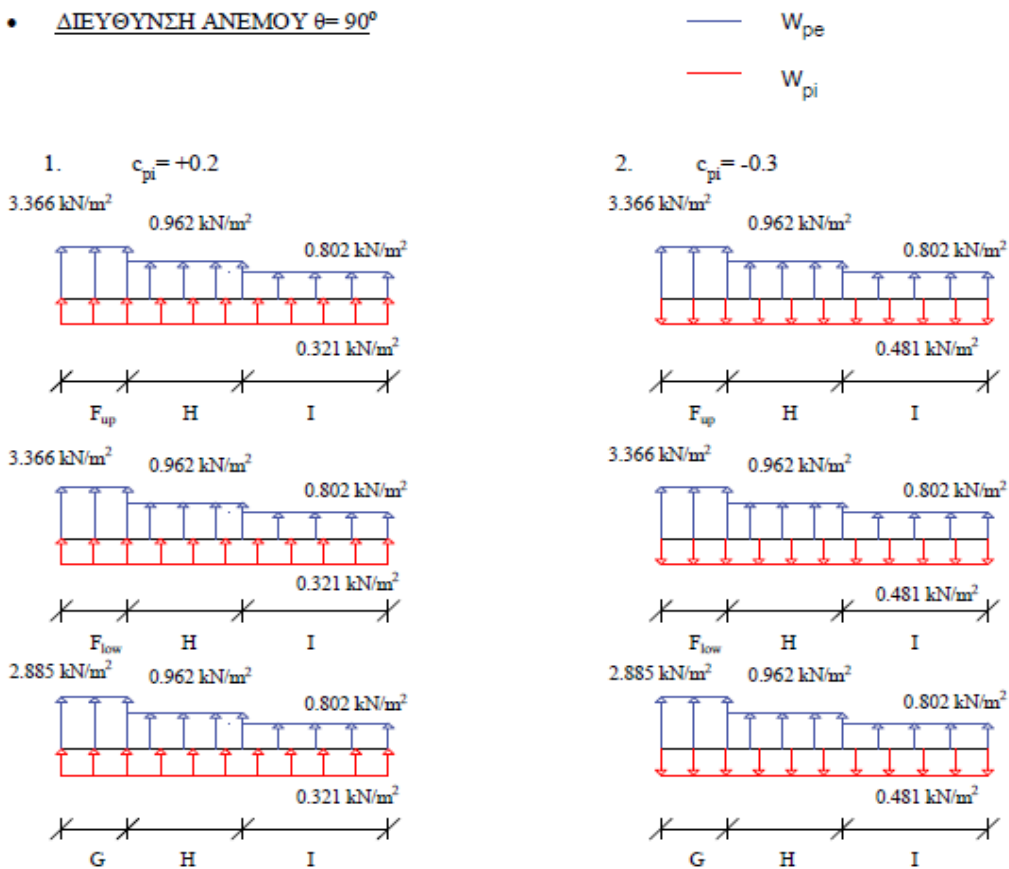
- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta=180^\circ$



Σχήμα 2.24: Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις επί της στέγης για διεύθυνση $\theta=180^\circ$.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΕΓΗ

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta=90^\circ$



Σχήμα 2.25: Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις επί της στέγης για διεύθυνση $\theta=90^\circ$.

Δράσεις ανέμου επί του πολυώροφου τμήματος

Α) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΙΕΣΗΣ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ

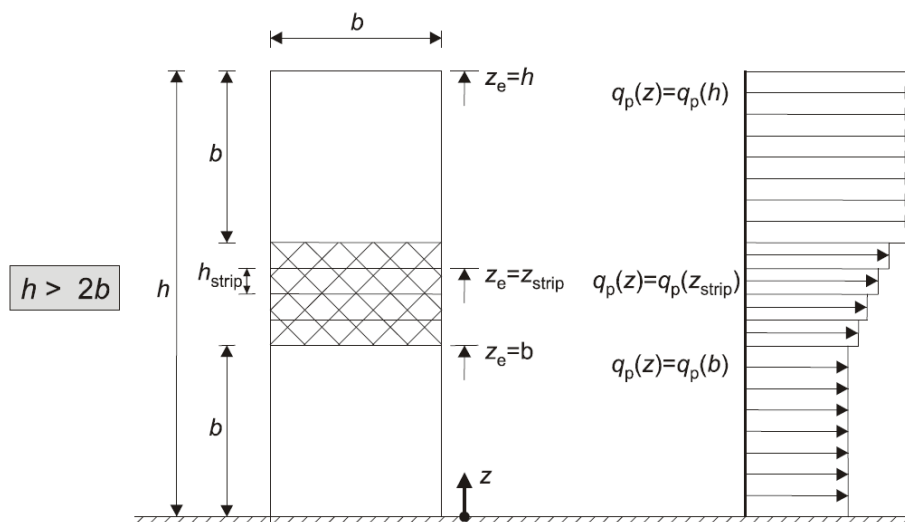
1. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

- Ύψος αναφοράς

Έχουμε: $h=31.22\text{m}$, $b=12.20\text{m}$, $d=10.60\text{m}$

Επειδή $h > 2 \cdot b = 2 \cdot 12.20 = 24.40$, άρα από παράγραφο §7.2.2 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 διακρίνουμε τρία ύψη αναφοράς:

1. $z_e = b = 12.20\text{m}$
2. $z_e = h - b = 19.02\text{m}$
3. $z_e = h = 31.22\text{m}$



Σχήμα 2.26: Ύψη αναφοράς για $h > 2 \cdot b$.

- Συντελεστής τραχύτητας, $c_r(z)$

Από τις Εξισώσεις (2.6) και (2.7), προκύπτει:

$$c_r(12.20) = 1.044$$

$$c_r(19.02) = 1.129$$

$$c_r(31.22) = 1.223$$

- Συντελεστής αναγλύφου, $c_o(z)$

Επειδή η μορφολογία του εδάφους μας είναι άγνωστη θεωρούμε επίπεδο έδαφος με συντελεστή αναγλύφου $c_o(z) = 1.00$

- Μέση ταχύτητα ανέμου v_m

Από την Εξίσωση (2.8), προκύπτει:

$$v_m(12.20) = 34.452\text{m/s}$$

$$v_m(19.02) = 37.257\text{m/s}$$

$$v_m(31.22) = 40.359\text{m/s}$$

- Ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$

Από την Εξίσωση (2.9), προκύπτει:

$$I_v(12.20) = 0.182$$

$$I_v(19.02) = 0.168$$

$$I_v(31.22) = 0.155$$

- Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Από την Εξίσωση (2.10), προκύπτει:

$$q_p(12,20) = 1,687 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(19,02) = 1,888 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(31,22) = 2,123 \text{ kN/m}^2$$

2. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

- Ύψος αναφοράς

Έχουμε: $h=31,22\text{m}$, $b=10,60\text{m}$, $d=12,20\text{m}$

Επειδή $h > 2 \cdot b = 2 \cdot 10,60 = 21,20$, άρα από παράγραφο § 7.2.2 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 διακρίνουμε τρία ύψη αναφοράς:

1. $z_e = b = 10,60\text{m}$

2. $z_e = h - b = 20,62\text{m}$

3. $z_e = h = 31,22\text{m}$

- Συντελεστής τραχύτητας, $c_r(z)$

Για κατηγορία εδάφους II έχουμε $z_o=0,05\text{m}$ και $z_{min}=2,00\text{m}$. Επειδή $z_{min} < z_e < z_{max}$, (όπου $z_{max}=200\text{m}$) από τις Εξισώσεις (2.6) και (2.7) προκύπτει:

$$c_r(10,60) = 1,018$$

$$c_r(20,62) = 1,144$$

$$c_r(31,22) = 1,223$$

- Συντελεστής αναγλύφου, $c_o(z)$

Επειδή η μορφολογία του εδάφους μας είναι άγνωστη θεωρούμε επίπεδο έδαφος με συντελεστή αναγλύφου $c_o(z) = 1,00$.

- Μέση ταχύτητα ανέμου v_m

Από την Εξίσωση (2.8), προκύπτει:

$$v_m(10,60) = 33,594 \text{ m/s}$$

$$v_m(20,62) = 37,752 \text{ m/s}$$

$$v_m(31,22) = 40,359 \text{ m/s}$$

- Ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$

Από την Εξίσωση (2.9), προκύπτει:

$$I_v(10,60) = 0,187$$

$$I_v(20,62) = 0,166$$

$$I_v(31,22) = 0,155$$

- Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Από την Εξίσωση (2.10), προκύπτει:

$$q_p(10,60) = 1,629 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(20,62) = 1,926 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(31,22) = 2,123 \text{ kN/m}^2$$

Β) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

1. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

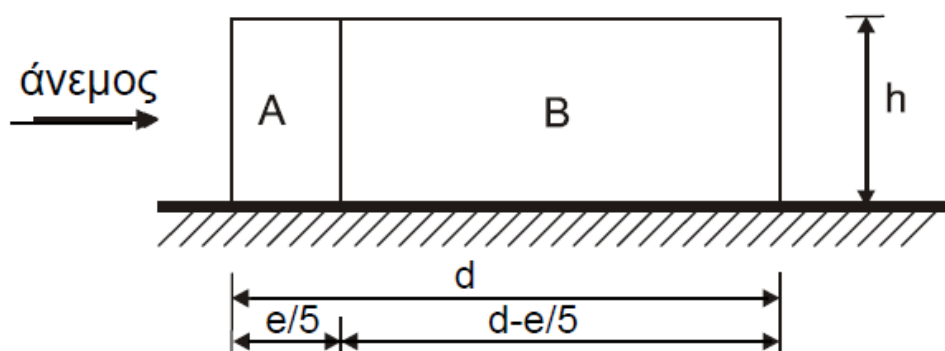
- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(12.20; 2 \cdot 31.22) = 12.20\text{m} > d = 10.60\text{m}$

$$h/d = 31.22/10.60 = 2.945$$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$ άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$

Όψη για $e \geq d$



Σχήμα 2.27: Καθορισμός ζωνών Α και Β, ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου, για $e \geq d$.

Με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους, προκύπτει ο Πίνακας 2.14.

Πίνακας 2.14: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε κατακόρυφους τοίχους, για $\theta=0^\circ$.

	ZΩΝΗ	A	B	D	E
h/d	5	-1.2	-0.8	+0.8	-0.7
	1	-1.2	-0.8	+0.8	-0.5
	2.945	-1.2	-0.8	+0.8	-0.597

- Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων
- Από την Εξίσωση (2.11), προκύπτει ο Πίνακας 2.15.

Πίνακας 2.15: Εξωτερικές πιέσεις w_e σε κατακόρυφους τοίχους, για $\theta=0^\circ$.

	ZΩΝΗ	A	B	D	E
w_e	$w_e(12.20)$	-2.024	-1.350	+1.350	-1.007
	$w_e(19.02)$	-2.266	-1.510	+1.510	-1.127
	$w_e(31.22)$	-2.548	-1.698	+1.698	-1.267

2. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

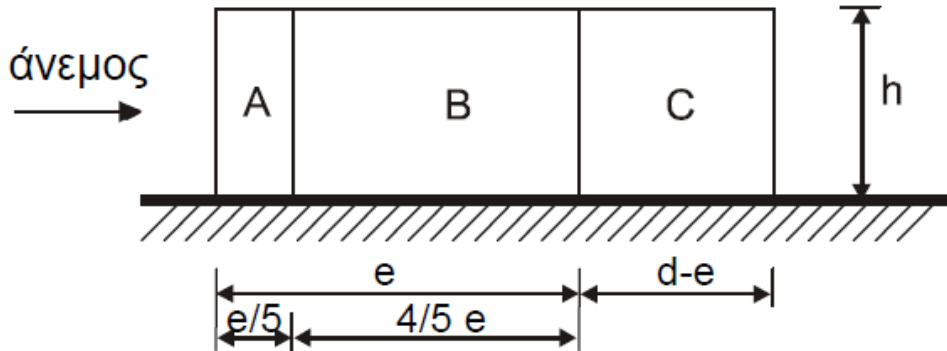
- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(10.60; 2 \cdot 31.22) = 10.60\text{m} < d = 12.20\text{m}$

$$h/d = 31.22/12.20 = 2.559$$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$ άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$

Όψη για $e < d$



Σχήμα 2.28: Καθορισμός ζωνών A, B και C, ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου, για $e < d$.

Με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους, προκύπτει ο Πίνακας 2.16.

Πίνακας 2.16: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε κατακόρυφους τοίχους, για $\theta=90^\circ$.

	ZΩΝΗ	A	B	C	D	E
h/d	5	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.7
	1	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.5
	2.559	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.578

- Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων
- Από την Εξίσωση (2.11), προκύπτει ο Πίνακας 2.17.

Πίνακας 2.17: Εξωτερικές πιέσεις w_e σε κατακόρυφους τοίχους, για $\theta=0^\circ$.

	ZΩΝΗ	A	B	C	D	E
w_e	$w_e(10.60)$	-1.955	-1.303	-0.815	+1.303	-0.942
	$w_e(20.62)$	-2.311	-1.541	-0.963	+1.541	-1.113
	$w_e(31.22)$	-2.548	-1.698	-1.062	+1.698	-1.227

Γ) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

1. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

- Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Από τις κανονιστικές διατάξεις προτείνεται να λαμβάνονται και οι δύο περιπτώσεις φορτίσεως ($c_{pi}= +0.2$ και $c_{pi}= -0.3$) εφόσον δεν υπάρχει δεσπόζουσα πλευρά ανοιγμάτων της κατασκευής και να συνδυάζονται με τις εξωτερικές πιέσεις

- Εσωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων

Από την Εξίσωση (2.12), προκύπτει:

Για $c_{pi}= +0.2$ έχουμε: $w_i(12.20)= +0.337\text{kN/m}^2$

$$w_i(19.02)= +0.378\text{kN/m}^2$$

$$w_i(31.22)= +0.425\text{kN/m}^2$$

Για $c_{pi}= -0.3$ έχουμε: $w_i(12.20)= -0.506\text{kN/m}^2$

$$w_i(19.02)= -0.566\text{kN/m}^2$$

$$w_i(31.22)= -0.637\text{kN/m}^2$$

2. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

- Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Όμοια με πριν λαμβάνουμε $c_{pi}= +0.2$ και $c_{pi}= -0.3$.

- Εσωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων

Από την Εξίσωση (2.12), προκύπτει:

Για $c_{pi}= +0.2$ έχουμε: $w_i(10.60)= +0.326\text{kN/m}^2$

$$w_i(20.62)= +0.385\text{kN/m}^2$$

$$w_i(31.22)= +0.425\text{kN/m}^2$$

Για $c_{pi}= -0.3$ έχουμε: $w_i(10.60)= -0.489\text{kN/m}^2$

$$w_i(20.62)= -0.578\text{kN/m}^2$$

$$w_i(31.22)= -0.637\text{kN/m}^2$$

Ακολουθούν σχηματικά περιπτώσεις φορτίσεων ανέμου σε κατακόρυφους τοίχους, ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta = 0^\circ$

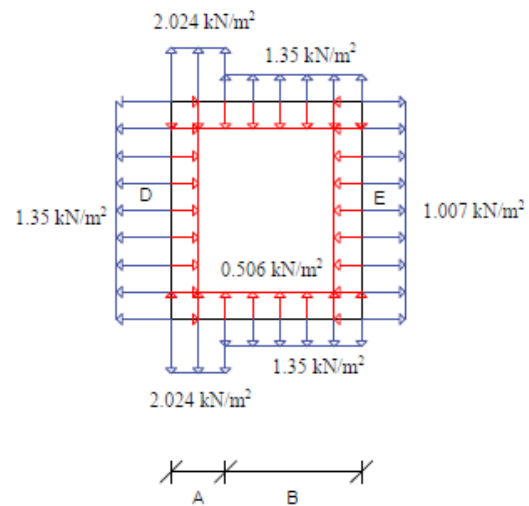
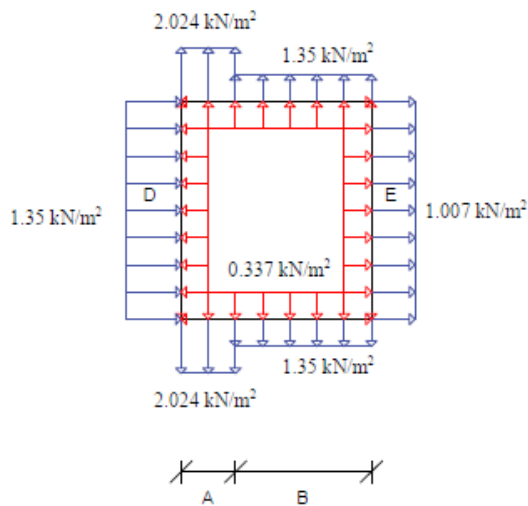
$z_e = 12.20\text{m}$

— W_{pe}

— W_{pi}

1. $c_{pi} = +0.2$

2. $c_{pi} = -0.3$



ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta = 0^\circ$

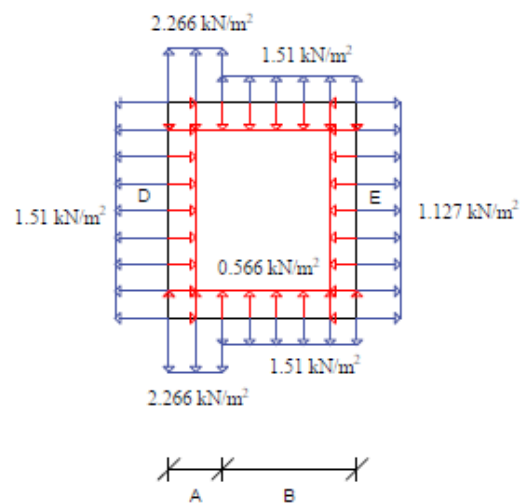
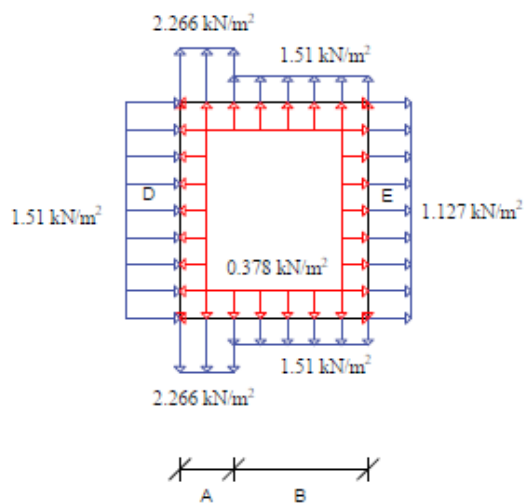
$z_e = 19.02\text{m}$

— W_{pe}

— W_{pi}

1. $c_{pi} = +0.2$

2. $c_{pi} = -0.3$



Σχήμα 2.29: Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους για $\theta = 0^\circ$.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta = 0^\circ$

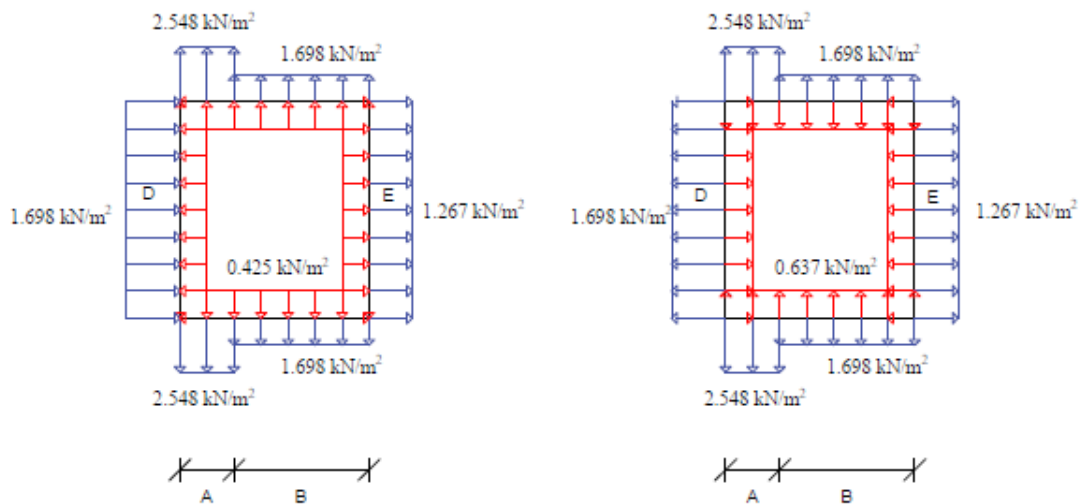
$z_e = 31.22\text{m}$

— W_{pe}

— W_{pi}

1. $c_{pi} = +0.2$

2. $c_{pi} = -0.3$



Σχήμα 2.30: Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους για $\theta=0^\circ$.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta = 90^\circ$

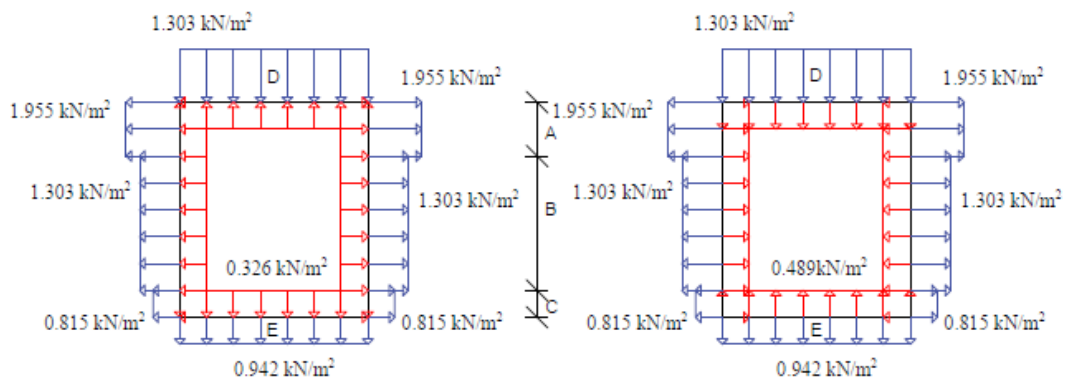
$z_e = 10.60\text{m}$

— W_{pe}

— W_{pi}

1. $c_{pi} = +0.2$

2. $c_{pi} = -0.3$



Σχήμα 2.31: Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους για $\theta=90^\circ$.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta = 90^\circ$

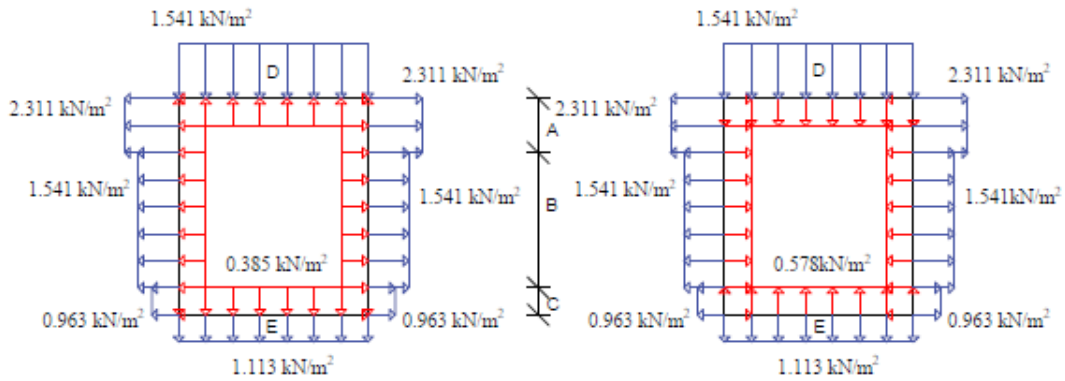
$z_e = 20.62\text{m}$

— W_{pe}

— W_{pi}

1. $c_{pi} = +0.2$

2. $c_{pi} = -0.3$



ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta = 90^\circ$

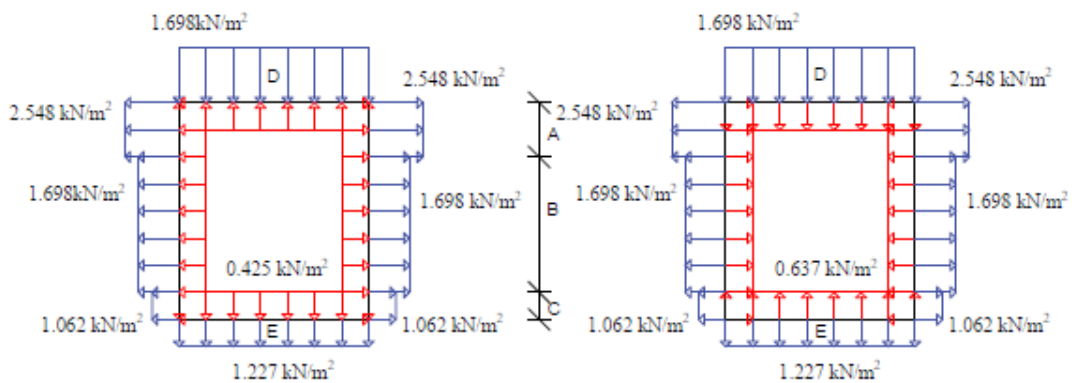
$z_e = 31.22\text{m}$

— W_{pe}

— W_{pi}

1. $c_{pi} = +0.2$

2. $c_{pi} = -0.3$



Σχήμα 2.32: Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους για $\theta=90^\circ$.

Δ) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ

Η στέγη του πολυώροφου τμήματος είναι μονοκλινής με $\alpha=5^\circ(>0)$ και επομένως ο υπολογισμός των φορτίων έγινε σύμφωνα με την παράγραφο §7.2.4 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4.

1. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Ύψος αναφοράς: $z_e = h = 31.22\text{m}$

$e = \min(b; 2 \cdot h) = \min(12.20; 2 \cdot 31.22) = 12.20\text{m} > d = 10.60\text{m}$

Εμβαδά ζωνών: $A_F = 3.735 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$

$A_G = 7.47 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$

$A_H = 114.87 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

Συνεπώς για τη ζώνη H, θα χρησιμοποιηθεί ο συντελεστής $c_{pe,10}$, ενώ για τις ζώνες F και G, σύμφωνα με την παράγραφο §7.2.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 θα υπολογιστούν οι συντελεστές c_{pe} από την παρακάτω σχέση:

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A, \quad (2.13)$$

, όπου $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$

Επομένως από την παραπάνω σχέση και σύμφωνα με τον πίνακα 7.3.a του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλινείς στέγες, προκύπτει ο Πίνακας 2.18.

Πίνακας 2.18: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε στέγη, για $\theta=0^\circ$.

ZΩΝΗ	F	G	H
c_{pe}	-2.042 +0.00	-1.301 +0.00	-0.60 +0.00

- Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης

Από την Εξίσωση (2.11), προκύπτει ο Πίνακας 2.19:

Πίνακας 2.19: Εξωτερικές πιέσεις w_e σε στέγη, για $\theta=0^\circ$.

ZΩΝΗ	F	G	H
w_e	-4.335 +0.00	-2.762 +0.00	-1.274 +0.00

2. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=180^\circ$

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Τα δεδομένα είναι τα ίδια με την περίπτωση του ανέμου με διεύθυνση $\theta=0^\circ$, επομένως από την Εξίσωση (2.13) και σύμφωνα με τον πίνακα 7.3.α του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλινείς στέγες, προκύπτει ο Πίνακας 2.20.

Πίνακας 2.20: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε στέγη, για $\theta=180^\circ$.

ZΩNH	F	G	H
c_{pe}	-2.386	-1.389	-0.80

- Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης

Από την Εξίσωση (2.11), προκύπτει ο Πίνακας 2.21:

Πίνακας 2.21: Εξωτερικές πιέσεις w_e σε στέγη, για $\theta=180^\circ$.

ZΩNH	F	G	H
w_e	-4.335	-2.762	-1.274

3. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Ύψος αναφοράς: $z_e = h = 31.22$ m

$$e = \min(b; 2 \cdot h) = \min(10.60; 2 \cdot 31.22) = 10.60 \text{ m} < d = 12.20 \text{ m}$$

$$\text{Εμβαδά ζωνών: } A_{F_{up}} = 2.82 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$A_{Flow} = 2.82 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$A_G = 5.639 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$A_H = 45.12 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$A_I = 73.42 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Συνεπώς για τη ζώνη H και I, θα χρησιμοποιηθεί ο συντελεστής $c_{pe,10}$, ενώ για τις ζώνες F_{up} , F_{low} και G, σύμφωνα με την παράγραφο §7.2.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 θα υπολογιστούν οι συντελεστές c_{pe} από την Εξίσωση (2.13) και σύμφωνα με τον πίνακα 7.3.α του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλινείς στέγες, προκύπτει ο Πίνακας 2.22:

Πίνακας 2.22: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε στέγη, για $\theta=90^\circ$.

ZΩNH	F_{up}	F_{low}	G	H	I
c_{pe}	-2.375	-2.265	-1.85	-0.60	-0.5

- Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης
Από την Εξίσωση (2.11), προκύπτει ο Πίνακας 2.23:

Πίνακας 2.23: Εξωτερικές πιέσεις w_e σε στέγη, για $\theta=90^\circ$.

ΖΩΝΗ	F_{up}	F_{low}	G	H	I
w_e	-5.042	-4.809	-3.928	-1.274	-1.062

Ε) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ

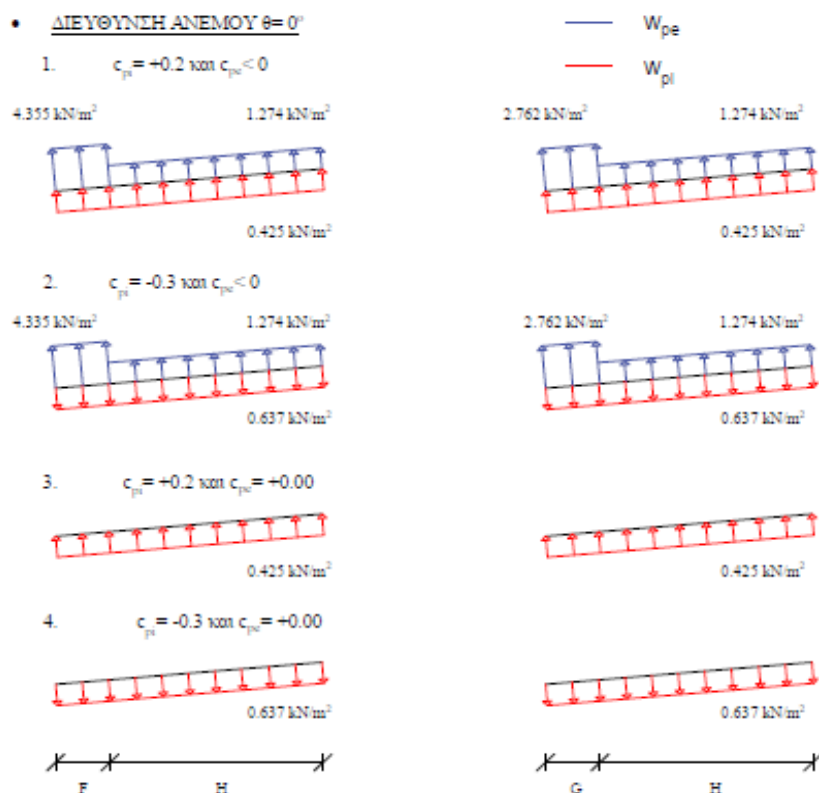
Από τη στιγμή που οι εσωτερικές πιέσεις εξαρτώνται από την πίεση ταχύτητας αιχμής και τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης, θα προκύψουν ίδιες για κάθε διεύθυνση ανέμου, και θα είναι ομοιόμορφα κατανομημένες στην επιφάνεια της στέγης. Επομένως, από την Εξίσωση (2.12), προκύπτει:

Για $c_{pi}= +0.2$ έχουμε: $w_i(31.22)= +0.425\text{kN/m}^2$

Για $c_{pi}= -0.3$ έχουμε: $w_i(31.22)= -0.637\text{kN/m}^2$

Ακολουθούν σχηματικά περιπτώσεις φορτίσεων ανέμου στη στέγη, ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου.

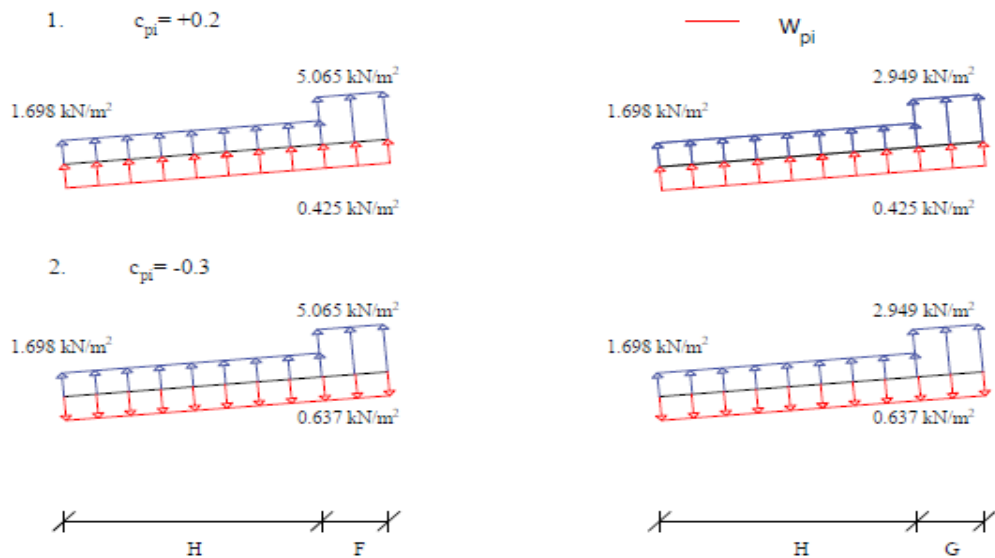
ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΕΓΗ



Σχήμα 2.33: Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις επί της στέγης για διεύθυνση $\theta=0^\circ$.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΕΓΗ

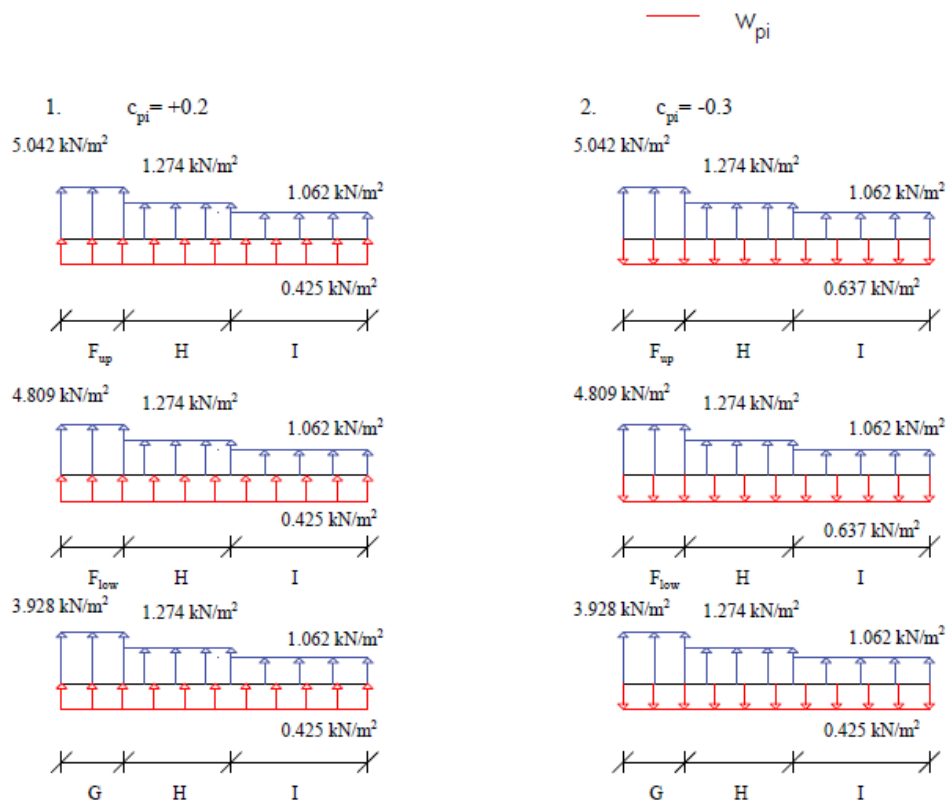
- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta=180^\circ$



Σχήμα 2.34: Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις επί της στέγης για διεύθυνση $\theta=180^\circ$.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΕΓΗ

- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta=90^\circ$



Σχήμα 2.35: Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις επί της στέγης για διεύθυνση $\theta=90^\circ$.

2.3.6 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές (κυρίως λόγω μεγέθους), χωρίς όμως αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Η χώρα μας βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια, οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN 1998-1, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση την γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης :

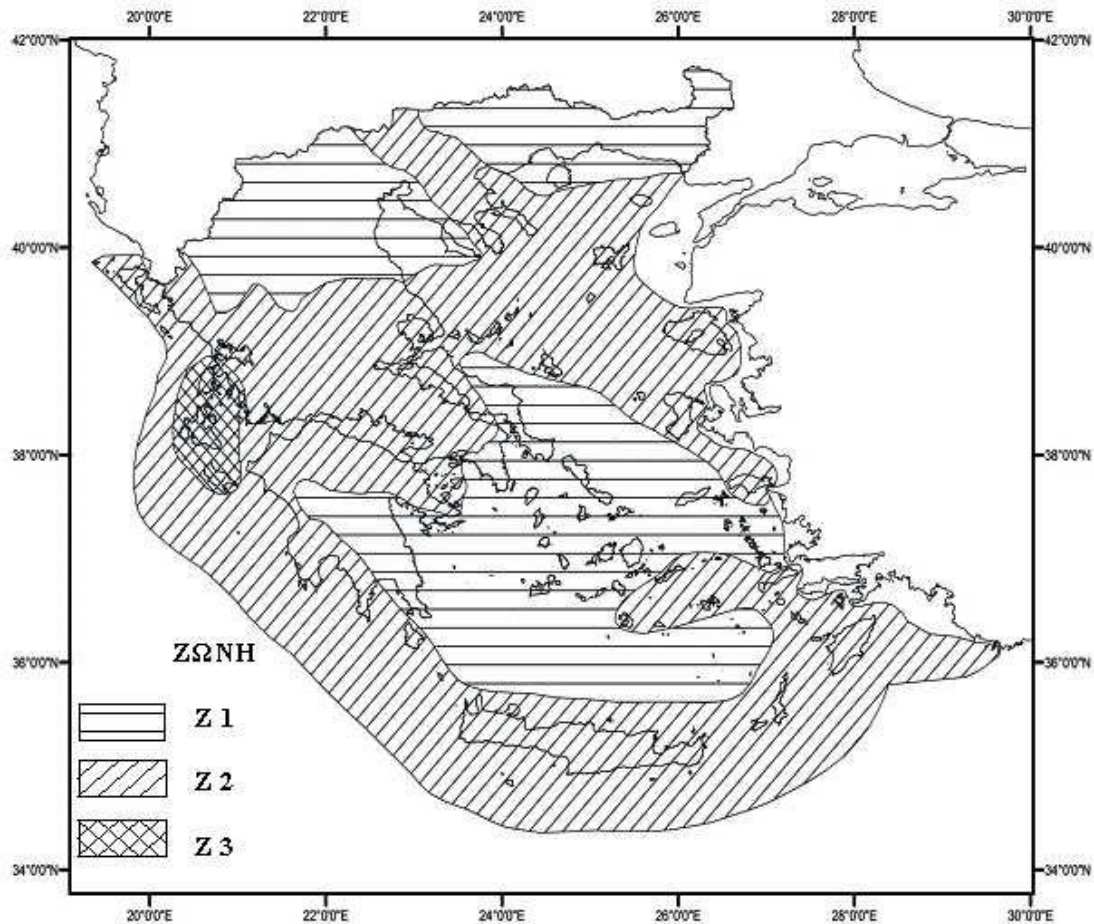
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Στην παρούσα εργασία, η μελέτη της κατασκευής έναντι σεισμού πραγματοποιήθηκε μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis.

1. Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μια μόνο παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση a_{gr} και καθορίζεται ανάλογα με τη Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η χώρα μας χωρίζεται σε τρεις Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (Z1, Z2, Z3) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης $P_{NCR}=10\%$ στα 50 έτη (ή περίοδο επαναφοράς $T_{NCR}=457$ έτη).

Για την παρούσα κατασκευή, η οποία βρίσκεται στο Μαντούδι Ευβοίας και συγκεκριμένα στο Δήμο Κηρέως, γίνεται η θεώρηση πως βρίσκεται στη Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, με βάση το Σχήμα 2.25.



Σχήμα 2.25: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.

2. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης a_{gr} που έχει ληφθεί με βάση τον χάρτη ζωνών από τον Ευρωκώδικα EN 1998-1 NA, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης $P_{NCR} = 10\%$ στα 50 έτη, με βάση τη σχέση $a_{gr} = a \cdot g$. Για Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $a_{gr} = 0.24g$.

Πίνακας 2.24: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους.

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

3. Προσδιορισμός της Κατηγορίας Εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A, B, C, D και E. Το παρόν κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 του Ευρωκώδικα EN 1998-1. Ο συγκεκριμένος πίνακας καθορίζει την κατηγορία του εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν .

Οι τιμές των παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης, δίνονται από τον Πίνακα 2.25:

Πίνακας 2.25: Παράμετροι φασμάτων ελαστικής απόκρισης.

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

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα για έδαφος κατηγορίας B θα έχουμε :

$S=1.20$, $T_B=0.15\text{sec}$, $T_C=0.50\text{sec}$ και $T_D=2.50\text{sec}$

4. Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_i . Στην περίπτωση μας, η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κτλ.). Ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_i=1.00$ και προκύπτει από τον Πίνακα 2.26.

Πίνακας 2.26: Συντελεστής σπουδαιότητας κατασκευής.

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_i	0.80	1.00	1.20	1.40

5. Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς , σε

σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα . Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίνονται στον παρακάτω πίνακα, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος.

Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων. Στην παρούσα μελέτη θεωρήθηκε σημαντικό να περιοριστούν οι σεισμικές βλάβες λόγω της ύπαρξης των *silos* και χρησιμοποιήθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=1.5$. Ως αποτέλεσμα δε χρειάζεται να εφαρμοσθούν οι πρόσθετες διατάξεις για τον ικανοτικό σχεδιασμό του κτιρίου.

Πίνακας 2.27: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη.

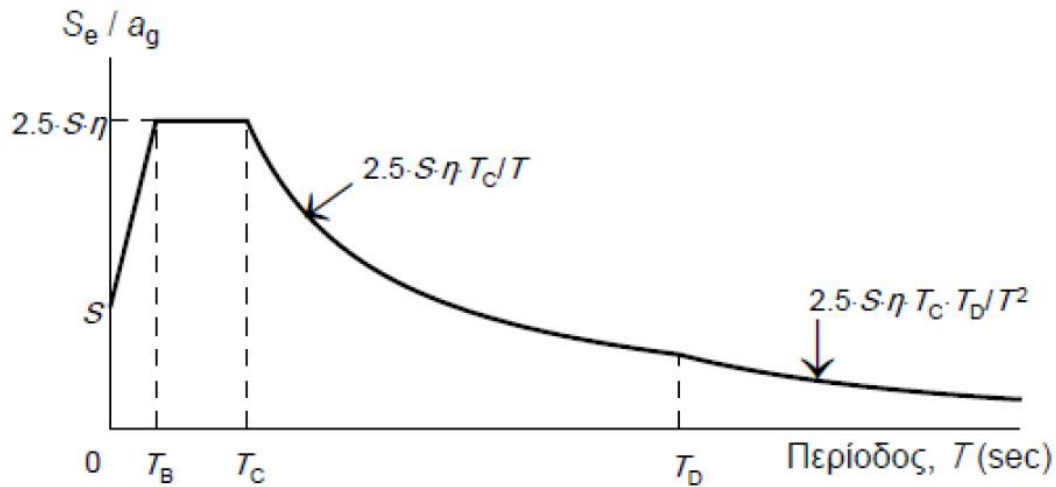
ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρος συνδέσμους	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
ε) 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 Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2 Βλέπε Κεφάλαιο 7 4	2 $5\alpha_w/\alpha_1$

6. Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού για τις οριζόντιες και κατακόρυφες συνιστώσες του σεισμού. Για την κατασκευή των φασμάτων έγιναν λοιπόν οι ακόλουθες παραδοχές :

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 (επιτάχυνση $a_{gr}=0.24g$)
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια) με $\gamma_i=1.00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς και για τα δύο τμήματα $q=1.50$
- Απόσβεση $\zeta=5\%$

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



Σχήμα 2.26: Φασματική επιτάχυνση.

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right), \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.14)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2,5}{q} \right), \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.15)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \right) \geq \beta \cdot a_g, \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.16)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2,5}{q} \right) \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \geq \beta \cdot a_g, \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec} \quad (2.17)$$

όπου:

$S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A
($a_g = \gamma_i \cdot a_{gr}$)

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D	είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
S	είναι ο συντελεστής εδάφους
Q	είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
β	είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN 1998-1 NA παράγραφος §3.2.2.5(4)P προκύπτει, $\beta=0.20$.

2.3.7 Συνδυασμοί δράσεων

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω δύο

κατηγορίες :

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κτλ), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κτλ) που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν παρατηρούνται πλέον οι καθορισμένες απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Οι καταστάσεις αυτές (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας. Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων, για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση, προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίστηκαν οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν επ' αυτής, όπως παρουσιάστηκαν στο παραπάνω κεφάλαιο. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για καθεμία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές)

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

όπου "+" σημαίνει "επαλληλία με"

$G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$: χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i

P : χαρακτηριστική τιμή προέντασης

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

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

γ_p : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

$\psi_{0,i}$: συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1990)

Οι τιμές του γ που προτείνονται για τους ελέγχους είναι οι ακόλουθες:

$\gamma_{G,j} = 1.35$, όπου είναι δυσμενής και 1.00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,I} = 1.50$, όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i} = 1.50$, όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

Ο βασικός έλεγχος μιας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωση μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης πραγματοποιείται με την ανίσωση :

$$E_d \leq R_d$$

όπου E_d : η τιμή του σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων, π.χ. Εντατικό μέγεθος (N, M, V) ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη.

R_d : η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (για καταστάσεις σεισμού)

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

όπου "+" σημαίνει "επαλληλία με"

$G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

$Q_{k,i}$: χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i

P : χαρακτηριστική τιμή προέντασης

A_{Ed} : τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\psi_{2,i}$: συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1990)

Πίνακας 2.28: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτιριακά έργα

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (χαρακτηριστικός συνδυασμός)

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

Θα ελέγχεται ότι: $E_d \leq C_d$

όπου C_d : η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας
 E_d : η τιμή του σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα είναι οι εξής:

- $\psi_0 = 0,7$, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (κινητά) (EN 1991-1-1)
- $\psi_0 = 0,6$, φορτία ανέμου σε κτίρια (EN 1991-1-4)
- $\psi_0 = 0,5$, φορτία χιονιού σε κτίρια (EN 1991-1-3)
- $\psi_2 = 0,6$, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (κινητά) (EN 1991-1-1)

- $\psi_2 = 0$, φορτία ανέμου σε κτίρια (EN 1991-1-4)
- $\psi_2 = 0$, φορτία χιονιού σε κτίρια (EN 1991-1-3)

Συνδυασμοί δράσεων για το μονώροφο κτίριο

Θα συμβολίζονται με G τα μόνιμα φορτία του φορέα, με Q τα κινητά φορτία (που για το συγκεκριμένο κτίριο έχουμε λάβει υπόψη μόνο τα φορτία στέγης), με W τα φορτία ανέμου και S τα φορτία χιονιού. Επομένως οι συνδυασμοί φορτίσεων θα εκφράζονται μέσω των παρακάτω χαρακτηριστικών εξισώσεων:

Οριακή κατάσταση αστοχίας (για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές) :

a) Δυσμενής Συνδυασμός:

1. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W + 1.50 \cdot 0.70 \cdot Q + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S$
2. Βασικό μεταβλητό το χιόνι: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot S + 1.50 \cdot 0.70 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.60 \cdot W$

b) Ευμενής Συνδυασμός:

1. $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$

Οριακή κατάσταση αστοχίας (για καταστάσεις σεισμού):

1. $G + A_{ED}$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας :

1. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος: $G + W + 0.70 \cdot Q + 0.50 \cdot S$
2. Βασικό μεταβλητό το χιόνι: $G + S + 0.70 \cdot Q + 0.60 \cdot W$

Συνδυασμοί δράσεων για το πολώροφο κτίριο

Θα συμβολίζονται με G τα μόνιμα φορτία του φορέα, με Q τα κινητά φορτία, με W τα φορτία ανέμου και S τα φορτία χιονιού. Επομένως οι συνδυασμοί φορτίσεων θα εκφράζονται μέσω των παρακάτω χαρακτηριστικών εξισώσεων:

Οριακή κατάσταση αστοχίας :

a) Δυσμενής Συνδυασμός:

1. Βασικό μεταβλητό τα κινητά: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 1.50 \cdot 0.60 \cdot W + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S$
2. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W + 1.50 \cdot 0.70 \cdot Q + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S$
3. Βασικό μεταβλητό το χιόνι: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot S + 1.50 \cdot 0.70 \cdot Q + 1.50 \cdot 0.60 \cdot W$

b) Ευμενής Συνδυασμός:

1. $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$

Οριακή κατάσταση αστοχίας (για καταστάσεις σεισμού):

1. $G + A_{ED} + 0.60 \cdot Q$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας :

1. Βασικό μεταβλητό τα κινητά: $G + Q + 0.60 \cdot W + 0.50 \cdot S$
2. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος: $G + W + 0.70 \cdot Q + 0.50 \cdot S$
3. Βασικό μεταβλητό το χιόνι: $G + S + 0.70 \cdot Q + 0.60 \cdot S$

Η σεισμική δύναμη A_{ED} υπολογίζεται από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis, ως συνδυασμός τριών σεισμικών συνιστωσών, για κάθε άξονα του χώρου x, y, z.

Συγκεκριμένα για τις κατασκευές μας χρησιμοποιήθηκαν τα εξής loadcases:

1. *DL1*: Μόνιμα φορτία λόγω ιδίου βάρους των μελών της κατασκευής.
2. *DL2*: Πρόσθετα μόνιμα φορτία λόγω ιδίου βάρους των επικαλύψεων στέγης και κατακόρυφων τοίχων καθώς και της σχάρας δαπέδου.
3. *DL3*: Πρόσθετα μόνιμα φορτία λόγω μηχανολογικού εξοπλισμού και βάρους των σιλό.
4. *LL1*: Κινητά φορτία ορόφων(πολυώροφο κτίριο), καθώς και κινητά φορτία στέγης
5. *SN1*: Φορτία χιονιού.
6. *WE0*: Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=0^\circ$ (εκτός της στέγης).
7. *WE0STEGI*: Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=0^\circ$ (μόνο για τη στέγη).
8. *WE180*: Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=180^\circ$.
9. *WE90*: Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=90^\circ$.
10. *WE270*: Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=270^\circ$.
11. *WI0_180+0.2*: Φόρτιση λόγω εσωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=0^\circ$ και $\theta=180^\circ$ για $c_{pi}=+0.2$.
12. *WI0_180-0.3*: Φόρτιση λόγω εσωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=0^\circ$ και $\theta=180^\circ$ για $c_{pi}=-0.3$.
13. *WI90_270+0.2*: Φόρτιση λόγω εσωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=90^\circ$ και $\theta=270^\circ$ για $c_{pi}=+0.2$.
14. *WI90_270-0.3*: Φόρτιση λόγω εσωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=90^\circ$ και $\theta=180^\circ$ για $c_{pi}=-0.3$.

Με βάση τα παραπάνω loadcases προκύπτουν οι πίνακες συνδυασμών φορτίσεων, αντίστοιχα για το μονώροφο και το πολυώροφο κτίριο, οι οποίοι παρατίθενται στο Παράρτημα Α.

3 Στατικό προσομοίωμα

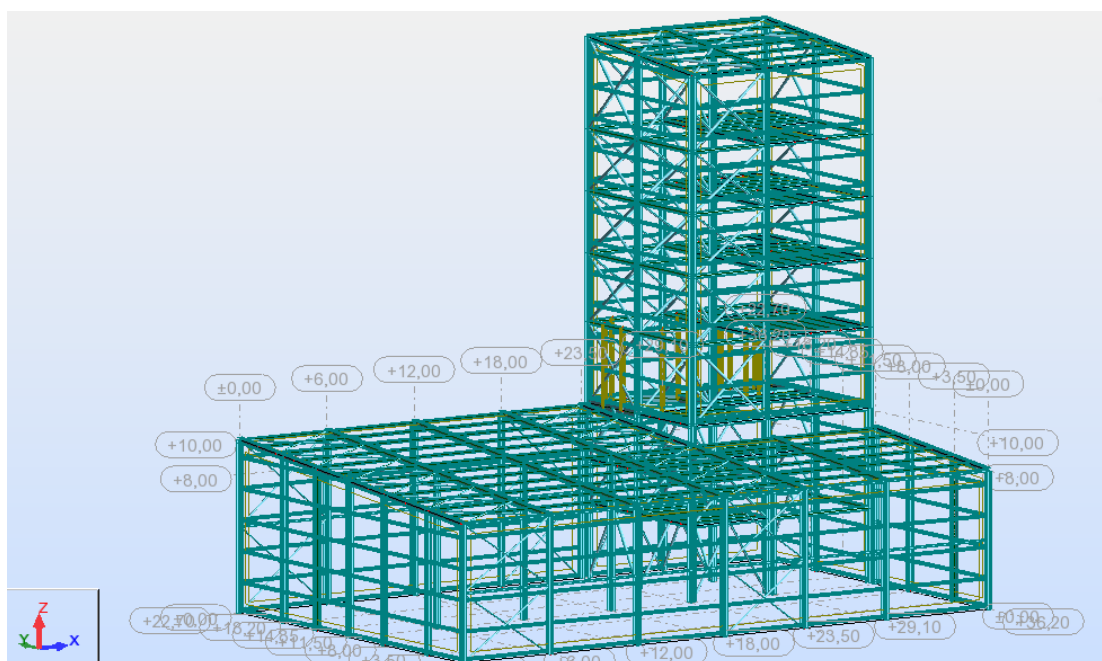
3.1 Γενικά

Όπως ήδη έχει αναφερθεί, η υπό μελέτη κατασκευή αποτελείται από ένα μονώροφο και ένα πολυώροφο τμήμα. Τα δύο αυτά τμήματα λειτουργούν και συμπεριφέρονται εντελώς αυτόνομα με αποτέλεσμα η μελέτη, η ανάλυση και η διαστασιολόγησή τους να πραγματοποιηθεί για το καθένα ξεχωριστά. Ουσιαστικά, η βιομηχανική μονάδα αποτελείται από δύο γειτονικά κτίρια τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με αντισεισμικό αρμό.

Το πρόγραμμα ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση, την ανάλυση και γενικά τη μελέτη της κατασκευής, είναι το Robot Structural Analysis της Autodesk. Στα προσομοιώματα χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά στοιχεία, ενώ οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, ήταν ελαστικές πρώτης τάξεως και για τα δύο τμήματα του συγκροτήματος, αφού μετά την ανάλυση προέκυψε ότι ικανοποιείται ο έλεγχος χρησιμοποίησης ανάλυσης πρώτης τάξεως, δηλαδή $\alpha_{cr} \geq 10$, για ελαστική ανάλυση.

Τα μόνιμα φορτία υπολογίστηκαν αυτόματα από το λογισμικό του προγράμματος, ενώ τα πρόσθετα μόνιμα, τα κινητά φορτία, το φορτίο χιονιού, και τα φορτία ανέμου, εισήχθησαν ως επιφανειακά ή γραμμικά ομοιόμορφα κατανομημένα φορτία τοποθετημένα στα αντίστοιχα δομικά μέλη της κατασκευής (μηκίδες, τεγίδες, υποστυλώματα, δοκοί). Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία του μηχανολογικού εξοπλισμού προσομοιώθηκαν ως συγκεντρωμένα φορτία στα σημεία έδρασης του εκάστοτε μηχανήματος-silo.

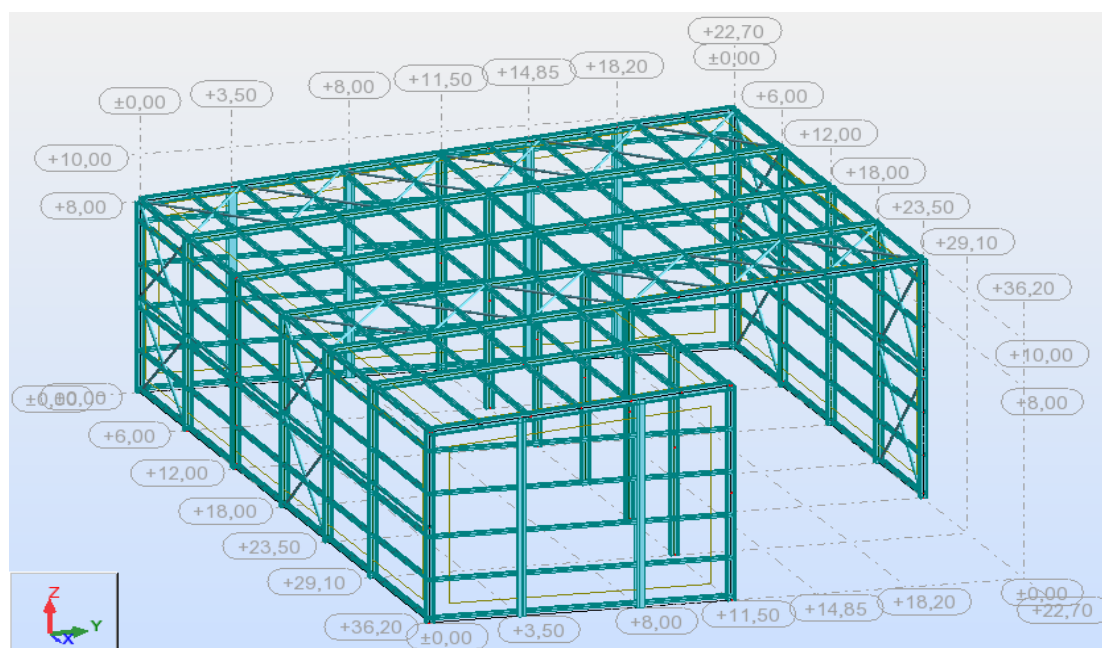
Ακολουθεί η αναλυτική παρουσίαση των στατικών προσομοιωμάτων του κάθε τμήματος.



Σχήμα 3.1: Στατικό προσομοίωμα βιομηχανικού συγκροτήματος.

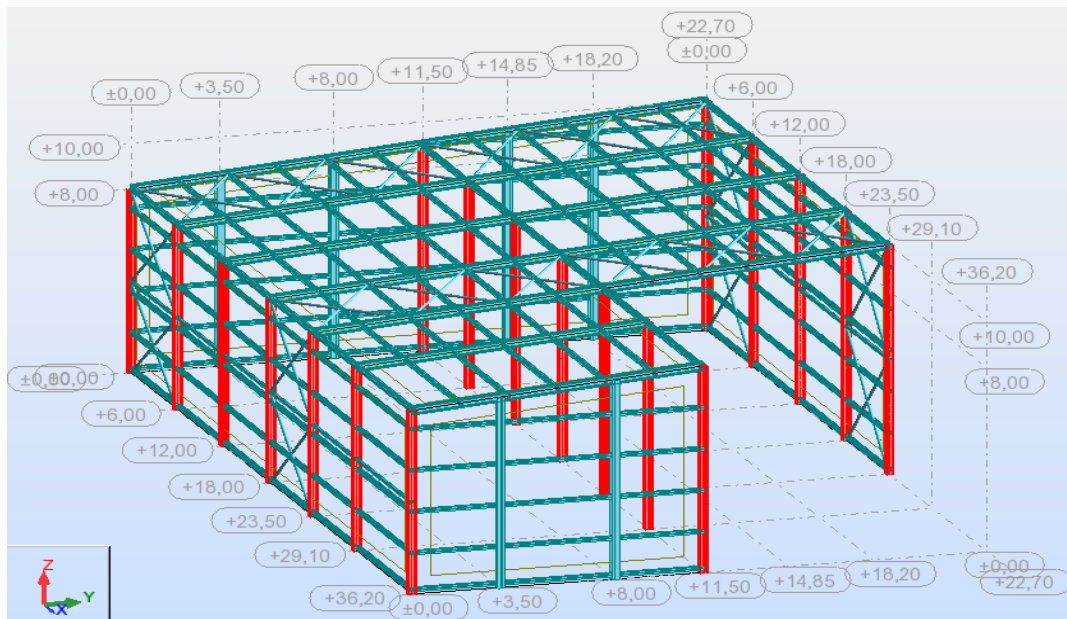
3.2 Στατικό προσομοίωμα μονώροφου τμήματος

Όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 2, η κάτοψη του μονώροφου τμήματος είναι της μορφής Γ. Πιο συγκεκριμένα, κατά τη διεύθυνση X οι διαστάσεις των πλευρών είναι 36.20 και 23.50 m, ενώ κατά τη διεύθυνση Y οι διαστάσεις των πλευρών είναι 22.70 και 11.50 m. Κατά τη διεύθυνση Y, τοποθετούνται πλαίσια των οποίων τόσο οι αποστάσεις μεταξύ τους όσο και τα ανοίγματά τους δεν έχουν σταθερές τιμές λόγω της κατόψεως. Κατά τη διεύθυνση X τοποθετούνται κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, ενώ ταυτόχρονα τοποθετούνται και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στη στέγη. Οι τελευταίοι τοποθετούνται στα αντίστοιχα φατνώματα με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.



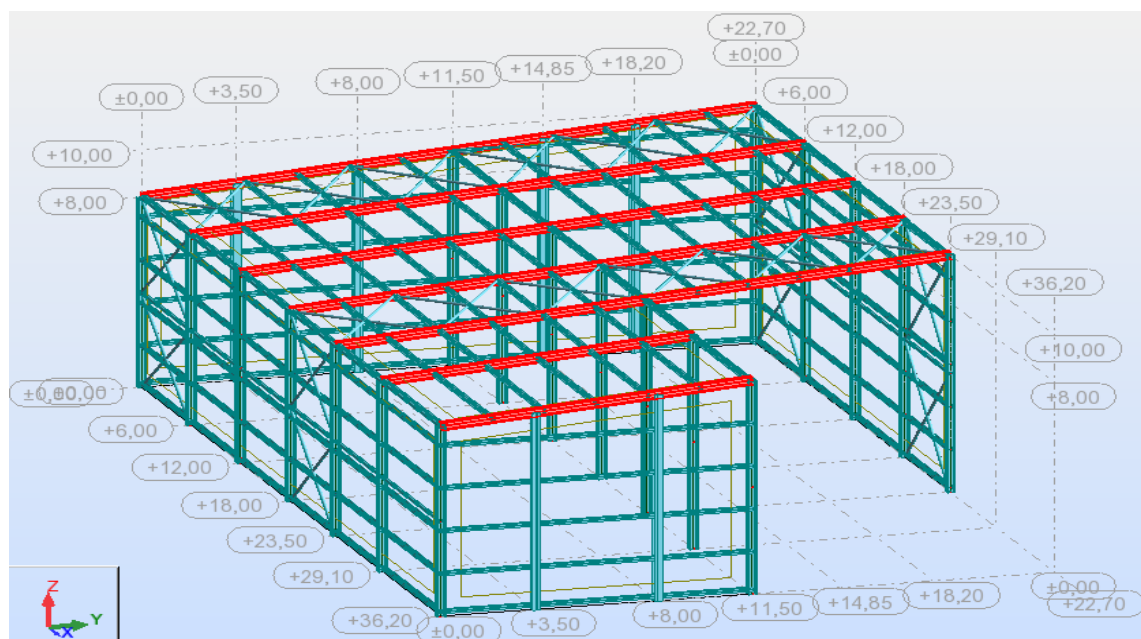
Σχήμα 3.2: Στατικό προσομοίωμα μονώροφου τμήματος.

Τα υποστυλώματα των πλαισίων είναι διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών ΗΕΒ. Η επιλογή πλατύπελμων διατομών ΗΕΒ για τα υποστυλώματα έγινε διότι τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τους προσφέρουν μια πιο ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι λυγισμού, έναντι αξονικών, τεμνουσών δυνάμεων και ροπών. Καθώς στον φορέα προβλέπεται πλαισιακή λειτουργία για την παραλαβή των κατακόρυφων και των οριζόντιων φορτίων ο προσανατολισμός των κύριων αξόνων των υποστυλωμάτων έγινε έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να λειτουργεί εντός του πλαισίου. Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στη βάση τους.



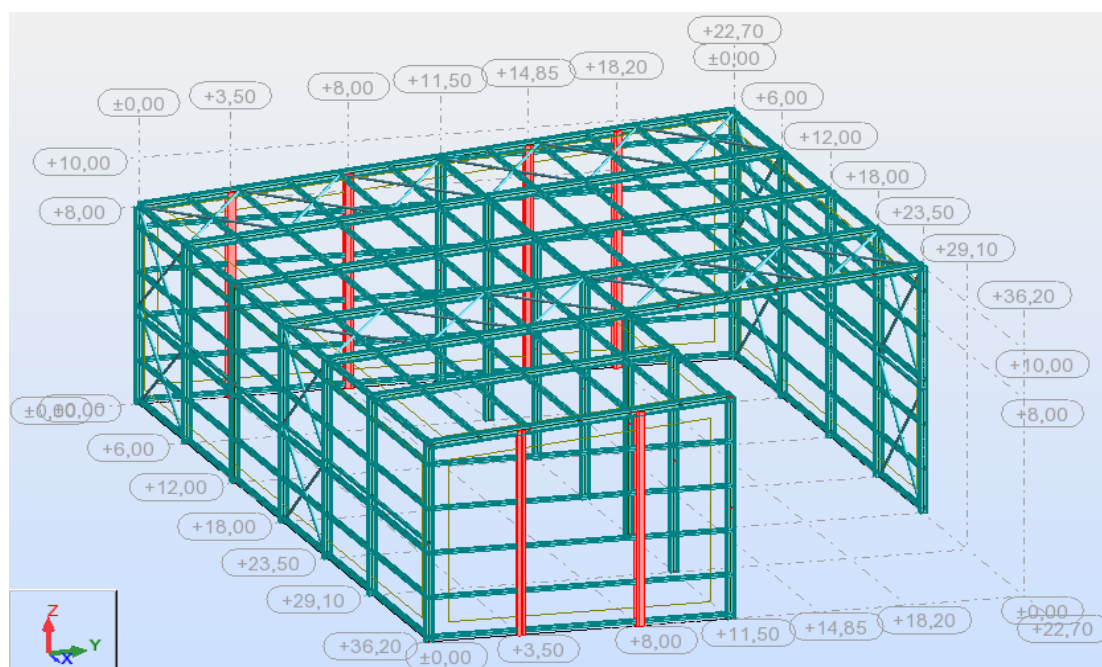
Σχήμα 3.3: Στατικό προσομοίωμα - Υποστυλώματα.

Τα ζυγώματα των πλαισίων είναι διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών HEA. Ο συγκεκριμένος τύπος διατομής επιλέχθηκε έπειτα από διερεύνηση όλων των διατομών διπλού ταυ διότι παρουσιάζει αυξημένη αντοχή έναντι λυγισμού σε σχέση με αυτή των υψίκορμων IPE και στους δύο άξονες. Παράλληλα είναι πιο ελαφριά από τις αντίστοιχες διατομές HEB και HEM που θα μπορούσαν να επιλεγθούν. Τα ζυγώματα παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία τα οποία και μεταβιβάζουν στα υποστυλώματα ως αξονικές δυνάμεις. Ο προσανατολισμός των αξόνων έγινε έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να λειτουργεί εντός του πλαισίου. Τα ζυγώματα συνδέονται με τα υποστυλώματα των πλαισίων με συνδέσεις ροπής έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η πλαισιακή λειτουργία.



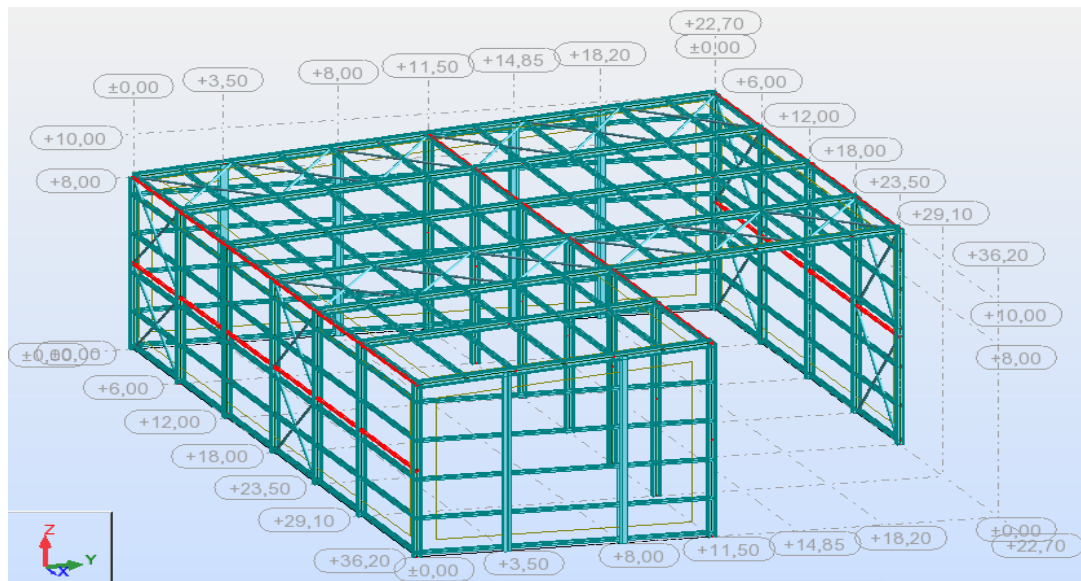
Σχήμα 3.4: Στατικό προσομοίωμα - Ζυγώματα.

Οι μετωπικοί στύλοι είναι διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών ΗΕΑ. Η επιλογή του συγκεκριμένου τύπου έγινε με βάση οικονομικά κριτήρια αφού είναι πιο ελαφριά σε σχέση με τη ΗΕΒ, άρα φθηνότερη, ενώ καλύπτει ικανοποιητικά τις λειτουργικές απαιτήσεις της κατασκευής, τις οποίες αναλαμβάνουν οι μετωπικοί στύλοι. Μία από αυτές είναι η έδραση των αμφιέρειστων μηκίδων κατά τη διεύθυνση Υ, καθώς χωρίς την παρουσία των στύλων θα οδηγούμασταν σε επιλογή πολύ μεγάλων διατομών μηκίδων ώστε να καλύψουν τα μεγάλα βέλη και μεγάλες ροπές που θα προέκυπταν. Επίσης, οι μετωπικοί στύλοι εξασφαλίζουν έναντι λυγισμού τα εξωτερικά ζυγώματα, ενώ αναλαμβάνουν και κάποια αξονικά φορτία από αυτά. Ο προσανατολισμός των στύλων είναι τέτοιος ώστε τα πέλματα της διατομής να είναι παράλληλα στο επίπεδο των πλαισίων. Οι στύλοι θεωρούνται πακτωμένοι στη βάση τους και η σύνδεσή τους με τα ζυγώματα γίνεται με συνδέσεις τέμνουσας.



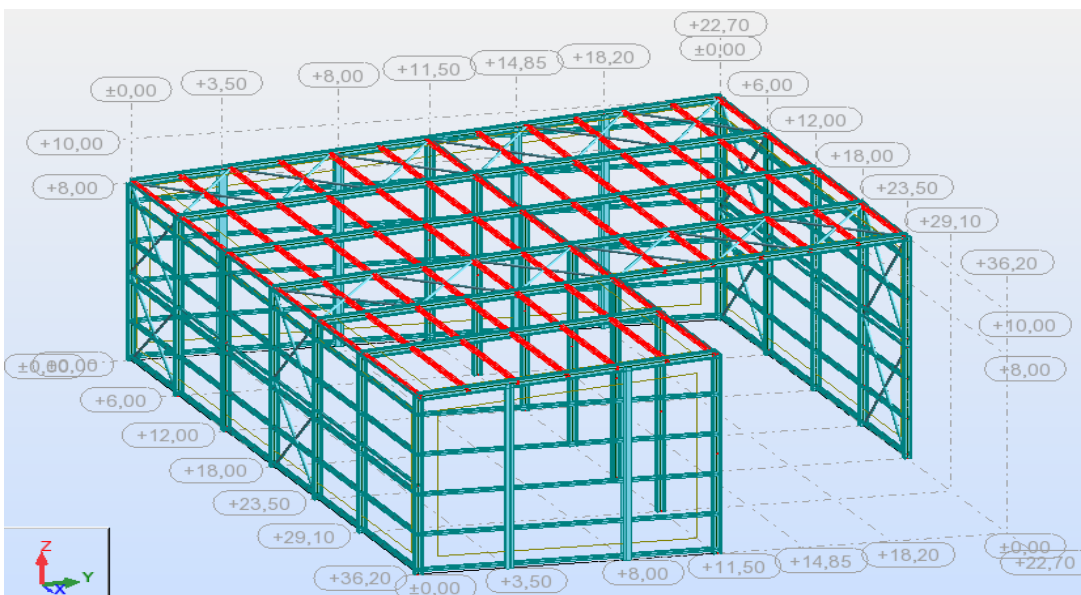
Σχήμα 3.5: Στατικό προσομοίωμα – Μετωπικοί στύλοι.

Οι κεφαλοδοκοί και οι πλευρικές δοκοί είναι κοίλης τετραγωνικής διατομής και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά SHSH. Με τη συγκεκριμένη επιλογή διατομής οδηγούμαστε σε στοιχεία με σχετικά μικρή λυγηρότητα και σημαντική αντοχή σε θλίψη καθώς οι κεφαλοδοκοί μεταφέρουν κατ'έξοχήν αξονικές δυνάμεις. Οι συγκεκριμένες δοκοί μεταφέρουν τις δυνάμεις από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας στα κατακόρυφα και συνδέουν τα πλαίσια του φορέα μεταξύ τους. Συνδέονται δε με τα υποστυλώματα με απλές κοχλιωτές συνδέσεις.



Σχήμα 3.6: Στατικό προσομοίωμα – Κεφαλοδοκοί και Πλευρικές δοκοί.

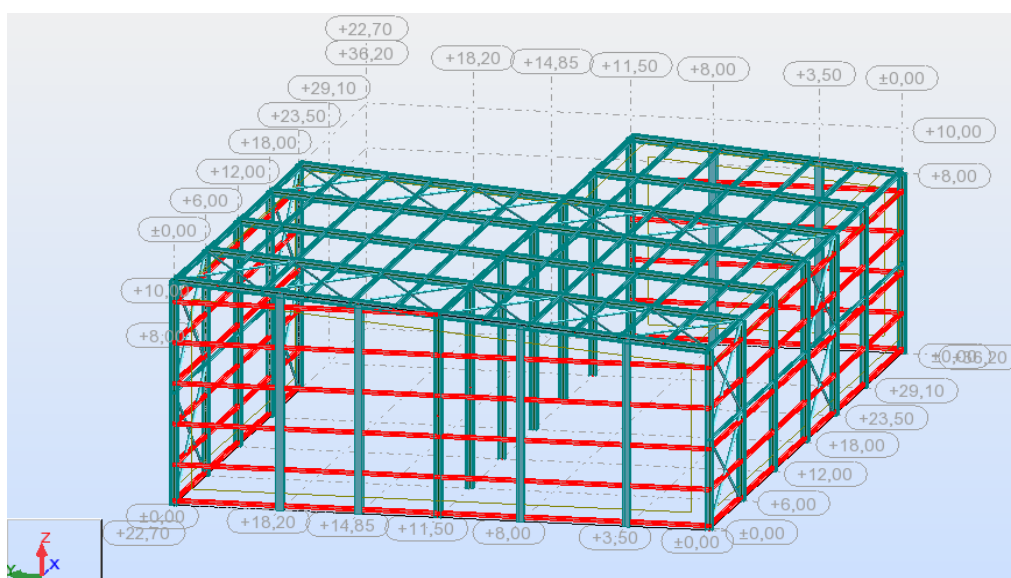
Οι τεγίδες είναι διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών HEA. Τοποθετούνται στη στέγη του βιομηχανικού κτιρίου και αποτελούν δευτερεύοντα δομικά στοιχεία που συμπληρώνουν το κέλυφος του φέροντος οργανισμού. Κύρια λειτουργία τους είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων (πρόσθετα, ανεμοπιέσεις, κινητά) στους κύριους φορείς. Δευτερευόντως λειτουργούν ως στοιχεία που συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας προσφέροντας πλευρική εξασφάλιση στα ζυγώματα. Έτσι έχουμε τη δημιουργία ενός δικτύου δυσκαμψίας με πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν κυρίων πλαισίων, ορθοστάτες ορισμένες από τις τεγίδες και ως διαγώνιες πρόσθετα τοποθετούμενες ράβδους οι οποίες συνήθως λειτουργούν ως ελκυστήρες. Οι αποστάσεις ανάμεσα στις τεγίδες υπολογίστηκαν με βάση την ισοκατανομή των κατακόρυφων φορτίων σε κάθε μία από αυτές.



Σχήμα 3.7: Στατικό προσομοίωμα - Τεγίδες.

Το στατικό σύστημα που έχει επιλεγεί για τις τεγίδες στη συγκεκριμένη κατασκευή είναι της δοκού δύο ανοιγμάτων. Με τη συγκεκριμένη επιλογή μπορεί να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα των μεγάλων βελών κάμψεως που δημιουργούνται από τα φορτία της ανωδομής. Επίσης, οι τεγίδες όπως αναφέρθηκε, συμμετέχουν στην πλευρική εξασφάλιση των ζυγμάτων γεγονός που οδηγεί στην επιλογή πλατύπελμων διατομών ΗΕΑ. Η ενδιάμεση στήριξη είναι μια απλή στήριξη επί των ζυγμάτων η οποία παραλαμβάνει ροπή για τον περιορισμό των ρομών στα ανοίγματα, ενώ οι ακραίες στηρίξεις είναι αρθρώσεις επί των ζυγμάτων και δεν παραλαμβάνουν ροπή.

Οι μηκίδες είναι διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών ΗΕΑ. Αποτελούν δευτερεύοντα δομικά στοιχεία που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων, τοποθετούνται σε όλες τις όψεις του κτιρίου και δέχονται τα φύλλα της πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Κύρια λειτουργία τους είναι η μεταφορά των ανεμοπιέσεων στους κύριους φορείς. Οι αποστάσεις στις οποίες τοποθετήθηκαν οι μηκίδες προέκυψαν λαμβάνοντας υπόψη τόσο τους περιορισμούς που προκύπτουν από τα φύλλα πλαγιοκάλυψης και τα απαιτούμενα ανοίγματα της πρόσοψης, όσο και από πρόσθετες ανάγκες που προέκυψαν κατά την διάρκεια μόρφωσης και ανάλυσης της κατασκευής.

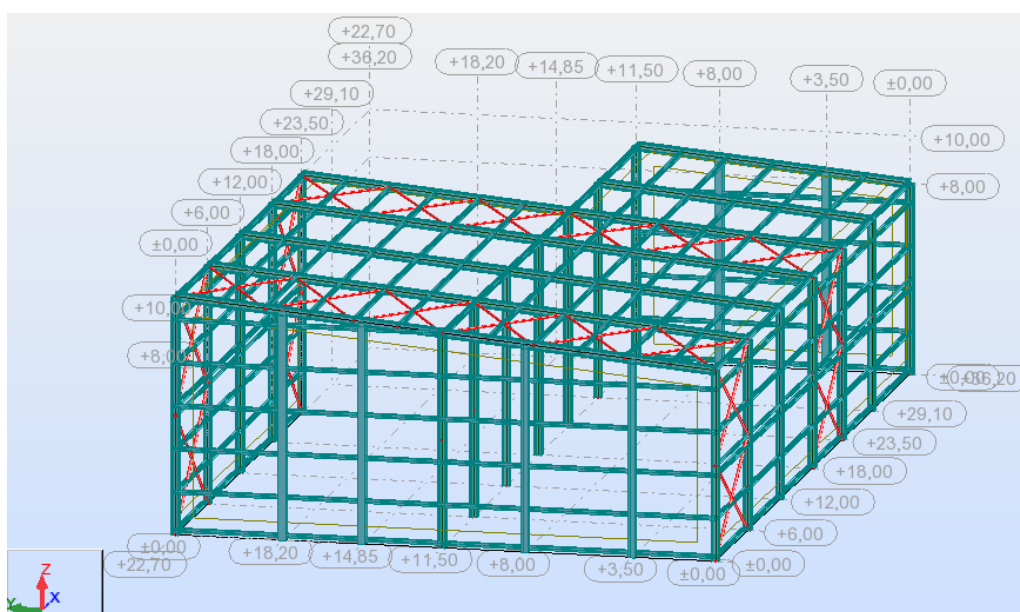


Σχήμα 3.8: Στατικό προσομοίωμα - Μηκίδες.

Τα στατικά συστήματα που έχουν επιλεγεί για τις μηκίδες στη συγκεκριμένη κατασκευή είναι δύο. Το ένα σύστημα που έχει επιλεγεί είναι αυτό της αμφιαρθρωτής λειτουργίας μεταξύ των υποστυλωμάτων και εφαρμόζεται στις δύο πλευρικές όψεις του μονώροφου, όπου εκεί δεν υπάρχουν μεγάλα ανοίγματα και συνακόλουθα μεγάλες ροπές και βέλη κάμψεως που χρειάζεται να μετριαστούν. Το άλλο σύστημα που έχει επιλεγεί είναι αυτό της δοκού δύο ανοιγμάτων. Το συγκεκριμένο εφαρμόζεται στην μπροστινή και στην πίσω όψη του μονώροφου, όπου εκεί υπάρχουν μεγάλα ανοίγματα και είναι απαραίτητη η μείωση των βελών και των ρομών ώστε να μην οδηγηθούμε στην επιλογή υπερμεγέθους διατομής. Η ενδιάμεση

στήριξη είναι μια απλή στήριξη η οποία παραλαμβάνει ροπή, ενώ οι ακραίες στηρίξεις είναι αρθρώσεις επί των υποστυλωμάτων που δεν παραλαμβάνουν ροπή.

Οι διαγώνιες ράβδοι των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι κοίλης κυκλικής διατομής και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά CHS. Κύρια λειτουργία των κατακόρυφων συνδέσμων είναι η παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων των ανεμοπιέσεων από τους οριζόντιους συνδέσμους μέσω της κεφαλοδοκού. Επίσης προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση στα εκατέρωθεν υποστυλώματα και προσωρινή ευστάθεια στην κατασκευή κατά την φάση της ανέγερσης. Τα διαγώνια στοιχεία θεωρούμε ότι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και για το λόγο αυτό προσομοιώθηκαν ως truss elements. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι τοποθετούνται στο πρώτο και στο τέταρτο φάτνωμα κατά τη διεύθυνση X και συνδέονται στα υποστυλώματα με απλές κοχλιωτές συνδέσεις οι οποίες δεν παραλαμβάνουν ροπή.

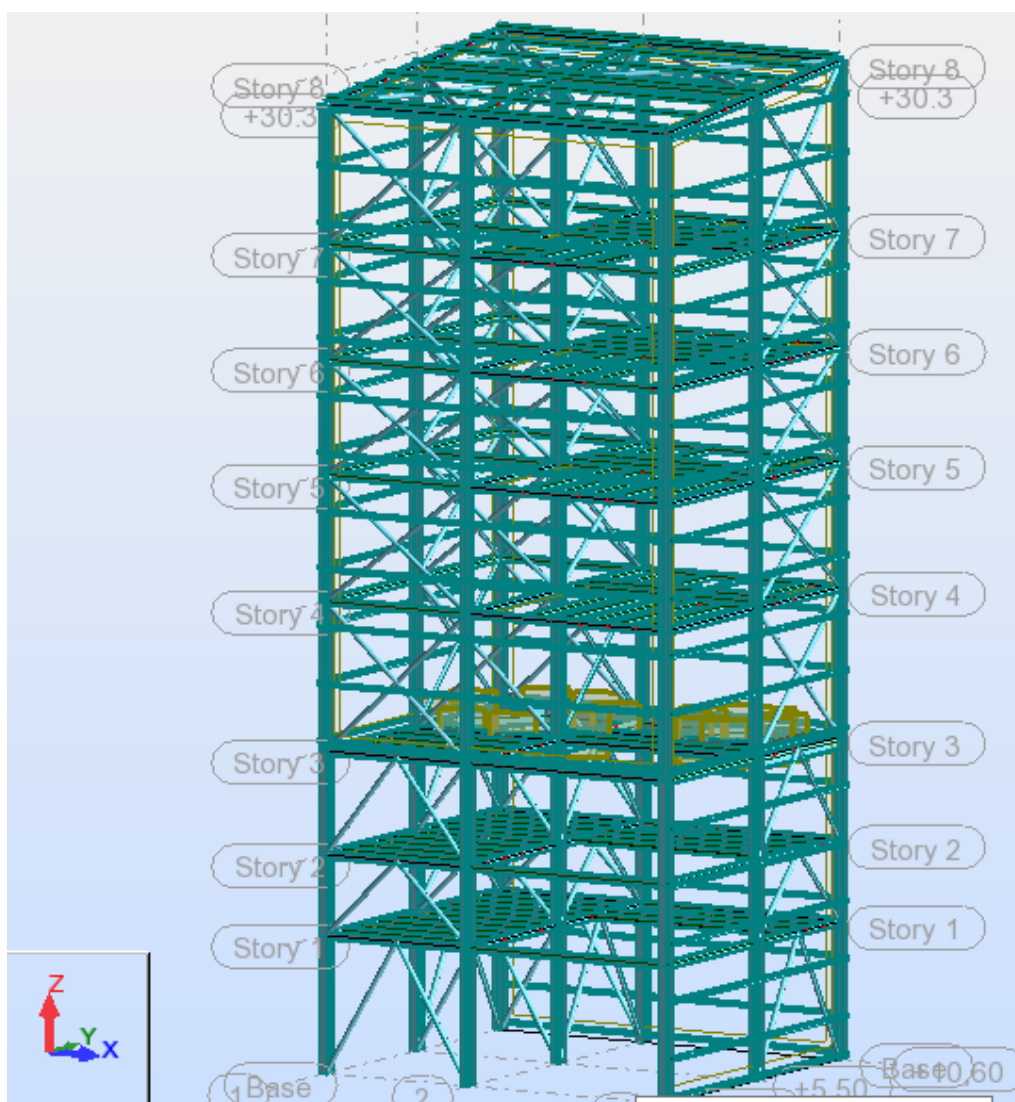


Σχήμα 3.9: Στατικό προσομοίωμα - Κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

Οι διαγώνιες ράβδοι των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι κοίλης κυκλικής διατομής και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά CHS, όπως και στην περίπτωση των κατακόρυφων συνδέσμων. Η κύρια λειτουργία τους είναι η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων που φτάνουν στο επίπεδο των ζυγμάτων στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Τα διαγώνια στοιχεία θεωρούμε ότι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και για το λόγο αυτό προσομοιώθηκαν ως truss elements. Στην οροφή της κατασκευής με την τοποθέτηση διαγώνιων ράβδων ανά δεύτερη τεγίδα διαμορφώνονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Το διαμορφωμένο δικτύωμα δυσκαμψίας έχει επομένως ως πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων, ως ορθοστάτες ορισμένες από τις τεγίδες και ως διαγώνιες τις πρόσθετα τοποθετούμενες ράβδους. Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι τοποθετούνται στο πρώτο και στο τέταρτο φάτνωμα κατά τη διεύθυνση X και συνδέονται στα ζυγώματα με απλές κοχλιωτές συνδέσεις οι οποίες δεν παραλαμβάνουν ροπή.

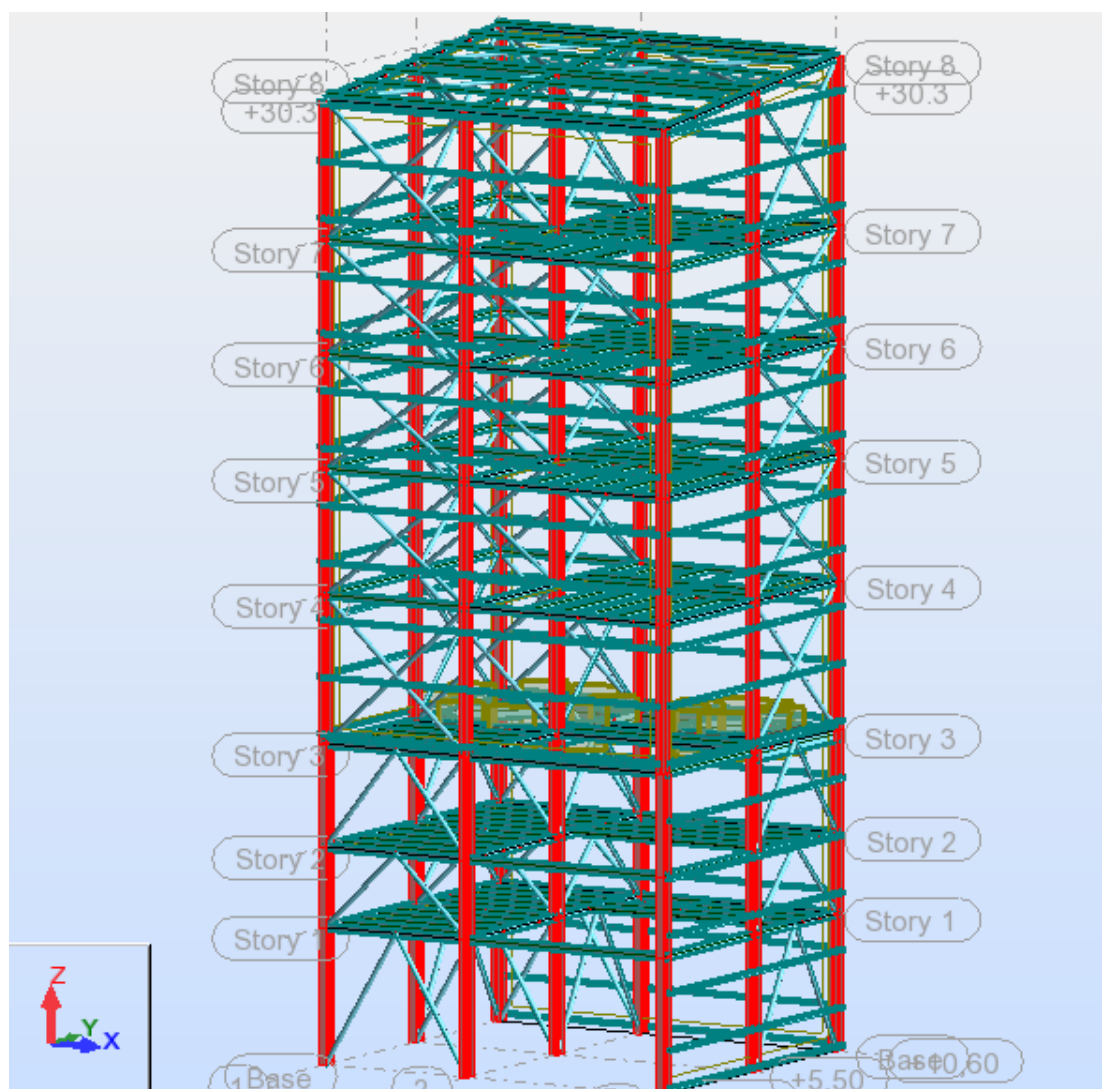
3.3 Στατικό προσομοίωμα πολυώροφου τμήματος

Όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 2, η κάτοψη του πολυώροφου τμήματος είναι ορθογωνικής μορφής, με διαστάσεις 12.20×10.60 m. Οι αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων είναι 5.10 και 7.10 m κατά τη διεύθυνση X, ενώ οι αποστάσεις τους κατά τη διεύθυνση Y είναι 5.50 και 5.10 m. Το πολυώροφο τμήμα αποτελείται από επτά ορόφους. Το ύψος του καθενός ορόφου διαφέρει από το ύψος του προηγούμενου έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι λειτουργικές απαιτήσεις της κατασκευής. Στον τρίτο όροφο του κτιρίου εδράζονται δύο silo από τα οποία, το μεγαλύτερο εκτείνεται έως τον πέμπτο όροφο, ενώ το μικρότερο εκτείνεται έως τον τέταρτο όροφο. Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται τόσο κατά τη διεύθυνση X, όσο και κατά τη διεύθυνση Y, προκειμένου να εξασφαλιστεί η απαραίτητη δυσκαμψία που χρειάζεται να έχει το κτίριο ώστε να αντιμετωπίσει χωρίς πρόβλημα τα φορτία που το καταπονούν και ιδιαίτερα τα φορτία των silo.



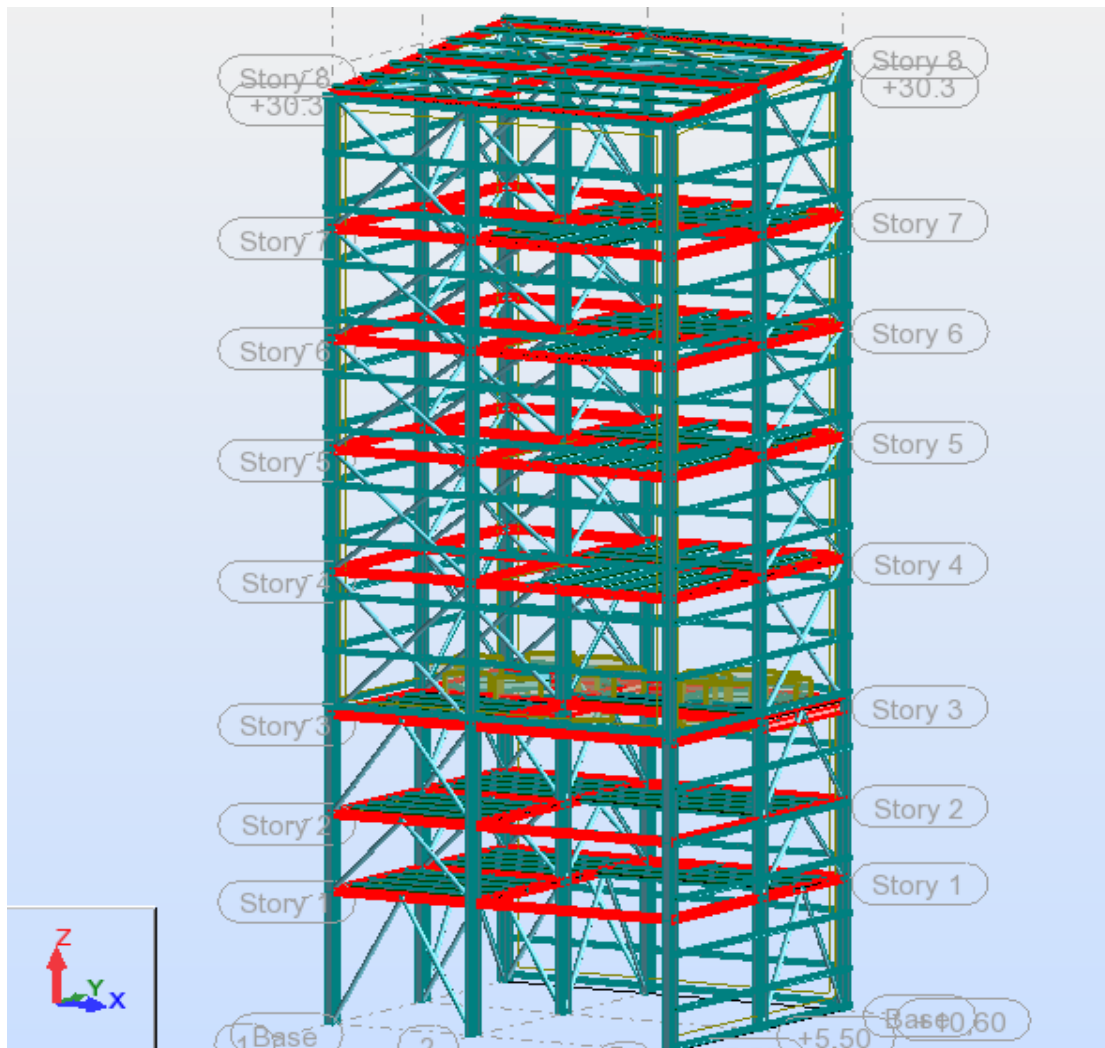
Σχήμα 3.10: Στατικό προσομοίωμα πολυώροφου τμήματος.

Τα υποστυλώματα που χρησιμοποιήθηκαν στο πολυώροφο τμήμα είναι διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών ΗΕΒ. Κατά τη διαστασιολόγηση υπήρξε διαβάθμιση όσον αφορά την επιλογή των απαιτούμενων διατομών. Στους χαμηλότερους ορόφους και συγκεκριμένα από τη στάθμη του εδάφους έως και τον τρίτο όροφο, χρησιμοποιήθηκε μεγαλύτερη διατομή ΗΕΒ προκειμένου η κατασκευή να ανταπεξέλθει στα φορτία των silo που εδράζονται στον ίδιο όροφο. Η επιλογή πλατύπελμων διατομών ΗΕΒ για τα υποστυλώματα έγινε διότι τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τους προσφέρουν μια πιο ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι λυγισμού, έναντι αξονικών, τεμνουσών δυνάμεων και ροπών. Ο προσανατολισμός των υποστυλωμάτων είναι τέτοιος ώστε τα πέλματα των διατομών να είναι παράλληλα στον άξονα Χ. Τα υποστυλώματα θεωρούνται συνεχή καθ' ύψος με πλήρη αποκατάσταση συνέχειας και πακτωμένα στη βάση τους.



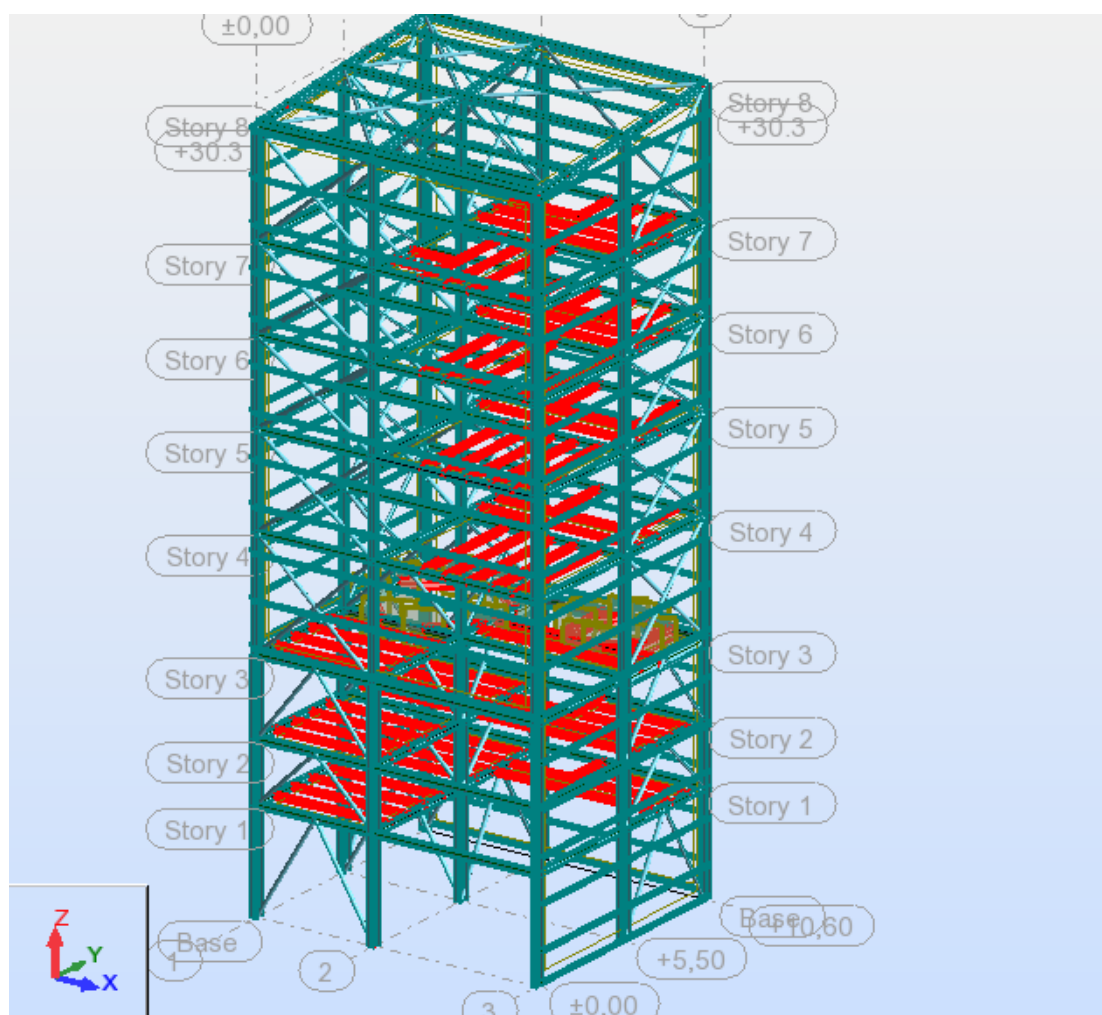
Σχήμα 3.11: Στατικό προσομοίωμα - Υποστυλώματα.

Οι κύριες δοκοί είναι διατομής διπλού ταν και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών HEA και HEB. Συγκεκριμένα, όλες οι περιμετρικές και εσωτερικές κύριες δοκοί που δεν παραλαμβάνουν φορτία από τα silo έχουν επιλεγεί ως διατομές HEA, ενώ οι κύριες δοκοί οι οποίες παραλαμβάνουν φορτία από τα silo έχουν επιλεγεί ως διατομές HEB. Οι κύριες δοκοί καταπονούνται από κατακόρυφα φορτία τα οποία και στη συνέχεια μεταβιβάζουν, ως αξονικά φορτία, στα υποστυλώματα της κατασκευής. Ο προσανατολισμός των πελμάτων των κυρίων δοκών είναι τέτοιος ώστε τα τελευταία να είναι κάθετα στα κατακόρυφα φορτία που τα καταπονούν. Η σύνδεση των κυρίων δοκών με τα υποστυλώματα γίνεται με συνδέσεις ροπής, για τις δοκούς που έχουν το διαμήκη άξονά τους κάθετο με τα πέλματα των υποστυλωμάτων και με συνδέσεις τέμνουσας, για τις δοκούς που έχουν το διαμήκη άξονά τους παράλληλο με τα πέλματα των υποστυλωμάτων. Η διάκριση αυτή στην προσομοίωση των στηρίξεων, οφείλεται στην ευκολότερη επίτευξη πλήρους πάκτωσης για τις δοκούς της πρώτης περίπτωσης, σε αντίθεση με αυτές τις δεύτερης.



Σχήμα 3.12: Στατικό προσομοίωμα – Κύριες δοκοί.

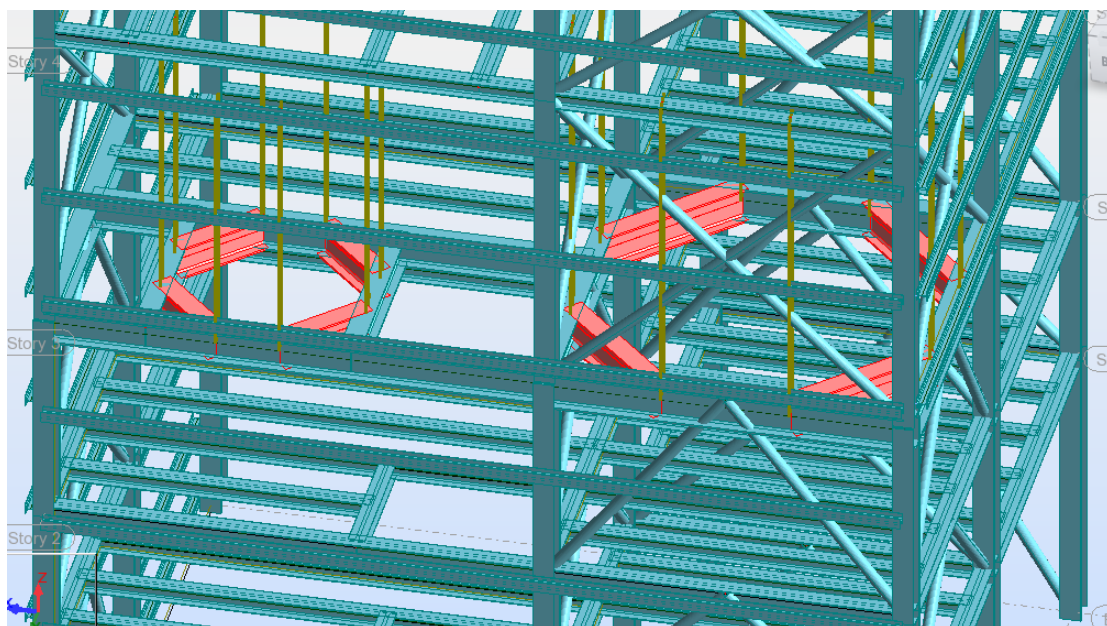
Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι διατομής διπλού ταν και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών HEA και HEB. Η επιλογή της κατάλληλης διατομής για κάθε δευτερεύουσα δοκό έγινε με βάση το κριτήριο που χρησιμοποιήθηκε και για τις κύριες δοκούς, δηλαδή εάν αναλαμβάνει φορτία από τα silo. Η διάταξη των δευτερευουσών δοκών διαφέρει από όροφο σε όροφο καθώς καθορίζεται από τις μηχανολογικές και λειτουργικές απαιτήσεις του κάθε ορόφου. Ο ρόλος των δευτερευουσών δοκών είναι η παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων, μόνιμων και κινητών, από τα μεταλλικά πατώματα και στη συνέχεια η μεταφορά τους στις κύριες δοκούς. Οι συγκεκριμένες δοκοί συνδέονται με τις κύριες δοκούς του φορέα με συνδέσεις τέμνουσας.



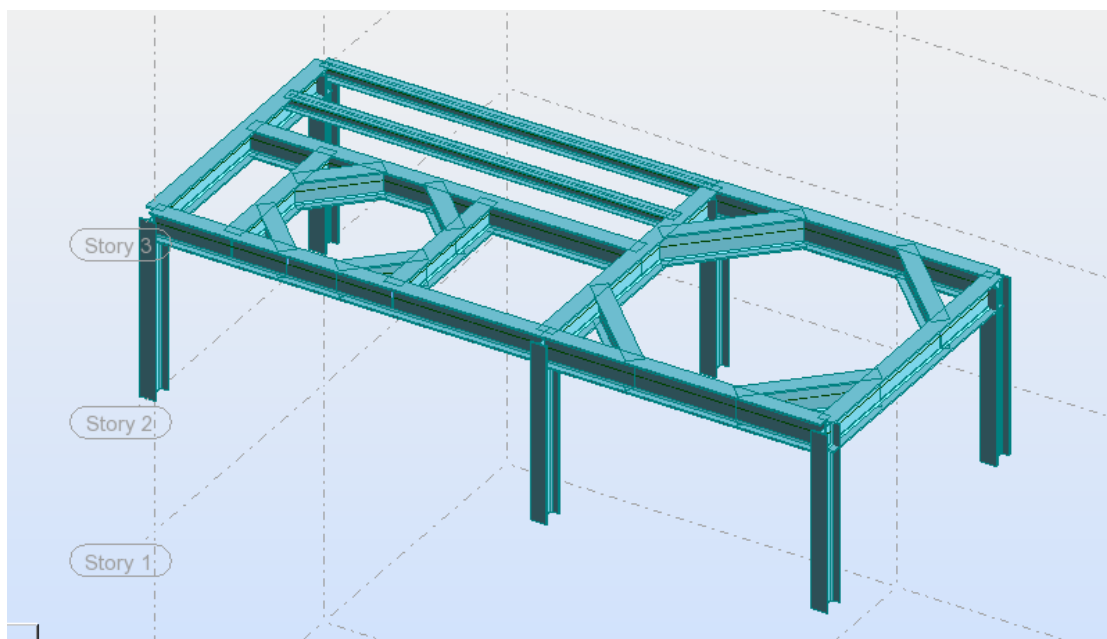
Σχήμα 3.13: Στατικό προσομοίωμα – Δευτερεύουσες δοκοί.

Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στις δοκούς, κύριες και δευτερεύουσες, οι οποίες παραλαμβάνουν τα φορτία των silo καθώς είναι μία περιοχή ιδιαίτερα μεγάλης έντασης. Η έδραση των silo θεωρούμε ότι έχει διαμορφωθεί έτσι ώστε τα φορτία του κάθε silo να παραλαμβάνονται από δύο κύριες δοκούς κατά την διεύθυνση X και δύο κατά τη διεύθυνση Y. Για την ενίσχυση της περιοχής έδρασης έχουν τοποθετηθεί μικρότερες σε μήκος δοκοί, οι οποίες παραλαμβάνουν ένα τμήμα του φορτίου του silo, προκειμένου να ανακουφίσουν τις αρχικές δοκούς έδρασης. Οι πρόσθετες αυτές

δοκοί διατάσσονται με γωνία 45° ως προς τις αρχικές και συνδέονται μαζί τους με συνδέσεις ροπής. Έτσι δημιουργείται ένα οκτάγωνο στις γωνίες του οποίου εδράζεται το silo.



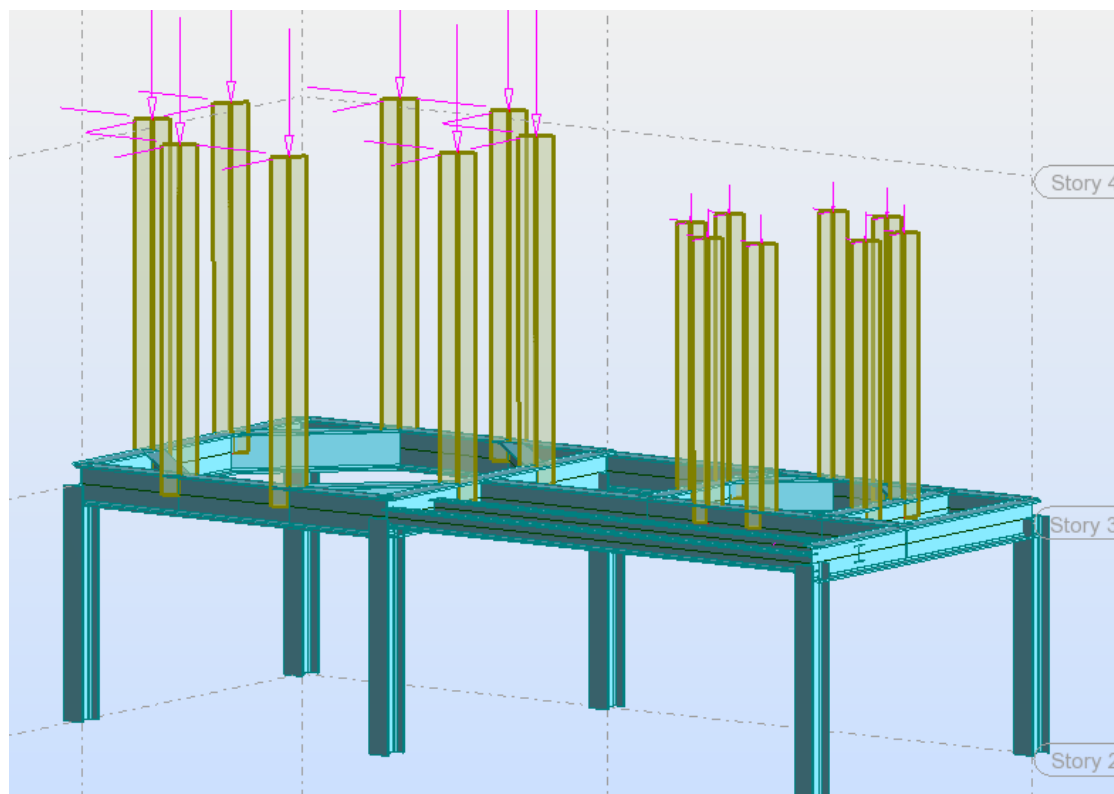
Σχήμα 3.14: Στατικό προσομοίωμα - Δευτερεύουσες βοηθητικοί δοκοί έδρασης.



Σχήμα 3.14: Στατικό προσομοίωμα - Βασικός φορέας ανάληψης φορτίων σιλό.

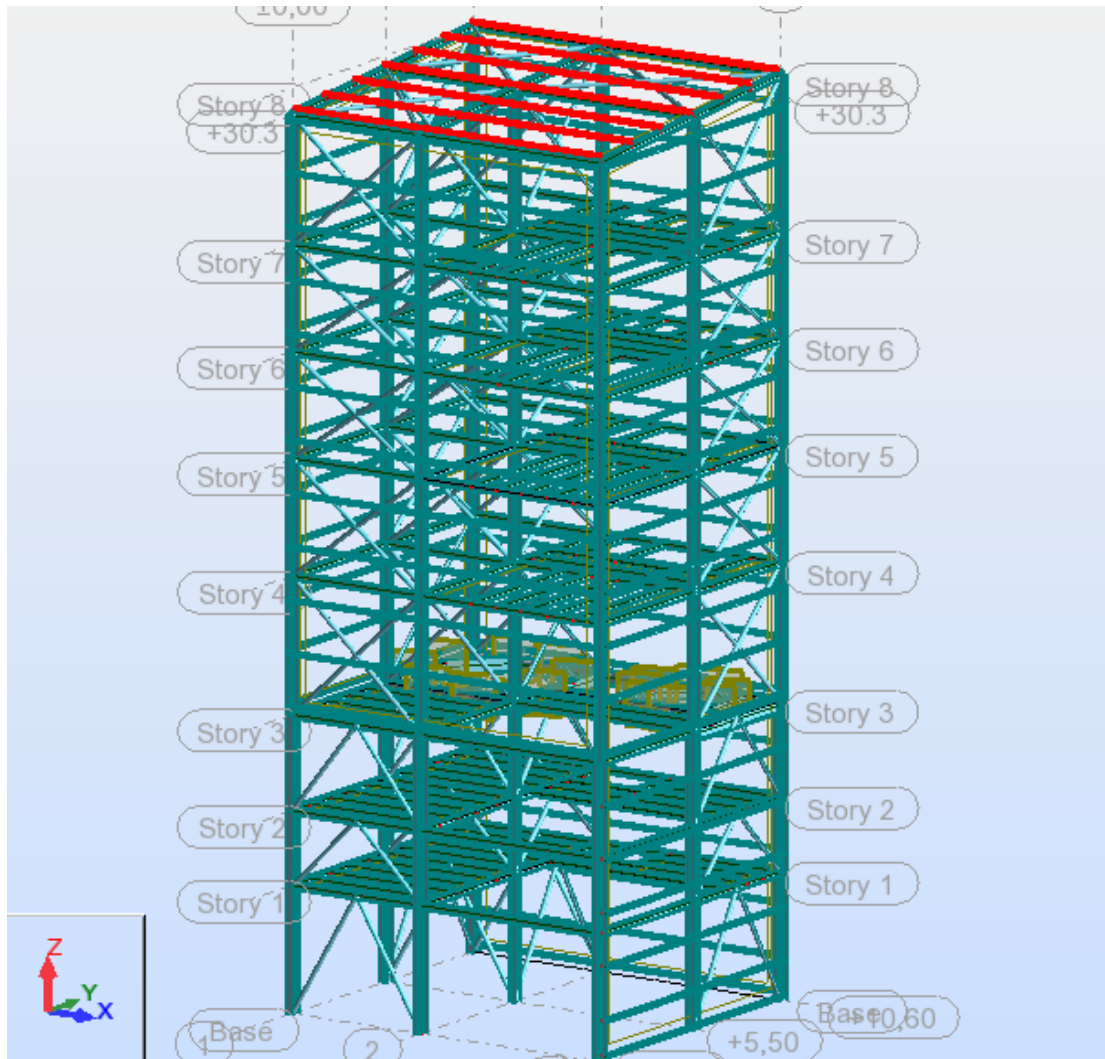
Η έδραση αυτών των silo του πολύ μεγάλου βάρους σε στάθμη του φορέα, αποτελούν μία σημαντική ιδιαιτερότητα που παρουσιάζει μεγάλο ενδιαφέρον στην περίπτωση του πολυώροφου τμήματος. Η ιδιαιτερότητα αυτή έγκειται στο γεγονός, ότι το κέντρο βάρους των silo απέχει μεγάλη απόσταση από τη στάθμη έδρασής τους, σε αντίθεση με τον υπόλοιπο μηχανολογικό εξοπλισμό, με αποτέλεσμα αν θεωρηθεί

ότι τα βάρη τους ασκούνται στην βάση τους, όπως και για τον υπόλοιπο εξοπλισμό, στις σεισμικές φορτίσεις να προκύπτουν σημαντικά σφάλματα στα εντατικά μεγέθη. Συνεπώς για να υπάρξει μια καλύτερη προσομοίωση αυτού του φαινομένου ασκούνται τα φορτία του βάρους των silo σε κόμβους που βρίσκονται στην ίδια στάθμη με το κέντρο βάρους τους και βρίσκονται ακριβώς πάνω από τους αντίστοιχους κόμβους έδρασης. Για να μεταφερθεί η ένταση που δημιουργείται στις διάφορες περιπτώσεις φορτίσεων στον φορέα, οι νέοι κόμβοι συνδέονται με τους κόμβους έδρασης με rigid links, μετά από κατάλληλη επιλογή του προγράμματος Robot Structural Analysis.



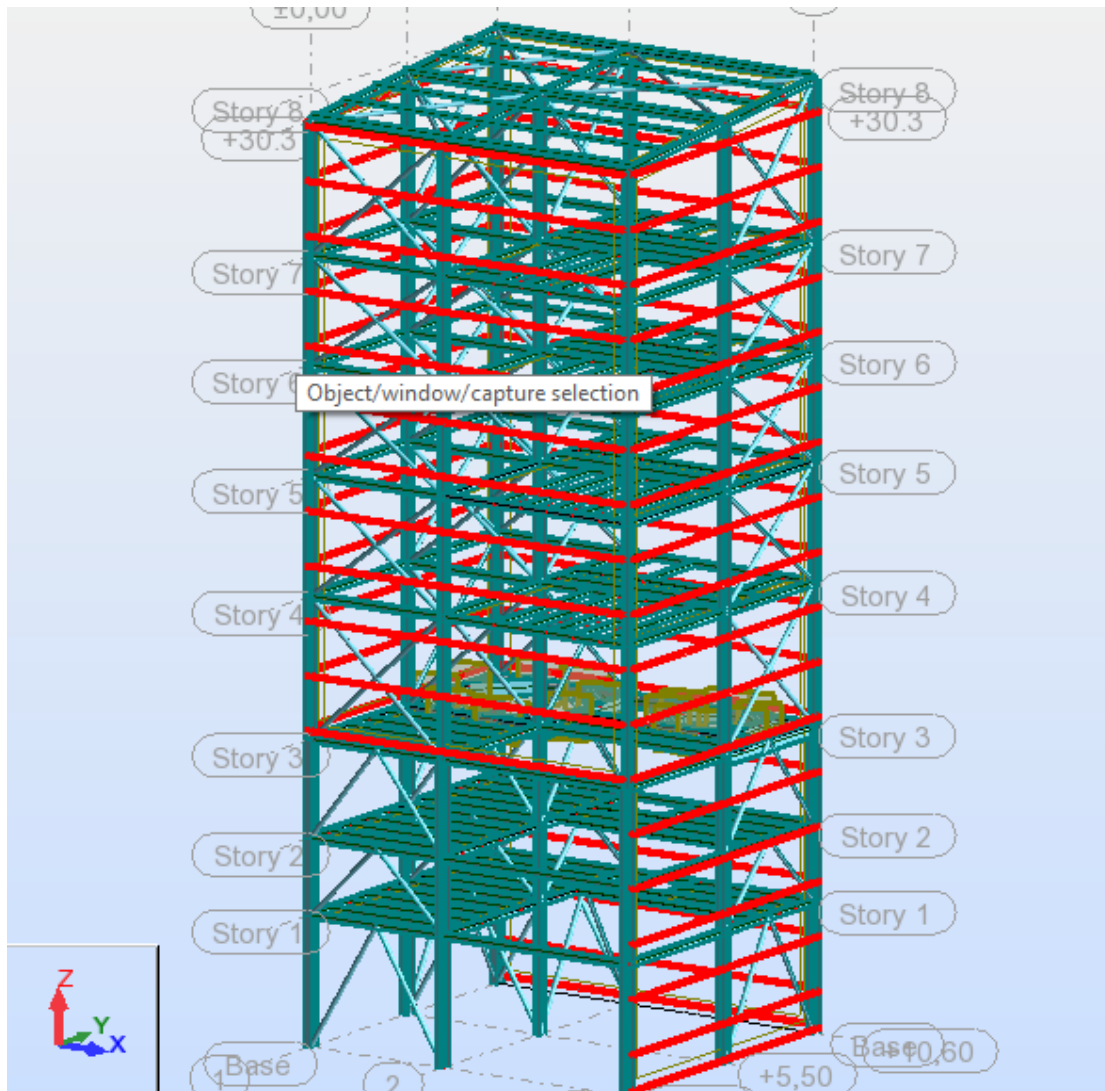
Σχήμα 3.15: Προσομοίωση φόρτισης silo

Οι τεγίδες είναι διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών HEA. Οι αποστάσεις ανάμεσα στις τεγίδες υπολογίστηκαν με βάση την ισοκατανομή των κατακόρυφων φορτίων σε κάθε μία από αυτές. Το στατικό σύστημα που έχει επιλεγεί για τις τεγίδες του πολυώροφου τμήματος είναι αυτό της δοκού δύο ανοιγμάτων. Με τη συγκεκριμένη επιλογή είναι δυνατό να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα των μεγάλων βελών κάμψεως που δημιουργούνται από τα φορτία της ανωδομής, καθώς μετριάζονται τα βέλη σε σχέση με το αμφιέριστο μοντέλο που οδηγούσε σε επιλογή αρκετά μεγάλων διατομών. Το ίδιο ισχύει και για το μήκος λυγισμού το οποίο μειώνεται. Η ενδιάμεση στήριξη συμβάλλει στον περιορισμό των ροπών στα ανοίγματα, ενώ οι ακραίες στηρίξεις είναι αρθρώσεις επί των κυρίων δοκών. Ο ρόλος των τεγίδων στις κατασκευές έχει περιγραφεί εκτενέστερα στην §3.2 .



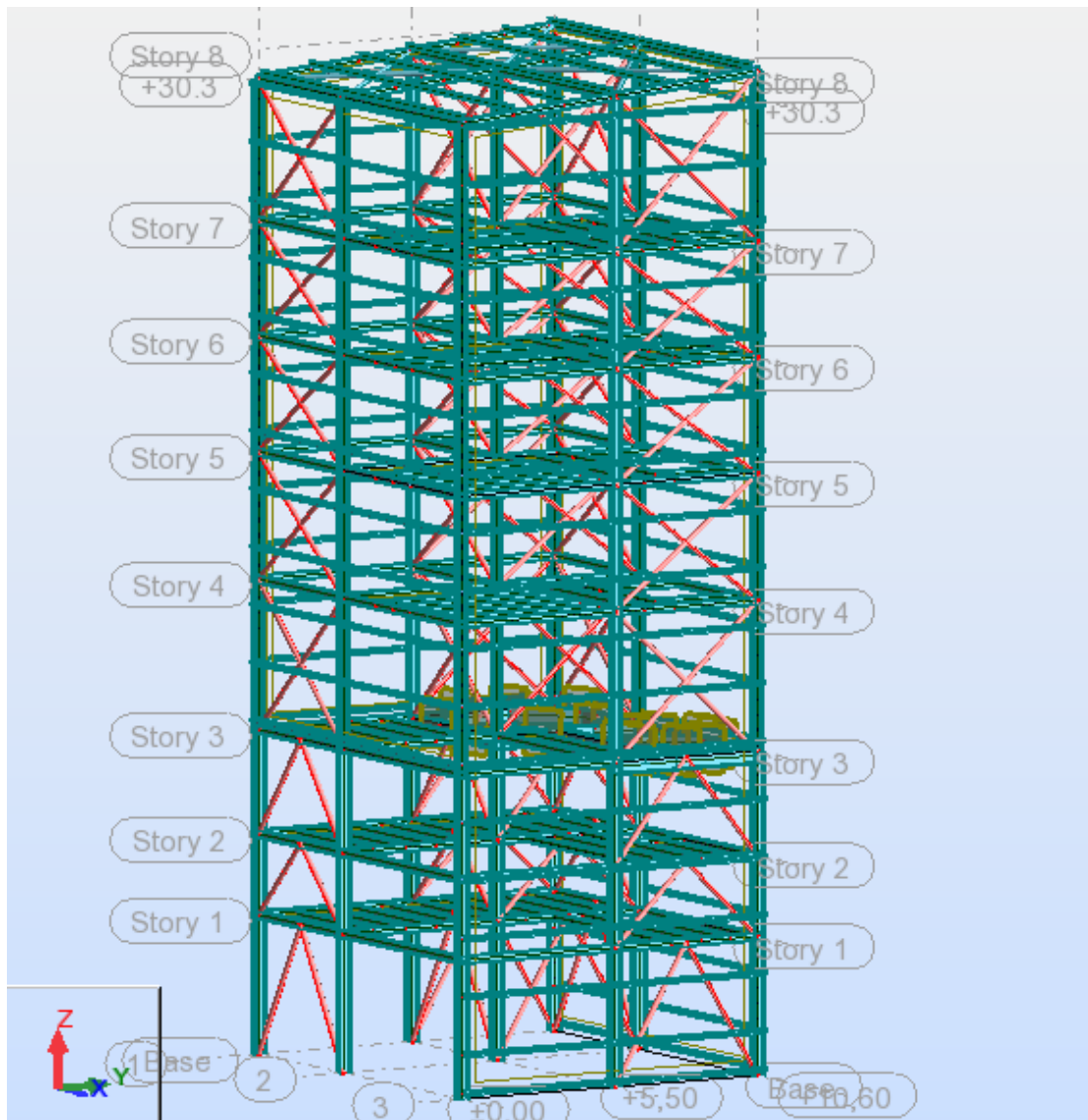
Σχήμα 3.16: Στατικό προσομοίωμα - Τεγίδες.

Οι μηκίδες είναι διατομής διπλού ταυ και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά των πρότυπων ελατών διατομών HEA. Οι αποστάσεις στις οποίες τοποθετήθηκαν οι μηκίδες προέκυψαν λαμβάνοντας υπόψη τόσο τους περιορισμούς που προκύπτουν από τα φύλλα πλαγιοκάλυψης και τα απαιτούμενα ανοίγματα της πρόσοψης, όσο και από πρόσθετες ανάγκες που προέκυψαν κατά την διάρκεια μόρφωσης και ανάλυσης της κατασκευής. Το στατικό σύστημα που έχει επιλεγεί για τις μηκίδες είναι αυτό τις δοκού δύο ανοιγμάτων. Όπως και στην περίπτωση των τεγίδων του πολυώροφου, έτσι κι εδώ δημιουργείτε η ανάγκη ελάττωσης των βελών κάμψης και του μήκους λυγισμού που έχει ως αποτέλεσμα, εκτός των άλλων και την οικονομικότερη επιλογή διατομών. Ο ρόλος των μηκίδων στις κατασκευές έχει περιγραφεί εκτενέστερα στην §3.2.



Σχήμα 3.17: Στατικό προσομοίωμα - Μηκίδες.

Οι διαγώνιες ράβδοι των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι κοίλης κυκλικής διατομής και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά CHS, όπως και στο μονώροφο τμήμα. Τα διαγώνια στοιχεία θεωρήθηκε ότι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και για το λόγο αυτό προσομοιώθηκαν ως truss elements. Στο πολυώροφο τμήμα που εξετάζεται, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν δύο διαφορετικές μορφές καθ' ύψος του κτιρίου. Από τη στάθμη του εδάφους έως και τον όροφο έδρασης των silo, τοποθετούνται σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ, οι οποίοι διευκολύνουν την επικοινωνία με το μονώροφο κτίριο, εξυπηρετώντας έτσι λειτουργικές ανάγκες του συγκροτήματος, αλλά ταυτόχρονα συμβάλλουν και στην παραλαβή των φορτίων του μεγαλύτερου silo, ανακουφίζοντας έτσι τις αντίστοιχες δοκούς έδρασης. Μετά τη στάθμη έδρασης των silo τοποθετούνται χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, αφού πλέον δεν υπάρχουν λειτουργικές ανάγκες που να εμποδίζονται.

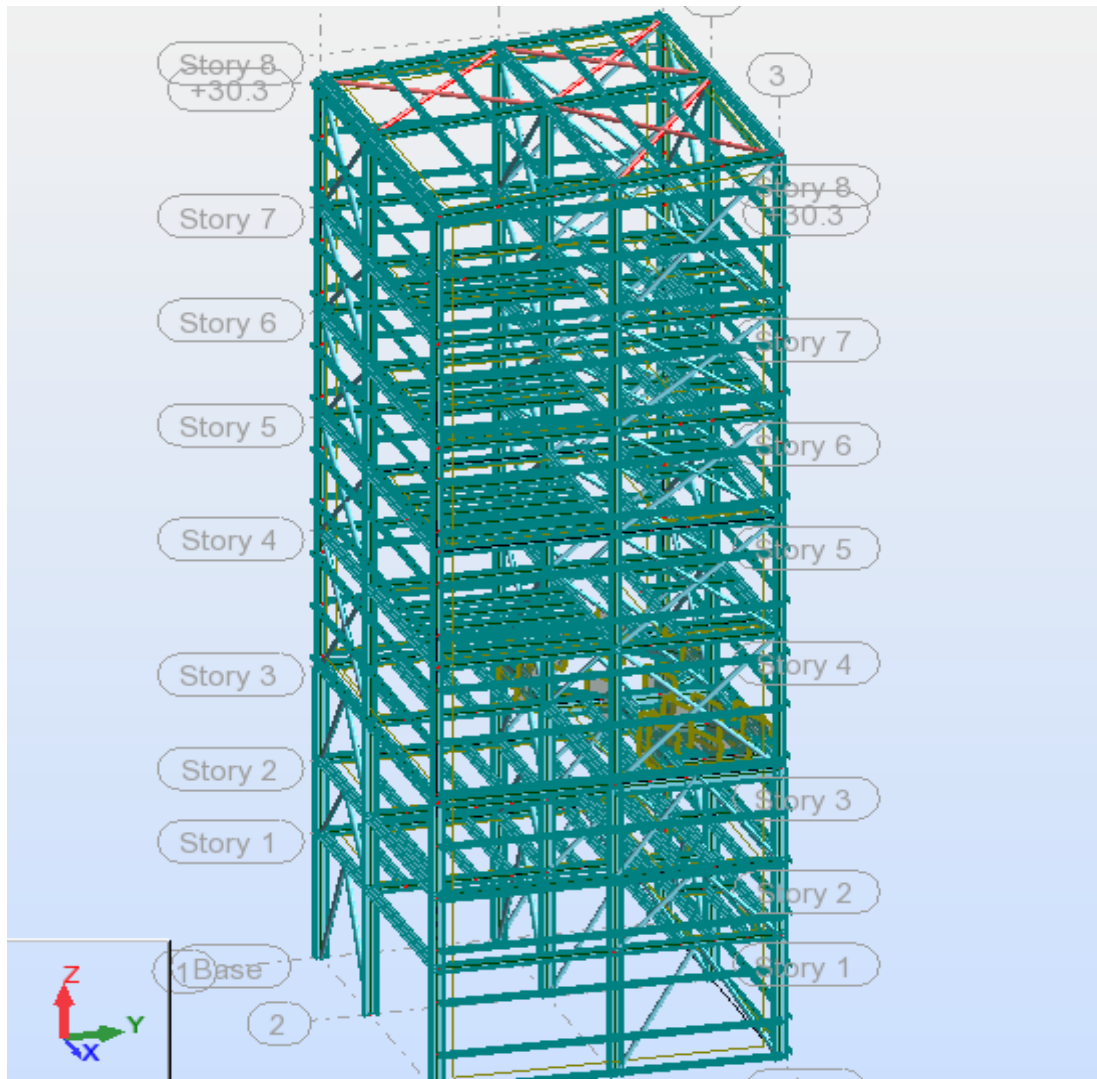


Σχήμα 3.18: Στατικό προσομοίωμα – Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, τοποθετούνται και στις τρεις σειρές υποστυλωμάτων και κατά τις διευθύνσεις X και Y. Με αυτόν τον τρόπο, το ιδιαίτερα μεγάλο φορτίο των silo, περικλείεται μέσα σε ένα πολύ δύσκαμπτο κομμάτι (μοιάζει με ορθογώνιο κουτί) που έχει δημιουργηθεί στην κατασκευή με απώτερο σκοπό τον έλεγχο της συμπεριφοράς της τελευταίας σε διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων. Η σύνδεση των διαγώνιων ράβδων στα υποστυλώματα γίνεται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις που δεν παραλαμβάνουν ροπή. Ο ρόλος των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων έχει περιγραφεί στην §3.2.

Οι διαγώνιες ράβδοι των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι κοίλης κυκλικής διατομής και η επιλογή τους έγινε από τη σειρά CHS, όπως και στην περίπτωση των κατακόρυφων συνδέσμων. Τα διαγώνια στοιχεία θεωρούμε ότι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και για το λόγο αυτό προσομοιώθηκαν ως truss elements. Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι τοποθετούνται στα αντίστοιχα φανώματα που τοποθετούνται και οι κατακόρυφοι και συνδέονται στις κύριες δοκούς με απλές

κογλιωτές συνδέσεις οι οποίες δεν παραλαμβάνουν ροπή. Ο ρόλος των οριζόντιων χιαστί συνδέσμων έχει περιγραφεί στην §3.2 .



Σχήμα 3.19: Στατικό προσομοίωμα – Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

4 Έλεγχος και διαστασιολόγηση

4.1 Γενικά

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3, που αφορά τις μεταλλικές κατασκευές, και πραγματοποιήθηκε με την βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk. Οι διατομές επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων, να υπάρχει η μεγαλύτερη δυνατή εκμετάλλευσή τους και η κατασκευή στο σύνολό της να είναι οικονομική τόσο κατά την διάρκεια λειτουργίας της όσο και κατά την ανέγερση.

Κατά την διάρκεια των επαναλήψεων ανάλυσης και διαστασιολόγησης έγιναν αρκετές αλλαγές στα μοντέλα προσομοίωσης με στόχο την βελτιστοποίηση της απόκρισης της κατασκευής έναντι των επιβαλλόμενων φορτίων. Ακολουθεί η περιγραφή της διαστασιολόγησης των δομικών στοιχείων του μονώροφου και του πολυώροφου τμήματος, καθώς επίσης και ορισμένες ενδεικτικές συνδέσεις μελών και των δύο τμημάτων της κατασκευής.

4.2 Διαστασιολόγηση μονώροφου τμήματος

4.2.1 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα των πλαισίων έχουν συνολικό μήκος 8.00, 9.01 και 10.00 m και υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη. Η διατομή είναι προσανατολισμένη έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να λειτουργεί εντός του πλαισίου. Ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού β και το ισοδύναμο μήκος λυγισμού προκύπτουν από το διάγραμμα για μεταθετά πλαίσια θεωρώντας ζυγώματα διατομής HEA340 και υποστυλώματα διατομής HEB300 με βάση τις παρακάτω σχέσεις:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}, \quad (4.1)$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}, \quad (4.2)$$

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

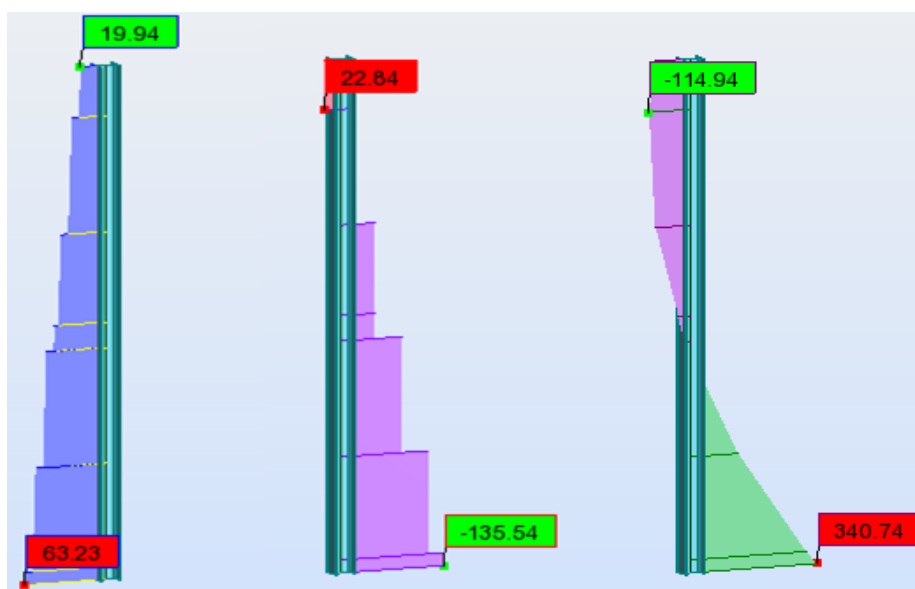
Ειδικότερα, για τα υποστυλώματα τα οποία εξετάζονται στο μονώροφο τμήμα και με βάση το διάγραμμα για μεταθετά πλαίσια προκύπτουν:

- για τα υποστυλώματα με ύψος 8.00 m , $\beta=1.27$ και $L_{cr}=10.19$ m
- για τα υποστυλώματα με ύψος 9.01 m , $\beta=1.25$ και $L_{cr}=11.28$ m
- για τα υποστυλώματα με ύψος 10.00 m , $\beta=1.23$ και $L_{cr}=12.33$ m

Στον ασθενή άξονα όπου δεν υπάρχει η λειτουργία πλαισίου το μήκος λυγισμού μειώθηκε, για τα υποστυλώματα των 8.00 και 10.00 m, χρησιμοποιώντας

οριζόντια στοιχεία εξασφάλισης διατομής αντίστοιχης της κεφαλοδοκού. Τα οριζόντια αυτά στοιχεία τοποθετήθηκαν στο μέσο του ύψους των υποστυλωμάτων, δηλαδή στα 4.00 και 5.00 m αντίστοιχα οδηγώντας σε μείωση του μήκους λυγισμού στο μισό του συνολικού τους ύψους. Για τα υποστυλώματα των 9.01 m, ως ύψος λυγισμού ελήφθη το συνολικό τους ύψος.

Παρουσιάζεται ενδεικτικά ο κρίσιμος έλεγχος για το υποστύλωμα με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 4.1: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερου υποστυλώματος, N , V_z , M_y .

Υποστύλωμα

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.
ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 6 columns_6
 $x = 0.00$ $L = 0.00$ m

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 22 ULS10 (1+2)*1.35+3*0.75+(8+11)*1.50+82*1.05

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 300

$h=30.0$ cm
 $b=30.0$ cm
 $tw=1.1$ cm
 $tf=1.9$ cm

$gM0=1.00$
 $A_y=126.20$ cm²
 $I_y=25165.70$ cm⁴
 $W_{ply}=1868.80$ cm³

$gM1=1.00$
 $A_z=47.43$ cm²
 $I_z=8562.83$ cm⁴
 $W_{plz}=870.16$ cm³

$A_x=149.08$ cm²
 $I_x=186.00$ cm⁴

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 63.23$ kN
 $N_{c,Rd} = 3503.33$ kN

$M_{y,Ed} = 340.74$ kN*m
 $M_{y,Ed,max} = 340.74$ kN*m

$M_{z,Ed} = 9.76$ kN*m
 $M_{z,Ed,max} = 14.19$ kN*m

$V_{y,Ed} = 23.31$ kN
 $V_{y,T,Rd} = 1662.82$ kN

Nb,Rd = 2460.74 kN

My,c,Rd = 439.17 kN*m

Mz,c,Rd = 204.49 kN*m

Vz,Ed = -135.54 kN

MN,y,Rd = 439.17 kN*m

MN,z,Rd = 204.49 kN*m

Vz,T,Rd = 632.81 kN

Mb,Rd = 439.17 kN*m

Tt,Ed = 0.94 kN*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 0.00

Mcr = 4663.74 kN*m

ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b

XLT = 1.00

Lcr,upp=4.00 m

Lam_LT = 0.31

fi,LT = 0.52

XLT,mod = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

Ly = 8.00 m

Lam_y = 0.84

Lcr,y = 10.19 m

Xy = 0.70

Lamy = 78.45

kyy = 0.73



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

Lz = 8.00 m

Lam_z = 0.56

Lcr,z = 4.00 m

Xz = 0.81

Lamz = 52.78

kyz = 0.54

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.65 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.07 < 1.00 (6.2.6)

Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.04 < 1.00 (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Lambda,y = 78.45 < Lambda,max = 210.00

Lambda,z = 52.78 < Lambda,max = 210.00

ΣΤΑΘΕΡΟ

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.78 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.63 < 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) = 0.37 < 1.00 (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

vx = 0.1 cm < vx max = L/150.00 = 5.3 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 41 SLS8 (1+2+7+12)*1.00+3*0.50+82*0.70

vy = 3.7 cm < vy max = L/150.00 = 5.3 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

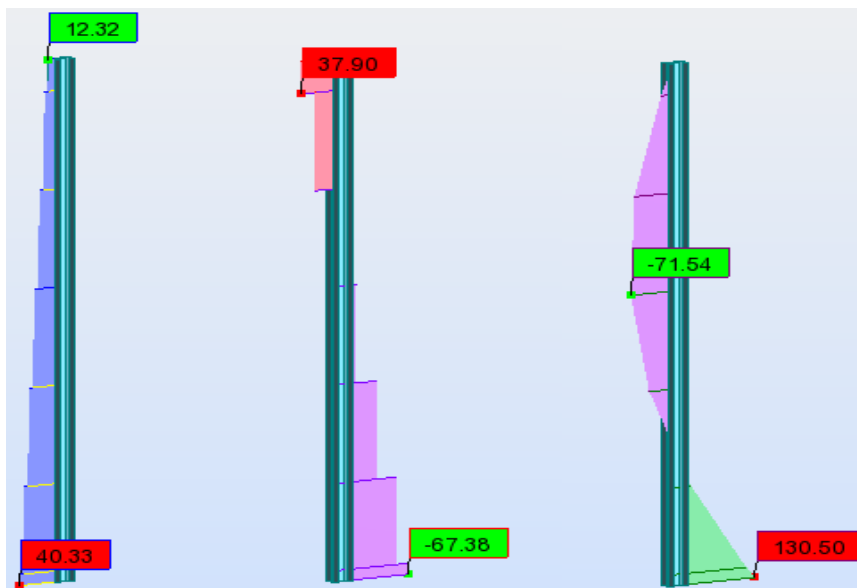
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 42 SLS9 (1+2+8+11)*1.00+3*0.50+82*0.70

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

4.2.2 Μετωπικοί στύλοι

Οι μετωπικοί στύλοι του μονώροφου τμήματος χρησιμοποιούνται ώστε να εδράζονται σε αυτούς οι οριζόντιες μηκίδες τις κατασκευής. Με αυτόν τον τρόπο τα φορτία των μηκίδων, που αποτελούνται από τα φορτία των επικαλύψεων και τα φορτία από τη δράση του ανέμου, μεταβιβάζονται στο έδαφος. Επίσης, οι μετωπικοί στύλοι αναλαμβάνουν και κάποια αξονικά φορτία από την ανωδομή, ενώ παράλληλα παρέχουν εξασφάλιση σε ορισμένα ζυγώματα έναντι λυγισμού. Το ύψος των μετωπικών στύλων εξαρτάται από τη θέση τους στο φορέα και την κλίση της οροφής. Το μήκος λυγισμού τους ελήφθη ίσο με το πραγματικό τους ύψος και στις δύο διευθύνσεις, ενώ η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση είναι η HEA 300.

Παρουσιάζεται ενδεικτικά ο κρίσιμος έλεγχος για το μετωπικό στύλο με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 4.2: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερου μετωπικού στύλου, N, Vz, My.

Μετωπικός στύλος

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 118 frontal columns_118 **ΣΗΜΕΙΟ:** 1
x = 0.00 L = 0.00 m

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 18 ULS6 (1+2)*1.35+3*0.75+(6+9)*1.50+82*1.05

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 300

h=29.0 cm
b=30.0 cm
tw=0.9 cm
tf=1.4 cm

gM0=1.00
Ay=94.85 cm²
Iy=18263.50 cm⁴
Wply=1383.40 cm³

gM1=1.00
Az=37.28 cm²
Iz=6309.56 cm⁴
Wplz=641.18 cm³

Ax=112.53 cm²
Ix=75.30 cm⁴

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N_{Ed} = 40.33 kN
N_{c,Rd} = 2644.41 kN
N_{b,Rd} = 957.93 kN

M_{y,Ed} = 130.50 kN*m
M_{y,Ed,max} = 130.50 kN*m
M_{y,c,Rd} = 325.10 kN*m
M_{N,y,Rd} = 325.10 kN*m
M_{b,Rd} = 321.84 kN*m

M_{z,Ed} = 19.67 kN*m
M_{z,Ed,max} = 19.67 kN*m
M_{z,c,Rd} = 150.68 kN*m
M_{N,z,Rd} = 150.68 kN*m

V_{y,Ed} = 2.34 kN
V_{y,T,Rd} = 1282.46 kN
V_{z,Ed} = -67.38 kN
V_{z,T,Rd} = 504.73 kN
T_{t,Ed} = -0.06 kN*m

ΤΑΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 0.00

M_{cr} = 663.42 kN*m

ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b

XLT = 0.87

Lcr,upp=9.60 m

Lam_LT = 0.70

fi,LT = 0.73

XLT,mod = 0.99

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 9.60 \text{ m}$

$Lam_y = 0.80$

$L_{cr,y} = 9.60 \text{ m}$

$X_y = 0.72$

$Lam_y = 75.38$

$k_{yy} = 0.98$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 9.60 \text{ m}$

$Lam_z = 1.37$

$L_{cr,z} = 9.60 \text{ m}$

$X_z = 0.36$

$Lam_z = 128.25$

$k_{yz} = 0.73$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.29 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

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

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.13 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$\lambda_{y} = 75.38 < \lambda_{max} = 210.00$

$\lambda_{z} = 128.25 < \lambda_{max} = 210.00$

ΣΤΑΘΕΡΟ

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.41 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.51 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.35 < 1.00$ (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

$v_x = 0.2 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 6.4 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 41 SLS8 (1+2+7+12)*1.00+3*0.50+82*0.70

$v_y = 2.2 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 6.4 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 38 SLS5 (1+2+6+9)*1.00+3*0.50+82*0.70

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

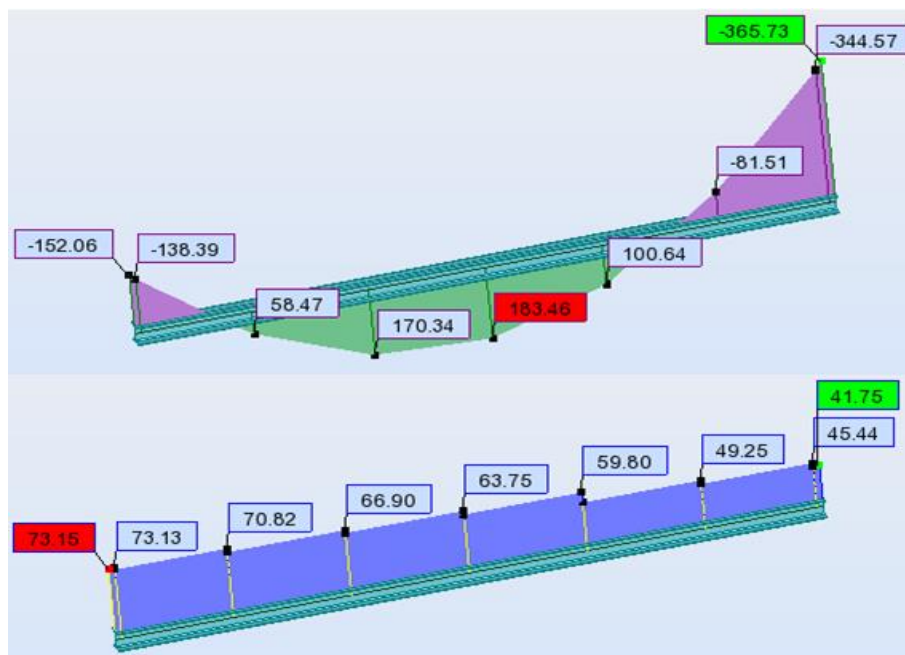
4.2.3 Ζυγώματα

Τα ζυγώματα του μονόροφου τμήματος υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη και έχουν μήκος το οποίο εξαρτάται από το αντίστοιχο φάτνωμα στο οποίο τοποθετούνται. Τα μήκη είναι της τάξεως των 11.54 και 11.24 m. Θεωρούνται αμφίπακτα, αφού συνδέονται στα αντίστοιχα υποστυλώματα με συνδέσεις ροπής, λυγίζουν με διπλή καμπυλότητα και το μήκος λυγισμού τους εξαρτάται από τη θέση που κατέχουν στο φορέα.

Τα ακραία ζυγώματα τα οποία συνδέονται με τους μετωπικούς στύλους, κατά τον ισχυρό άξονα διαθέτουν μήκος λυγισμού 3.46 και 3.37 m ανάλογα με το φάτνωμα στο οποίο βρίσκονται. Οι μετωπικοί στύλοι εξασφαλίζουν τα εκάστοτε ζυγώματα έναντι λυγισμού και γι αυτό το λόγο το μήκος λυγισμού περιορίζεται. Τα ζυγώματα που δε συνδέονται με τους μετωπικούς στύλους, κατά τον ισχυρό άξονα διαθέτουν μήκος λυγισμού ίσο με το μισό του πραγματικού τους μήκους αφού θεωρούνται πακτωμένα στα υποστυλώματα. Οι τιμές τους είναι 5.77 και 5.62 m ανάλογα με το φάτνωμα στο οποίο βρίσκονται. Περί τον ασθενή άξονα ο λυγισμός περιορίζεται από

το οριζόντιο σύστημα δυσκαμψίας και τα ζυγώματα είναι ελεύθερα να λυγίσουν ανάμεσα στους κόμβους σύνδεσης, άρα το μήκος λυγισμού στον ασθενή είναι 3.81 και 3.71 m ανάλογα με το φάτνωμα. Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση είναι η ΗΕΑ 340.

Παρουσιάζεται ενδεικτικά ο κρίσιμος έλεγχος για το ζύγωμα με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 4.3: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερου ζυγώματος, M_y , N .

Ζύγωμα

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 29

ΣΗΜΕΙΟ: 3

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:

$x = 0.83 L = 9.62 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 27 ULS15 (1+2)*1.35+3*1.50+(4+10)*0.90+82*1.05

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΑ 340

$h=33.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=30.0 \text{ cm}$

$A_y=110.39 \text{ cm}^2$

$A_z=44.95 \text{ cm}^2$

$A_x=133.47 \text{ cm}^2$

$tw=0.9 \text{ cm}$

$I_y=27693.10 \text{ cm}^4$

$I_z=7436.00 \text{ cm}^4$

$I_x=123.00 \text{ cm}^4$

$tf=1.7 \text{ cm}$

$W_{ply}=1850.62 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=755.96 \text{ cm}^3$

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{y,Ed} = 49.25 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = -81.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,Ed} = -1.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{y,Ed} = 1.50 \text{ kN}$

Nc,Rd = 3136.62 kN
Nb,Rd = 2566.86 kN

My,Ed,max = -365.73 kN*m
My,c,Rd = 434.90 kN*m
MN,y,Rd = 434.90 kN*m
Mb,Rd = 388.32 kN*m

Mz,Ed,max = -1.73 kN*m
Mz,c,Rd = 177.65 kN*m
MN,z,Rd = 177.65 kN*m

Vy,T,Rd = 1495.82 kN
Vz,Ed = -95.54 kN
Vz,T,Rd = 609.43 kN
Tt,Ed = 0.03 kN*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 1.00

Mcr = 791.39 kN*m

ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b

XLT = 0.85

Lcr,low=3.86 m

Lam_LT = 0.74

fi,LT = 0.76

XLT,mod = 0.89

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

Ly = 11.54 m

Lam_y = 0.43

Lcr,y = 5.77 m

Xy = 0.92

Lamy = 40.07

kyy = 1.00



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

Lz = 11.54 m

Lam_z = 0.54

Lcr,z = 3.81 m

Xz = 0.82

Lamz = 51.04

kyz = 0.88

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.16 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Lambda,y = 40.07 < Lambda,max = 210.00

Lambda,z = 51.04 < Lambda,max = 210.00

ΣΤΑΘΕΡΟ

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.94 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.97 < 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) = 0.52 < 1.00 (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 5.8 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 53 SLS20 (1+2+3)*1.00+(8+12)*0.60+82*0.70

uz = 2.0 cm < uz max = L/200.00 = 5.8 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 47 SLS14 (1+2+3)*1.00+(4+10)*0.60+82*0.70

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 4.6 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:

u inst,z = 1.6 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 4.6 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

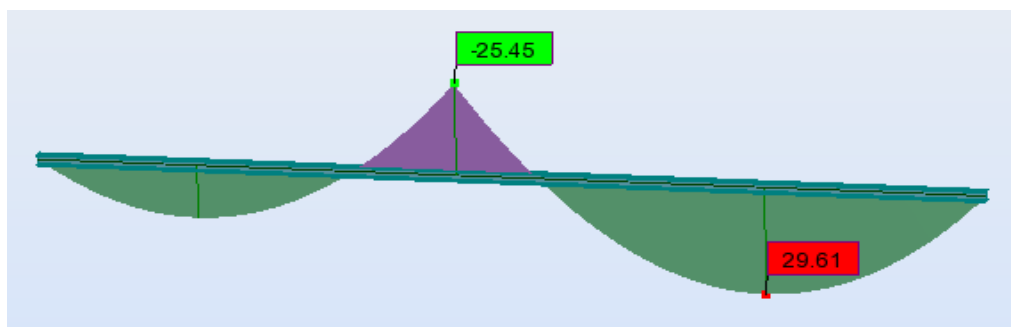
ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

4.2.4 Τεγίδες

Οι τεγίδες θεωρούνται ότι συμμετέχουν στην λειτουργία των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας οπότε παραλαμβάνουν αξονικά φορτία. Ακόμα λόγω της κλίσης της στέγης υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με μικρή τιμή της ροπής κάμψεως περί τον ασθενή άξονα. Το στατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται είναι αυτό τις δοκού δύο ανοιγμάτων, με την ενδιάμεση στήριξη να παραλαμβάνει ροπή και τις δύο

ακραίες στηρίξεις να είναι αρθρώσεις επί των ζυγμάτων. Στην πραγματικότητα, η ελευθερία στροφής των τεγίδων θεωρείται μερικώς δεσμευμένη, εξαιτίας τις δυσκαμψίας των φύλλων επικαλύψεως, για παραμορφώσεις εκτός του επιπέδου τους. Το μήκος λυγισμού των τεγίδων λαμβάνεται ίσο με την απόσταση της μεσαίας από την ακραία στήριξη και εξαρτάται από το φάτνωμα στο οποίο βρίσκεται η εκάστοτε τεγίδα. Οι τιμές τους είναι 6.00, 5.52 και 7.11 m. Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση είναι η HEA 160.

Παρουσιάζεται ενδεικτικά ο κρίσιμος έλεγχος για την τεγίδα με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 4.4: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης τεγίδας, M_y .

Τεγίδα δύο ανοιγμάτων

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 437 tegidesC_437

ΣΗΜΕΙΟ: 2

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:

$x = 0.72 L = 9.15 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 27 ULS15 (1+2)*1.35+3*1.50+(4+10)*0.90+82*1.05

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 160

$h=15.2 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=16.0 \text{ cm}$

$A_y=32.53 \text{ cm}^2$

$A_z=13.21 \text{ cm}^2$

$A_x=38.77 \text{ cm}^2$

$tw=0.6 \text{ cm}$

$I_y=1672.98 \text{ cm}^4$

$I_z=615.57 \text{ cm}^4$

$I_x=10.90 \text{ cm}^4$

$tf=0.9 \text{ cm}$

$W_{ply}=245.17 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=117.63 \text{ cm}^3$

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{i,Ed} = -2.74 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 28.65 \text{ kN*m}$

$M_{z,Ed} = -0.72 \text{ kN*m}$

$V_{y,Ed} = 0.69 \text{ kN}$

$N_{i,Rd} = 911.13 \text{ kN}$

$M_{y,pl,Rd} = 57.61 \text{ kN*m}$

$M_{z,pl,Rd} = 27.64 \text{ kN*m}$

$V_{y,T,Rd} = 441.25 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 57.61 \text{ kN*m}$

$M_{z,c,Rd} = 27.64 \text{ kN*m}$

$V_{z,Ed} = 3.55 \text{ kN}$

$M_{N,y,Rd} = 57.61 \text{ kN*m}$

$M_{N,z,Rd} = 27.64 \text{ kN*m}$

$V_{z,T,Rd} = 179.21 \text{ kN}$

$M_{b,Rd} = 38.78 \text{ kN*m}$

$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 50.18 \text{ kN*m}$

ΚΑΜΠΥΛΗ, LT - b

$\chi_{LT} = 0.66$

Lcr,upp=5.72 m

Lam_LT = 1.07

fi,LT = 1.04

XLT,mod = 0.67

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.27 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

My,Ed/Mb,Rd = 0.76 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**ΕΚΤΡΟΠΕΣ**

uy = 2.5 cm < uy max = L/200.00 = 6.4 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 42 SLS9 (1+2+8+11)*1.00+3*0.50+82*0.70

uz = 3.8 cm < uz max = L/200.00 = 6.4 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 47 SLS14 (1+2+3)*1.00+(4+10)*0.60+82*0.70

u inst,y = 2.5 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 5.1 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.5*3 + 1*4 + 1*5 + 1*10 + 0.7*82

u inst,z = 3.3 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 5.1 cm

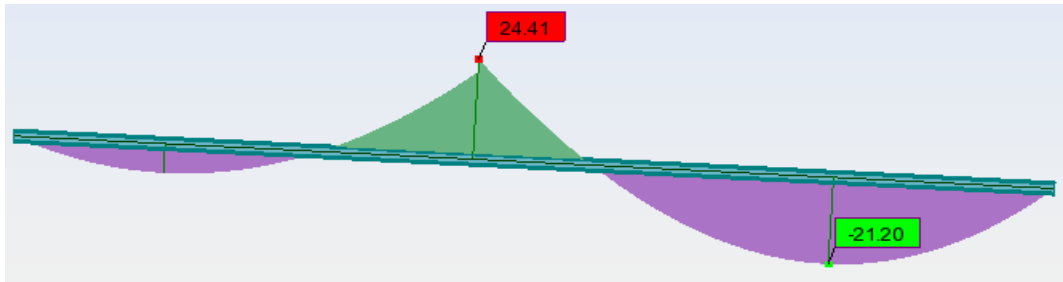
ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.5*3 + 1*6 + 1*9 + 0.7*82**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ****ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!****4.2.5 Μηκίδες**

Οι μηκίδες στο μονώροφο τμήμα υπόκεινται σε διαξονική κάμψη, αφενός λόγω των δράσεων του ανέμου οι οποίες καταπονούν την κατασκευή και αφετέρου λόγω του ιδίου βάρους των επικαλύψεων που περιτυλίγουν το κτίριο και συνδέονται σε αυτό μέσω των μηκίδων. Επίσης οι μηκίδες παραλαμβάνουν και ένα πολύ μικρό αξονικό φορτίο, εξαιτίας των διαφόρων συνδυασμών φορτίσεων, το οποίο αν και αμελητέο ελήφθη υπόψη κατά την ανάλυση του φορέα.

Το μήκος λυγισμού των αμφιέριστων μηκίδων είναι ίσο με το συνολικό τους μήκος, δηλαδή από άρθρωση σε άρθρωση. Υπάρχει μεγάλο εύρος όσον αφορά τα μήκη των αμφιέριστων εξαιτίας των πολλών και διαφορετικών φαινομάτων που απαρτίζουν το μονώροφο τμήμα. Το μήκος λυγισμού των μηκίδων δύο ανοιγμάτων λαμβάνεται ίσο με την απόσταση της μεσαίας από την ακραία στήριξη και εξαρτάται από το φαινόμενο στο οποίο βρίσκεται η εκάστοτε μηκίδα, όπως ακριβώς ισχύει και για τις τεγίδες. Οι τιμές τους είναι 6.00, 5.52 και 7.11 m. Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση είναι η HEA 160.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι κρίσιμοι έλεγχοι για τις μηκίδες με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 4.5: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης μηκίδας δύο ανοιγμάτων, M_y .

Μηκίδα δύο ανοιγμάτων

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 408 tegidesC_408
 $x = 0.44 L = 5.60 \text{ m}$

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 22 ULS10 (1+2)*1.35+3*0.75+(8+11)*1.50+82*1.05

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 160

$h=15.2 \text{ cm}$
 $b=16.0 \text{ cm}$
 $tw=0.6 \text{ cm}$
 $tf=0.9 \text{ cm}$

$gM0=1.00$
 $A_y=32.53 \text{ cm}^2$
 $I_y=1672.98 \text{ cm}^4$
 $W_{ply}=245.17 \text{ cm}^3$

$gM1=1.00$
 $A_z=13.21 \text{ cm}^2$
 $I_z=615.57 \text{ cm}^4$
 $W_{plz}=117.63 \text{ cm}^3$

$A_x=38.77 \text{ cm}^2$
 $I_x=10.90 \text{ cm}^4$

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 0.31 \text{ kN}$
 $N_{c,Rd} = 911.13 \text{ kN}$
 $N_{b,Rd} = 195.01 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 24.41 \text{ kN}^*\text{m}$
 $M_{y,Ed,max} = 24.41 \text{ kN}^*\text{m}$
 $M_{y,c,Rd} = 57.61 \text{ kN}^*\text{m}$
 $M_{N,y,Rd} = 57.61 \text{ kN}^*\text{m}$
 $M_{b,Rd} = 38.78 \text{ kN}^*\text{m}$

$M_{z,Ed} = 4.44 \text{ kN}^*\text{m}$
 $M_{z,Ed,max} = 4.44 \text{ kN}^*\text{m}$
 $M_{z,c,Rd} = 27.64 \text{ kN}^*\text{m}$
 $M_{N,z,Rd} = 27.64 \text{ kN}^*\text{m}$

$V_{y,Ed} = 3.15 \text{ kN}$
 $V_{y,T,Rd} = 440.82 \text{ kN}$
 $V_{z,Ed} = -19.56 \text{ kN}$
 $V_{z,T,Rd} = 179.10 \text{ kN}$
 $T_{t,Ed} = 0.01 \text{ kN}^*\text{m}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$
 $L_{cr,upp} = 5.72 \text{ m}$

$M_{cr} = 50.18 \text{ kN}^*\text{m}$
 $Lam_{LT} = 1.07$

ΚΑΜΠΥΛΗ, LT - b
 $f_{i,LT} = 1.04$

$XLT = 0.66$
 $XLT_{,mod} = 0.67$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 12.70 \text{ m}$
 $L_{cr,y} = 7.11 \text{ m}$
 $Lam_y = 108.27$
 $Lam_y = 1.15$
 $X_y = 0.50$
 $k_{yy} = 1.01$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 12.70 \text{ m}$
 $L_{cr,z} = 7.11 \text{ m}$
 $Lam_z = 178.49$
 $Lam_z = 1.90$
 $X_z = 0.21$
 $k_{yz} = 0.84$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

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

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.34 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y} = 108.27 < \lambda_{y,max} = 210.00$$

$$\lambda_{z} = 178.49 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

ΣΤΑΘΕΡΟ

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.49 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**ΕΚΤΡΟΠΕΣ**

$$u_y = 0.6 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 6.4 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 40 \text{ SLS7 } (1+2+7+11) \cdot 1.00 + 3 \cdot 0.50 + 82 \cdot 0.70$$

$$u_z = 1.9 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 6.4 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 42 \text{ SLS9 } (1+2+8+11) \cdot 1.00 + 3 \cdot 0.50 + 82 \cdot 0.70$$

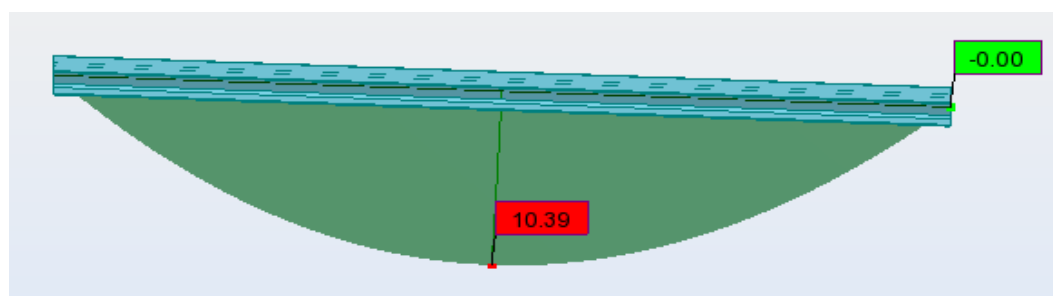
$$u_{inst,y} = 0.1 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/250.00 = 5.1 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 0.5 \cdot 3 + 1 \cdot 8 + 1 \cdot 11 + 0.7 \cdot 82$$

$$u_{inst,z} = 1.8 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 5.1 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ****ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

Σχήμα 4.6: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης αμφιέριστης μηκίδας, M_y .

*Μηκίδα αμφιέριστη***ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΜΕΛΟΣ:** 381 tegidesD_381
 $x = 0.50 L = 2.25 \text{ m}$ **ΣΗΜΕΙΟ:** 2**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:****ΦΟΡΤΙΑ:****ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 23 ULS11 $(1+2) \cdot 1.35 + 3 \cdot 0.75 + (8+12) \cdot 1.50 + 82 \cdot 1.05$ **ΥΛΙΚΟ:**S235 (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 160**

h=15.2 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=32.53 cm ²	Az=13.21 cm ²	Ax=38.77 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=1672.98 cm ⁴	Iz=615.57 cm ⁴	Ix=10.90 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=245.17 cm ³	Wplz=117.63 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 0.48 kN	M _{y,Ed} = 10.39 kN*m	M _{z,Ed} = -1.80 kN*m	
N _{c,Rd} = 911.13 kN	M _{y,Ed,max} = 10.39 kN*m	M _{z,Ed,max} = -1.80 kN*m	
N _{b,Rd} = 394.11 kN	M _{y,c,Rd} = 57.61 kN*m	M _{z,c,Rd} = 27.64 kN*m	
	M _{N,y,Rd} = 57.61 kN*m	M _{N,z,Rd} = 27.64 kN*m	
	M _{b,Rd} = 46.29 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00	M _{cr} = 76.74 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.78
L _{cr,upp} = 4.50 m	Lam _{LT} = 0.87	fi,LT = 0.86	XLT,mod = 0.80

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

L _y = 4.50 m	Lam _y = 0.73
L _{cr,y} = 4.50 m	X _y = 0.77
Lam _y = 68.51	k _{yy} = 1.00



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

L _z = 4.50 m	Lam _z = 1.20
L _{cr,z} = 4.50 m	X _z = 0.43
Lam _z = 112.93	k _{yz} = 0.78

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

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

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

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

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y} = 68.51 < \lambda_{y,max} = 210.00$$

$$\lambda_{z} = 112.93 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

ΣΤΑΘΕΡΟ

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**ΕΚΤΡΟΠΕΣ**

$$u_y = 0.2 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 43 \text{ SLS10 } (1+2+8+12) \cdot 1.00 + 3 \cdot 0.50 + 82 \cdot 0.70$$

$$u_z = 0.4 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 2.3 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 34 \text{ SLS1 } (1+2+4+5+9) \cdot 1.00 + 3 \cdot 0.50 + 82 \cdot 0.70$$

$$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/250.00 = 1.8 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 0.5 \cdot 3 + 1 \cdot 7 + 1 \cdot 11 + 0.7 \cdot 82$$

$$u_{inst,z} = 0.4 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 1.8 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 0.5 \cdot 3 + 1 \cdot 6 + 1 \cdot 9 + 0.7 \cdot 82$$

**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ****ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

4.2.6 Κεφαλοδοκοί

Οι κεφαλοδοκοί παραλαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία από την κατασκευή και συνδέονται με αρθρώσεις στην κεφαλή των υποστυλωμάτων. Επίσης, οι οριζόντιες ράβδοι των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας αναλαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία και διαστασιολογήθηκαν με τον ίδιο τρόπο όπως και οι κεφαλοδοκοί, ενώ συνδέονται στα υποστυλώματα κι αυτές με απλές αρθρώσεις. Επομένως, η διαστασιολόγηση των δύο αυτών ομάδων μελών έγινε με τον ίδιο ακριβώς τρόπο, δηλαδή ως κεφαλοδοκοί. Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση είναι η SHSH 120×120×10.

Παρουσιάζεται ενδεικτικά ο κρίσιμος έλεγχος για την κεφαλοδοκό με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 4.7: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης κεφαλοδοκού, N.

Κεφαλοδοκός

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 290 beams_290
 $x = 0.50 L = 3.55 \text{ m}$

ΣΗΜΕΙΟ: 2

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 23 ULS11 (1+2)*1.35+3*0.75+(8+12)*1.50+82*1.05

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: SHSH 120x120x10

$h=12.0 \text{ cm}$
 $b=12.0 \text{ cm}$
 $tw=1.0 \text{ cm}$
 $tf=1.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$A_y=21.45 \text{ cm}^2$

$I_y=852.00 \text{ cm}^4$

$W_{ply}=175.00 \text{ cm}^3$

$gM1=1.00$

$A_z=21.45 \text{ cm}^2$

$I_z=852.00 \text{ cm}^4$

$W_{plz}=175.00 \text{ cm}^3$

$A_x=42.90 \text{ cm}^2$

$I_x=1382.00 \text{ cm}^4$

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 28.66 \text{ kN}$

$N_{c,Rd} = 1008.15 \text{ kN}$

$N_{b,Rd} = 303.00 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 2.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,Ed,max} = 2.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,c,Rd} = 41.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{N,y,Rd} = 41.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$T_{t,Ed} = 0.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 7.10 \text{ m}$ $L_{am_y} = 1.70$
 $L_{cr,y} = 7.10 \text{ m}$ $X_y = 0.30$
 $L_{am_y} = 159.32$ $k_{yy} = 1.06$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 7.10 \text{ m}$ $L_{am_z} = 1.70$
 $L_{cr,z} = 7.10 \text{ m}$ $X_z = 0.30$
 $L_{am_z} = 159.32$ $k_{zy} = 0.67$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N, Ed/N_c, R_d = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_y, Ed/M_y, c, R_d = 0.07 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $\tau_{ed, ty, Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM_0)) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{ed, tz, Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM_0)) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$\lambda_{y, y} = 159.32 < \lambda_{y, max} = 210.00$ $\lambda_{z, z} = 159.32 < \lambda_{z, max} = 210.00$
 ΣΤΑΘΕΡΟ

$N, Ed / (X_y * N, R_k / gM_1) + k_{yy} * M_y, Ed, max / (XLT * M_y, R_k / gM_1) = 0.17 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N, Ed / (X_z * N, R_k / gM_1) + k_{zy} * M_y, Ed, max / (XLT * M_y, R_k / gM_1) = 0.14 < 1.00$ (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y, max} = L/200.00 = 3.6 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 40 SLS7 (1+2+7+11)*1.00+3*0.50+82*0.70

$u_z = 0.6 \text{ cm} < u_{z, max} = L/200.00 = 3.6 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 47 SLS14 (1+2+3)*1.00+(4+10)*0.60+82*0.70

$u_{inst, y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst, max, y} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.5*3 + 1*8 + 1*11 + 0.7*82

$u_{inst, z} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst, max, z} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 1*3 + 0.6*6 + 0.6*10 + 0.7*82



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

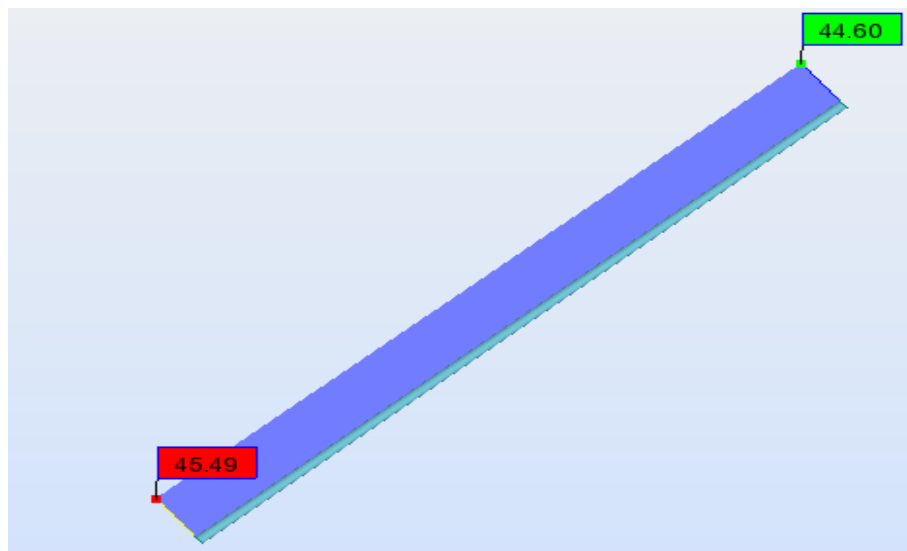
4.2.7 Κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας δέχονται μόνο αξονικά φορτία και διαστασιολογήθηκαν θεωρώντας ότι λειτουργούν και οι εφελκόμενες ράβδοι και οι θλιβόμενες ράβδοι. Δηλαδή, οι θλιβόμενες ράβδοι σχεδιάζονται έναντι λυγισμού. Το μήκος των διαγώνιων ράβδων είναι 7.43 m για τους συνδέσμους δυσκαμψίας που συνδέονται στα υποστυλώματα ύψους 10.00 m, ενώ το μήκος των διαγώνιων ράβδων που συνδέονται στα υποστυλώματα ύψους 8.00 m είναι 6.80 m. Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση είναι η CHS 114.3×5.

Οι οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας δέχονται και αυτοί μόνο αξονικές δυνάμεις και διαστασιολογήθηκαν επίσης θεωρώντας ότι λειτουργούν και οι εφελκόμενες και οι θλιβόμενες ράβδοι. Το μήκος των διαγώνιων ράβδων εξαρτάται από το φάτνωμα στο οποίο είναι τοποθετημένοι καθώς το μονώροφο τμήμα δεν αποτελεί συμμετρική κατασκευή. Οι τιμές που λαμβάνει το μήκος των ράβδων είναι

7.13, 7.07, 6.71 και 6.66 m. Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση είναι, όπως και στην περίπτωση των κατακόρυφων συνδέσμων, η CHS 114.3×5.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι κρίσιμοι έλεγχοι για τις ράβδους με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 4.8: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης διαγώνιας ράβδου κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας, N.

Διαγώνια ράβδος κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 470 xiasti_470

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:

x = 0.00 L = 0.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 21 ULS9 (1+2)*1.35+3*0.75+(7+12)*1.50+82*1.05

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: CHS 114.3x5

h=11.4 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

Ay=10.95 cm²

Az=10.95 cm²

Ax=17.20 cm²

tw=0.5 cm

Iy=257.00 cm⁴

Iz=257.00 cm⁴

Ix=514.00 cm⁴

Wply=59.77 cm³

Wplz=59.77 cm³

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N,Ed = 45.49 kN

Nc,Rd = 404.20 kN


Nb,Rd = 78.67 kN


ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

 ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:
Ly = 7.81 m Lam_y = 1.08
Lcr,y = 3.91 m Xy = 0.61
Lamy = 101.03

 ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:
Lz = 7.81 m Lam_z = 2.15
Lcr,z = 7.81 m Xz = 0.19
Lamz = 202.05

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N,Ed/Nc,Rd = 0.11 < 1.00 (6.2.4.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Lambda,y = 101.03 < Lambda,max = 210.00

Lambda,z = 202.05 < Lambda,max = 210.00

ΣΤΑΘΕΡΟ

N,Ed/Nb,Rd = 0.58 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

vx = 0.1 cm < vx max = L/150.00 = 5.2 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

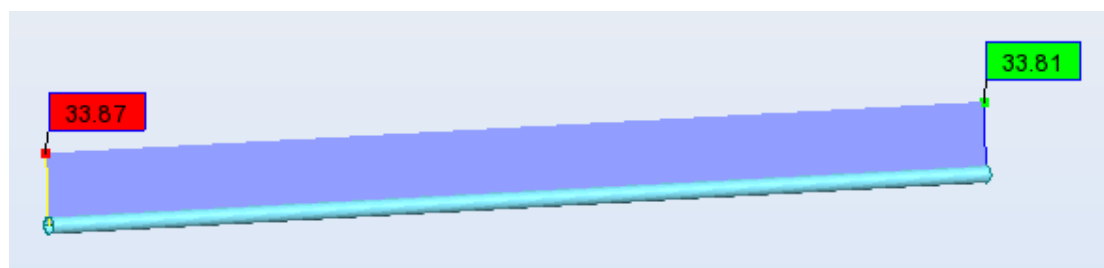
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 41 SLS8 (1+2+7+12)*1.00+3*0.50+82*0.70

vy = 1.3 cm < vy max = L/150.00 = 5.2 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 38 SLS5 (1+2+6+9)*1.00+3*0.50+82*0.70

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!



Σχήμα 4.9: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης διαγώνιας ράβδου οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας, N.

Διαγώνια ράβδος οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 482 top xiasti_482

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:

x = 0.00 L = 0.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 21 ULS9 (1+2)*1.35+3*0.75+(7+12)*1.50+82*1.05

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: CHS 114.3x5

h=11.4 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=10.95 cm ²	Az=10.95 cm ²	Ax=17.20 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=257.00 cm ⁴	Iz=257.00 cm ⁴	Ix=514.00 cm ⁴
	Wply=59.77 cm ³	Wplz=59.77 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N,Ed = 33.87 kN
Nc,Rd = 404.20 kN
Nb,Rd = 94.51 kN
ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

Ly = 7.07 m Lam_y = 1.95
Lcr,y = 7.07 m Xy = 0.23
Lamy = 183.01



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

Lz = 7.07 m Lam_z = 0.97
Lcr,z = 3.54 m Xz = 0.68
Lamz = 91.51

ΣΤΡΕΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ

ΚΑΜΠΥΛΗ, T=a	alfa, T=0.21	ΚΑΜΠΥΛΗ, TF=a	alfa, TF=0.21
Lt=7.07 m	fi, T=0.49	Ncr,y=106.43 kN	fi, TF=0.49
Ncr, T=138923.08 kN	X, T=1.00	Ncr, TF=138923.08 kN	X, TF=1.00
Lam_T=1.95	Nb, T, Rd=404.20 kN	Lam_TF=0.05	Nb, TF, Rd=404.20 kN

kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N,Ed/Nc,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.4.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Lambda,y = 183.01 < Lambda,max = 210.00

Lambda,z = 91.51 < Lambda,max = 210.00

ΣΤΑΘΕΡΟ

N,Ed/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.36 < 1.00 (6.3.1)

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

vx = 0.1 cm < vx max = L/150.00 = 4.7 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 41 SLS8 (1+2+7+12)*1.00+3*0.50+82*0.70

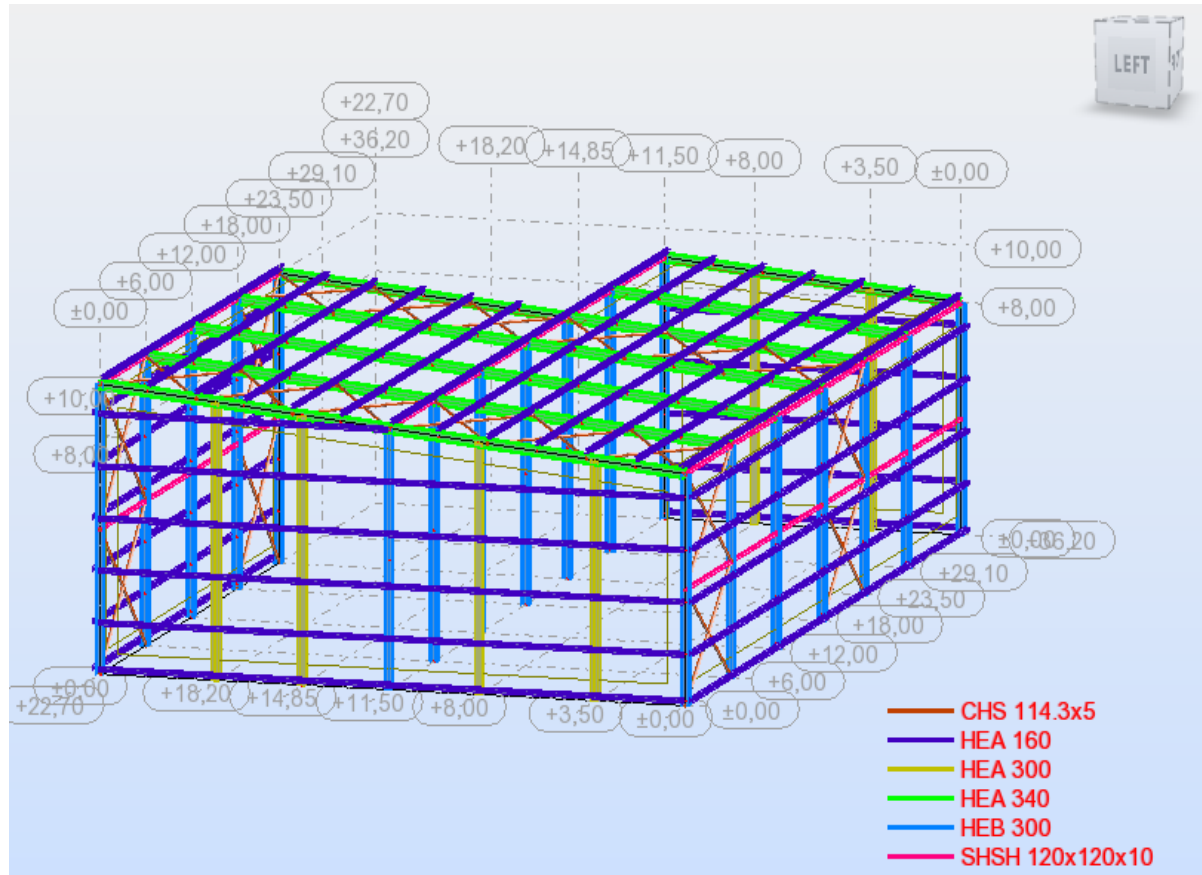
vy = 0.2 cm < vy max = L/150.00 = 4.7 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 47 SLS14 (1+2+3)*1.00+(4+10)*0.60+82*0.70

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

Ακολουθεί σχηματική απεικόνιση της διαστασιολόγησης που προηγήθηκε, με χρωματική διαφοροποίηση των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε μέλος του μονώροφου τμήματος.



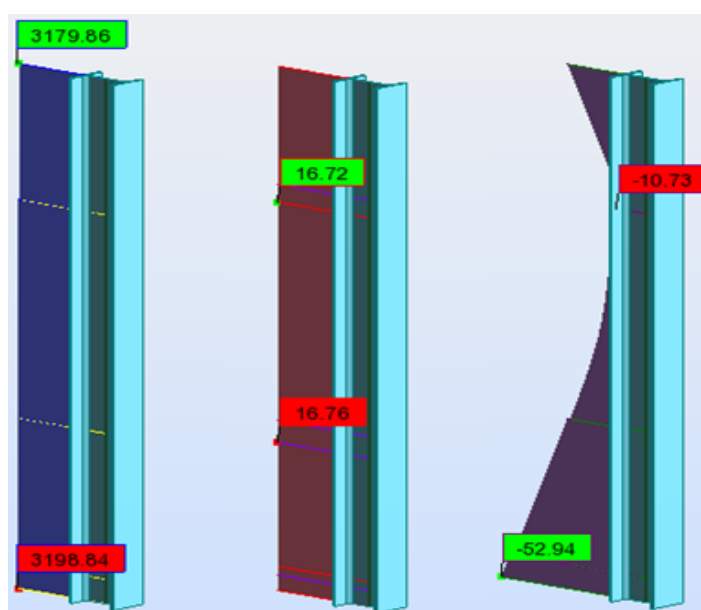
Σχήμα 4.10: Χρωματική απεικόνιση των διαφορετικών διατομών των μελών του μονώροφου τμήματος.

4.3 Διαστασιολόγηση πολυώροφου τμήματος

4.3.1 Υποστυλώματα

Για τα υποστυλώματα ως μήκος λυγισμού και στις δύο διευθύνσεις λήφθηκε το ύψος κάθε ορόφου. Πραγματοποιήθηκε έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό και επιλέχθηκαν διατομές από τη σειρά HEB με διαβάθμιση καθ' ύψος του κτιρίου, αφού χρησιμοποιήθηκε HEB 400 από τη στάθμη του εδάφους έως και τη στάθμη έδρασης των silo, και HEB 300 από τη στάθμη έδρασης των silo έως και την κορυφή του κτιρίου.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι κρίσιμοι έλεγχοι για τα υποστυλώματα με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 4.11: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερου υποστυλώματος, N, Vz, My.

Υποστώλωμα HEB 400

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 50 base columns _50
x = 0.00 L = 0.00 m

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 16 ULSS1 (1+2+3+84)*1.00+4*0.60

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=157.55 cm ²	Az=69.98 cm ²	Ax=197.78 cm ²
tw=1.4 cm	Iy=57680.50 cm ⁴	Iz=10819.00 cm ⁴	Ix=382.00 cm ⁴
tf=2.4 cm	Wply=3231.91 cm ³	Wplz=1104.05 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 3198.84 kN	M _{y,Ed} = -52.94 kN*m	M _{z,Ed} = 35.39 kN*m	V _{y,Ed} = 10.43 kN
N _{c,Rd} = 4647.78 kN	M _{y,Ed,max} = -52.94 kN*m	M _{z,Ed,max} = 35.39 kN*m	V _{y,T,Rd} = 2137.39 kN
N _{b,Rd} = 3838.57 kN	M _{y,c,Rd} = 759.50 kN*m	M _{z,c,Rd} = 259.45 kN*m	V _{z,Ed} = 16.76 kN
	MN _{y,Rd} = 274.03 kN*m	MN _{z,Rd} = 174.61 kN*m	V _{z,T,Rd} = 949.40 kN
	M _{b,Rd} = 759.50 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 0.00	M _{cr} = 3777.99 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.98
L _{cr,low} = 4.32 m	Lam _{LT} = 0.45	fi,LT = 0.58	XLT,mod = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

L _y = 4.32 m	Lam _y = 0.19
L _{cr,y} = 3.02 m	X _y = 1.00
Lam _y = 17.71	k _{zy} = 0.47



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

L _z = 4.32 m	Lam _z = 0.62
L _{cr,z} = 4.32 m	X _z = 0.83
Lam _z = 58.41	k _{zz} = 0.80

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.69 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^3 = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y,Ed} = 17.71 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 58.41 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

ΣΤΑΘΕΡΟ

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.82 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.98 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

Υποσύλωμα HEB 300

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 83 columns_83

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:

x = 0.00 L = 0.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 34 ULS16 (1+2+3)*1.35+(6+9)*1.50+14*0.75+4*1.05

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 300**

h=30.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=47.43 cm ²	Ax=149.08 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=25165.70 cm ⁴	Iz=8562.83 cm ⁴	Ix=186.00 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=1868.80 cm ³	Wplz=870.16 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 946.31 kN	M _{y,Ed} = 42.98 kN*m	M _{z,Ed} = 34.41 kN*m	V _{y,Ed} = 40.59 kN
N _{c,Rd} = 3503.33 kN	M _{y,Ed,max} = 42.98 kN*m	M _{z,Ed,max} = 34.41 kN*m	V _{y,T,Rd} = 1700.12 kN
N _{b,Rd} = 2630.25 kN	M _{y,c,Rd} = 439.17 kN*m	M _{z,c,Rd} = 204.49 kN*m	V _{z,Ed} = -30.14 kN
	M _{N,y,Rd} = 363.28 kN*m	M _{N,z,Rd} = 204.06 kN*m	V _{z,T,Rd} = 640.86 kN
	M _{b,Rd} = 439.17 kN*m		T _{t,Ed} = 0.23 kN*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 0.00	M _{cr} = 4280.52 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 1.00
L _{cr,upp} = 4.68 m	Lam _{LT} = 0.32	fi,LT = 0.52	XLT,mod = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

L _y = 4.68 m	Lam _y = 0.38
L _{cr,y} = 4.68 m	X _y = 0.93
Lam _y = 36.02	k _{zy} = 0.34



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

L _z = 4.68 m	Lam _z = 0.66
L _{cr,z} = 4.68 m	X _z = 0.75
Lam _z = 61.75	k _{zz} = 0.94

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.35} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y} = 36.02 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 61.75 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

ΣΤΑΘΕΡΟ

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**4.3.2 Κύριες δοκοί**

Οι κύριες δοκοί του πολώροφου τμήματος υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη και έχουν μήκος το οποίο εξαρτάται από το αντίστοιχο φάνωμα στο οποίο τοποθετούνται. Τα μήκη παίρνουν τις τιμές 5,10, 5,50 και 7,10 m. Θεωρούνται αμφίπακτα αλλά και αμφιαρθρωτά ανάλογα με τη διεύθυνση τοποθέτησής τους, όπως έχει αναλυτικά εξηγηθεί στο υποκεφάλαιο 3.2, αλλά όσον αφορά το μήκος λυγισμού, θα θεωρηθούν όλες αμφιαρθρωτές. Το μήκος λυγισμού τους εξαρτάται από τη θέση που κατέχουν στο φορέα, καθώς και από τα μέλη με τα οποία συνδέονται..

Οι κύριες δοκοί που συνδέονται με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ, κατά τον ισχυρό άξονα διαθέτουν μήκος λυγισμού ίσο με το μισό τους μήκος, σε αντίθεση με αυτές που δε συνδέονται, και έχουν μήκος λυγισμού ίσο με το μήκος τους. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ, εξασφαλίζουν τις εκάστοτε δοκούς έναντι λυγισμού και γι αυτό το λόγο το μήκος λυγισμού περιορίζεται. Περί τον ασθενή άξονα ο λυγισμός περιορίζεται από τις δευτερεύουσες δοκούς οι οποίες συνδέονται στην κύρια δοκό, με αποτέλεσμα οι κύριες δοκοί να είναι ελεύθερες να λυγίσουν ανάμεσα στους κόμβους σύνδεσης. Οι διατομές που προέκυψαν από την ανάλυση είναι HEB 550 για τις δοκούς έδρασης του μεγάλου silo, HEB 500 για τις δοκούς έδρασης του μικρού silo, ενώ HEA 260 για όλες τις υπόλοιπες.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι κρίσιμοι έλεγχοι για τις κύριες δοκούς με τη μέγιστη καταπόνηση.

Κύρια δοκός HEA 260

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 223 inside beams empty_223

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.41 L = 2.90 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 98 ULSS7 (1+2+3+90)*1.00+4*0.60

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 260

$h=25.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=26.0 \text{ cm}$	$A_y=73.54 \text{ cm}^2$	$A_z=28.76 \text{ cm}^2$	$A_x=86.82 \text{ cm}^2$
$tw=0.8 \text{ cm}$	$I_y=10455.00 \text{ cm}^4$	$I_z=3667.56 \text{ cm}^4$	$I_x=46.30 \text{ cm}^4$
$tf=1.3 \text{ cm}$	$W_{ply}=919.86 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=430.18 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 8.45 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 109.02 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -58.07 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -0.70 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 2040.26 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 109.02 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = -58.07 \text{ kN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 991.92 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 1611.64 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 216.17 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 101.09 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -0.14 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 216.17 \text{ kN*m}$	$M_{N,z,Rd} = 101.09 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 388.78 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 216.17 \text{ kN*m}$		$T_{t,Ed} = -0.07 \text{ kN*m}$

ΤΑΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 5457.82 \text{ kN*m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	$X_{LT} = 1.00$
$L_{cr,upp} = 1.10 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.20$	$\phi_{i,LT} = 0.48$	$X_{LT,mod} = 1.00$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 7.10 \text{ m}$	$Lam_y = 0.69$
$L_{cr,y} = 7.10 \text{ m}$	$X_y = 0.79$
$Lam_y = 64.70$	$k_{yy} = 1.00$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 7.10 \text{ m}$	$Lam_z = 0.18$
$L_{cr,z} = 1.10 \text{ m}$	$X_z = 1.00$
$Lam_z = 16.92$	$k_{yz} = 0.70$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

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

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.83 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

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

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y} = 64.70 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 16.92 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

ΣΤΑΘΕΡΟ

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.91 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.84 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

Κύρια Δοκός HEB 500

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 111 outside beams silo empty_111

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.39 L = 2.77 \text{ m}$ **ΦΟΡΤΙΑ:**

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 98 ULSS7 (1+2+3+90)*1.00+4*0.60

ΥΛΙΚΟ:S235 (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 500**

h=50.0 cm

g_{M0}=1.00g_{M1}=1.00

b=30.0 cm

A_y=182.09 cm²A_z=89.82 cm²A_x=238.64 cm²

tw=1.5 cm

I_y=107176.00 cm⁴I_z=12623.90 cm⁴I_x=605.00 cm⁴

tf=2.8 cm

W_{ply}=4814.79 cm³W_{plz}=1291.67 cm³**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**N_{Ed} = -49.47 kNM_{y,Ed} = 748.19 kN*mM_{z,Ed} = -100.08 kN*mV_{y,Ed} = -114.36 kNN_{t,Rd} = 5607.99 kNM_{y,pl,Rd} = 1131.48 kN*mM_{z,pl,Rd} = 303.54 kN*mV_{y,T,Rd} = 2438.94 kNM_{y,c,Rd} = 1131.48 kN*mM_{z,c,Rd} = 303.54 kN*mV_{z,Ed} = -89.66 kNM_{N,y,Rd} = 1131.48 kN*mM_{N,z,Rd} = 303.54 kN*mV_{z,T,Rd} = 1210.58 kNM_{b,Rd} = 1131.48 kN*mT_{t,Ed} = -0.93 kN*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00

M_{cr} = 48474.55 kN*m

ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b

XLT = 1.00

L_{cr,upp} = 1.01 mLam_{LT} = 0.15f_{i,LT} = 0.47

XLT,mod = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.77 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

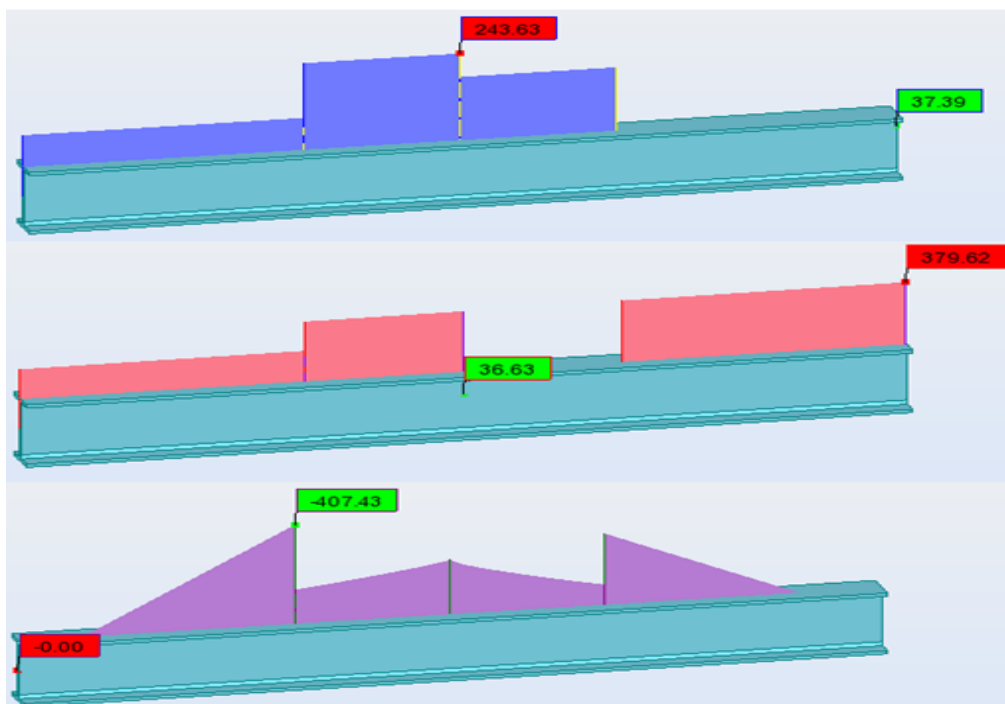
$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.82 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

Σχήμα 4.12: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης κύριας δοκού, N, V_z, M_y .

Κύρια Δοκός HEB 550

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 110 outside beams silo empz,y_110

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.68 L = 3.47 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 96 ULSS5 (1+2+3+88)*1.00+4*0.60

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 550

$h=55.0 \text{ cm}$

$g_{M0}=1.00$

$g_{M1}=1.00$

$b=30.0 \text{ cm}$

$A_y=188.36 \text{ cm}^2$

$A_z=100.07 \text{ cm}^2$

$A_x=254.06 \text{ cm}^2$

tw=1.5 cm	Iy=136691.00 cm ⁴	Iz=13076.90 cm ⁴	Ix=679.00 cm ⁴
tf=2.9 cm	Wply=5590.85 cm ³	Wplz=1341.16 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N,Ed = 129.14 kN	My,Ed = -407.43 kN*m	Mz,Ed = 50.13 kN*m	Vy,Ed = 30.66 kN
Nc,Rd = 5970.36 kN	My,Ed,max = -407.43 kN*m	Mz,Ed,max = 101.32 kN*m	Vy,T,Rd = 2497.45 kN
Nb,Rd = 5879.82 kN	My,c,Rd = 1313.85 kN*m	Mz,c,Rd = 315.17 kN*m	Vz,Ed = 250.79 kN
	MN,y,Rd = 1313.85 kN*m	MN,z,Rd = 315.17 kN*m	Vz,T,Rd = 1341.81 kN
	Mb,Rd = 1313.85 kN*m		Tt,Ed = 1.79 kN*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 1.00	Mcr = 18785.60 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,low=1.64 m	Lam_LT = 0.26	fi,LT = 0.50	XLT,mod = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

Ly = 5.10 m	Lam_y = 0.12
Lcr,y = 2.55 m	Xy = 1.00
Lamy = 10.99	kyy = 1.00



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

Lz = 5.10 m	Lam_z = 0.24
Lcr,z = 1.64 m	Xz = 0.98
Lamz = 22.79	kyz = 0.68

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
 (My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.26 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.06 < 1.00 (6.2.6)

Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.03 < 1.00 (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Lambda,y = 10.99 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 22.79 < Lambda,max = 210.00

ΣΤΑΘΕΡΟ

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.31 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.55 < 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) = 0.50 < 1.00 (6.3.3.(4))

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

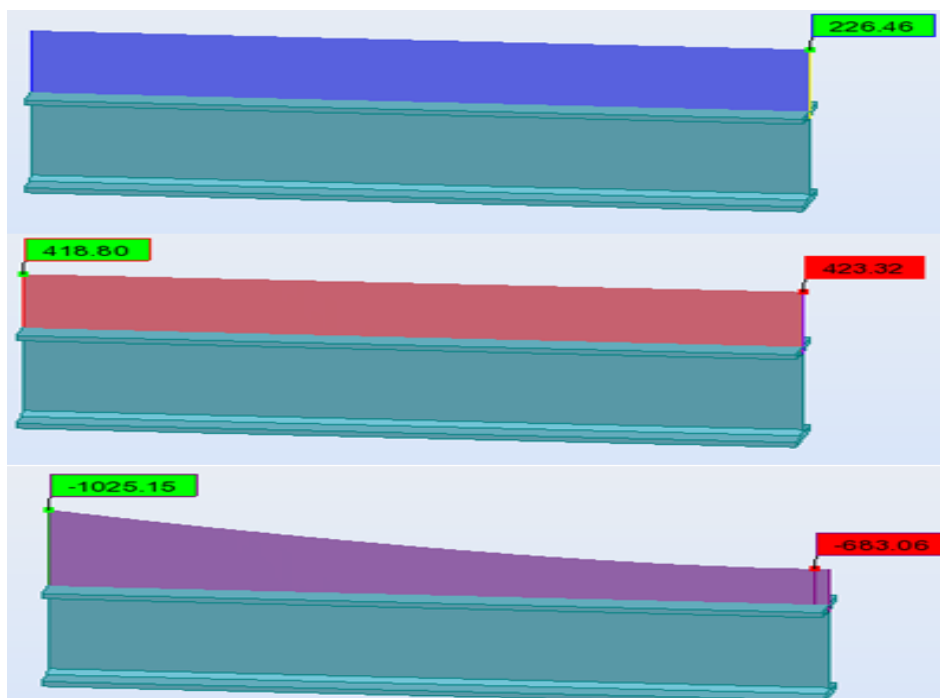
4.3.3 Δευτερεύουσες δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί του πολυώροφου τμήματος υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη και έχουν μήκος το οποίο εξαρτάται από την αντίστοιχη μηχανολογική διάταξη της κάθε στάθμης. Θεωρούνται αμφιαρθρωτά μέλη ανεξάρτητα της διεύθυνσης τοποθέτησής τους, όπως έχει αναλυτικά εξηγηθεί στο υποκεφάλαιο 3.2. Το μήκος λυγισμού τους εξαρτάται από τη θέση που κατέχουν στο φορέα, καθώς και από τα μέλη με τα οποία συνδέονται..

Κατά τον ισχυρό άξονα διαθέτουν μήκος λυγισμού ίσο με το μήκος τους. Περί τον ασθενή άξονα ο λυγισμός περιορίζεται από άλλες δευτερεύουσες δοκούς, οι οποίες συνδέονται στην εκάστοτε δοκό, με αποτέλεσμα οι δευτερεύουσες δοκοί να είναι ελεύθερες να λυγίσουν ανάμεσα στους κόμβους σύνδεσης. Οι διατομές που προέκυψαν από την ανάλυση είναι HEB 550 για τις δοκούς έδρασης του μεγάλου

silos, HEB 500 για τις δοκούς έδρασης του μικρού silo, ενώ HEA 240 για όλες τις υπόλοιπες.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι κρίσιμοι έλεγχοι για τις δευτερεύουσες δοκούς με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 4.13: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δευτερεύουσας δοκού, N , V_z , M_y .

Δευτερεύουσα Δοκός HEB 550

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 539 beams dapedou_539 **ΣΗΜΕΙΟ:** 3
 $x = 1.00$ $L = 2.31$ m

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 16 ULSS1 (1+2+3+84)*1.00+4*0.60

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 550

$h=55.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=188.36$ cm ²	$A_z=100.07$ cm ²	$A_x=254.06$ cm ²
$tw=1.5$ cm	$I_y=136691.00$ cm ⁴	$I_z=13076.90$ cm ⁴	$I_x=679.00$ cm ⁴
$tf=2.9$ cm	$W_{ply}=5590.85$ cm ³	$W_{plz}=1341.16$ cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 226.46$ kN	$M_{y,Ed} = -1025.15$ kN*m	$M_{z,Ed} = 25.53$ kN*m	$V_{y,Ed} = 31.32$ kN
$N_{c,Rd} = 5970.36$ kN	$M_{y,Ed,max} = -1025.15$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 48.35$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 2535.32$ kN
$N_{b,Rd} = 5660.19$ kN	$M_{y,c,Rd} = 1313.85$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 315.17$ kN*m	$V_{z,Ed} = 418.80$ kN

MN,y,Rd = 1313.85 kN*m
Mb,Rd = 1313.85 kN*m

MN,z,Rd = 315.17 kN*m

Vz,T,Rd = 1352.14 kN
Tt,Ed = 0.63 kN*m

ΤΑΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 1.00 M_{cr} = 10407.75 kN*m ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b XLT = 1.00
L_{cr,low} = 2.31 m Lam_LT = 0.36 f_{i,LT} = 0.54 XLT_{mod} = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

L_y = 2.31 m Lam_y = 0.11
L_{cr,y} = 2.31 m X_y = 1.00
Lam_y = 9.97 k_{yy} = 0.99



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

L_z = 2.31 m Lam_z = 0.34
L_{cr,z} = 2.31 m X_z = 0.95
Lam_z = 32.23 k_{yz} = 0.67

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))

(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.69 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

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

V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.31 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau_{ty,Ed}/(f_y/(sqrt(3))*gM0) = 0.02 < 1.00 (6.2.6)

Tau_{tz,Ed}/(f_y/(sqrt(3))*gM0) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Lambda_y = 9.97 < Lambda_{max} = 210.00 Lambda_z = 32.23 < Lambda_{max} = 210.00

ΣΤΑΘΕΡΟ

M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.78 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N_{Ed}/(X_y*N_{Rk/gM1}) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk/gM1}) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk/gM1}) = 0.92 < 1.00 (6.3.3.(4))

N_{Ed}/(X_z*N_{Rk/gM1}) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk/gM1}) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk/gM1}) = 0.59 < 1.00 (6.3.3.(4))

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

Δευτερεύουσα Δοκός HEB 500

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 197 beams dapedou silo empy_197

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.47 L = 3.32 m

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 98 ULSS7 (1+2+3+90)*1.00+4*0.60

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) f_y = 235.00 MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 500

h=50.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=30.0 cm A_y=182.09 cm² A_z=89.82 cm² A_x=238.64 cm²
tw=1.5 cm I_y=107176.00 cm⁴ I_z=12623.90 cm⁴ I_x=605.00 cm⁴
tf=2.8 cm W_{ply}=4814.79 cm³ W_{plz}=1291.67 cm³

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N,Ed = -48.39 kN
Nt,Rd = 5607.99 kN

My,Ed = 933.12 kN*m
My,pl,Rd = 1131.48 kN*m
My,c,Rd = 1131.48 kN*m
MN,y,Rd = 1131.48 kN*m
Mb,Rd = 1131.48 kN*m

Mz,Ed = -16.97 kN*m
Mz,pl,Rd = 303.54 kN*m
Mz,c,Rd = 303.54 kN*m
MN,z,Rd = 303.54 kN*m

Vy,Ed = -116.02 kN
Vy,T,Rd = 2432.36 kN
Vz,Ed = -169.96 kN
Vz,T,Rd = 1208.92 kN
Tt,Ed = -1.12 kN*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 1.00

Mcr = 41632.34 kN*m

ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b

XLT = 1.00

Lcr,upp=1.01 m

Lam_LT = 0.16

fi,LT = 0.47

XLT,mod = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.74 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.14 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.04 < 1.00 (6.2.6)

Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.02 < 1.00 (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

My,Ed/Mb,Rd = 0.82 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

Δευτερεύουσα Δοκός HEA 240

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 186 beams dapedou empy_186

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.38 L = 2.70 m

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 28 ULS10 (1+2+3)*1.35+4*1.50+(8+11)*0.90+14*0.75

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 240

h=23.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=24.0 cm

Ay=64.54 cm²

Az=25.18 cm²

Ax=76.84 cm²

tw=0.8 cm

Iy=7763.18 cm⁴

Iz=2768.81 cm⁴

Ix=38.20 cm⁴

tf=1.2 cm

Wply=744.68 cm³

Wplz=351.70 cm³

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N,Ed = 0.11 kN

My,Ed = 101.26 kN*m

Mz,Ed = 6.24 kN*m

Vy,Ed = 1.42 kN

Nc,Rd = 1805.64 kN

My,Ed,max = 109.30 kN*m

Mz,Ed,max = 6.24 kN*m

Vy,T,Rd = 875.56 kN

Nb,Rd = 733.81 kN

My,c,Rd = 175.00 kN*m

Mz,c,Rd = 82.65 kN*m

Vz,Ed = 11.39 kN

MN,y,Rd = 175.00 kN*m

MN,z,Rd = 82.65 kN*m

Vz,T,Rd = 341.56 kN

Mb,Rd = 156.54 kN*m

Tt,Ed = 0.00 kN*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 354.23 \text{ kN}\cdot\text{m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	$X_{LT} = 0.87$
$L_{cr,upp} = 4.40 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.70$	$\phi_{i,LT} = 0.74$	$X_{LT,mod} = 0.89$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 7.10 \text{ m}$	$Lam_y = 0.75$
$L_{cr,y} = 7.10 \text{ m}$	$X_y = 0.75$
$Lam_y = 70.63$	$k_{yy} = 1.00$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 7.10 \text{ m}$	$Lam_z = 1.26$
$L_{cr,z} = 7.10 \text{ m}$	$X_z = 0.41$
$Lam_z = 118.28$	$k_{yz} = 0.86$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

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

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.41 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y} = 70.63 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 118.28 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

ΣΤΑΘΕΡΟ

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.76 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

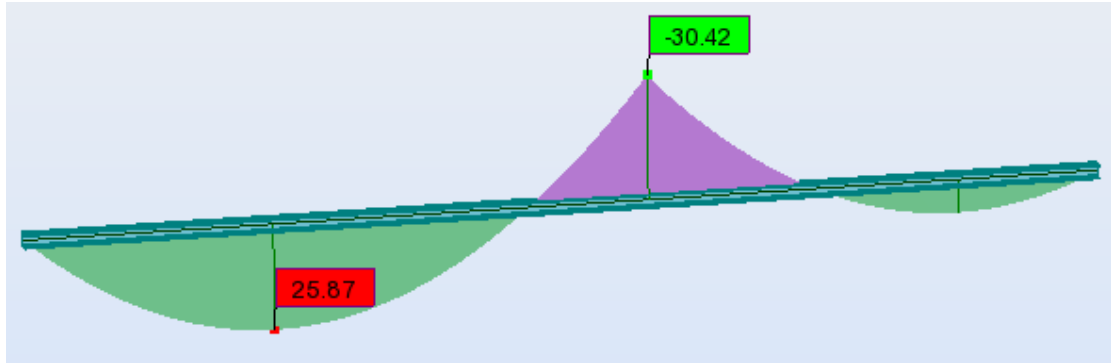
ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

4.3.4 Τεγίδες

Οι τεγίδες δε θεωρούμε ότι συμμετέχουν στην λειτουργία των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, ωστόσο παραλαμβάνουν κάποια πολύ μικρά αξονικά φορτία. Ακόμα λόγω της κλίσης της στέγης υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με μικρή τιμή της ροπής κάμψεως περί τον ασθενή άξονα. Το στατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται είναι αυτό τις δοκού δύο ανοιγμάτων, με την ενδιάμεση στήριξη να παραλαμβάνει ροπή και τις δύο ακραίες στήριξεις να είναι αρθρώσεις επί των ζυγμάτων. Στην πραγματικότητα, η ελευθερία στροφής των τεγίδων θεωρείται μερικώς δεσμευμένη, εξαιτίας τις δυσκαμψίας των φύλλων επικάλυψεως, για παραμορφώσεις εκτός του επιπέδου τους.

Το μήκος λυγισμού των τεγίδων λαμβάνεται ίσο με την απόσταση της μεσαίας από την ακραία στήριξη και είναι ίσο με 7.10 m. Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση είναι η HEA 160.

Παρουσιάζεται ενδεικτικά ο κρίσιμος έλεγχος για την τεγίδα με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 4.14: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης τεγίδας, M_y .

Τεγίδα

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 750 tegides_750
 $x = 0.58 L = 7.10 \text{ m}$

ΣΗΜΕΙΟ: 3

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 43 ULS25 (1+2+3)*1.35+14*1.50+(5+10)*0.90+4*1.05

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



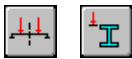
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 160

$h=15.2 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=16.0 \text{ cm}$	$A_y=32.53 \text{ cm}^2$	$A_z=13.21 \text{ cm}^2$	$A_x=38.77 \text{ cm}^2$
$tw=0.6 \text{ cm}$	$I_y=1672.98 \text{ cm}^4$	$I_z=615.57 \text{ cm}^4$	$I_x=10.90 \text{ cm}^4$
$tf=0.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=245.17 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=117.63 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 0.05 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -30.42 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed} = -2.98 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,Ed} = 2.04 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 911.13 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -30.42 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = -2.98 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 441.24 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 195.56 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 57.61 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 27.64 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,Ed} = -26.61 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 57.61 \text{ kN}^*\text{m}$	$MN_{,z,Rd} = 27.64 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 179.21 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 37.31 \text{ kN}^*\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}^*\text{m}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 46.69 \text{ kN}^*\text{m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	$X_{LT} = 0.63$
$L_{cr,low} = 7.32 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.11$	$f_{i,LT} = 1.08$	$X_{LT,mod} = 0.65$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 12.20 \text{ m}$	$Lam_y = 1.15$
$L_{cr,y} = 7.10 \text{ m}$	$X_y = 0.51$
$Lam_y = 108.09$	$k_{yy} = 1.01$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 12.20 \text{ m}$	$Lam_z = 1.90$
$L_{cr,z} = 7.10 \text{ m}$	$X_z = 0.21$
$Lam_z = 178.19$	$k_{yz} = 0.95$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

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

$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd}) = 0.39 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y} = 108.09 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 178.19 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

ΣΤΑΘΕΡΟ

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.82 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.53 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

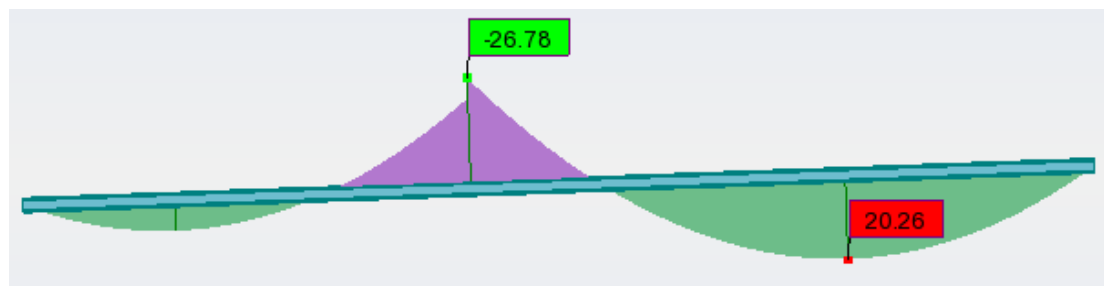
ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

4.3.5 Μηκίδες

Οι μηκίδες στο πολώροφο τμήμα υπόκεινται σε διαξονική κάμψη, αφενός λόγω των δράσεων του ανέμου οι οποίες καταπονούν την κατασκευή και αφετέρου λόγω του ιδίου βάρους των επικαλύψεων που περιτυλίγουν το κτίριο και συνδέονται σε αυτό μέσω των μηκίδων. Επίσης οι μηκίδες παραλαμβάνουν και ένα πολύ μικρό αξονικό φορτίο, εξαιτίας των διαφόρων συνδυασμών φορτίσεων, το οποίο αν και αμελητέο ελήφθη υπόψη κατά την ανάλυση του φορέα.

Το μήκος λυγισμού των μηκίδων δύο ανοιγμάτων λαμβάνεται ίσο με την μεγαλύτερη απόσταση της μεσαίας από την ακραία στήριξη και εξαρτάται από το πλευρά στην οποία βρίσκεται η εκάστοτε μηκίδα. Οι τιμές τους είναι 5.50 και 7.10 m. Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση είναι η HEA 160.

Παρουσιάζεται ενδεικτικά ο κρίσιμος έλεγχος για τη μηκίδα με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 4.15: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης μηκίδας, M_y .

Μηκίδα

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: [EN 1993-1:2005/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 774 mhkides_774
 $x = 0.42 L = 5.10 \text{ m}$

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 31 ULS13 (1+2+3)*1.35+(5+10+13)*1.50+14*0.75+4*1.05

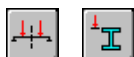
ΥΛΙΚΟ:S235 (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 160**

h=15.2 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=32.53 cm ²	Az=13.21 cm ²	Ax=38.77 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=1672.98 cm ⁴	Iz=615.57 cm ⁴	Ix=10.90 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=245.17 cm ³	Wplz=117.63 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 11.47 kN	M _{y,Ed} = -26.78 kN*m	M _{z,Ed} = 4.07 kN*m	V _{y,Ed} = 3.11 kN
N _{c,Rd} = 911.13 kN	M _{y,Ed,max} = -26.78 kN*m	M _{z,Ed,max} = 4.07 kN*m	V _{y,T,Rd} = 441.32 kN
N _{b,Rd} = 195.56 kN	M _{y,c,Rd} = 57.61 kN*m	M _{z,c,Rd} = 27.64 kN*m	V _{z,Ed} = 21.95 kN
	MN _{y,Rd} = 57.61 kN*m	MN _{z,Rd} = 27.64 kN*m	V _{z,T,Rd} = 179.23 kN
	M _{b,Rd} = 37.92 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00	M _{cr} = 48.10 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.64
L _{cr,low} = 7.10 m	Lam _{LT} = 1.09	fi,LT = 1.07	XLT,mod = 0.66

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

		ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:	ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:
L _y = 12.20 m	Lam _y = 1.15	L _z = 12.20 m	Lam _z = 1.90
L _{cr,y} = 7.10 m	X _y = 0.51	L _{cr,z} = 7.10 m	X _z = 0.21
Lam _y = 108.09	k _{yy} = 1.05	Lam _z = 178.19	k _{yz} = 0.97

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.36 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y} = 108.09 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 178.19 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

ΣΤΑΘΕΡΟ

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.71 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.91 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.59 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

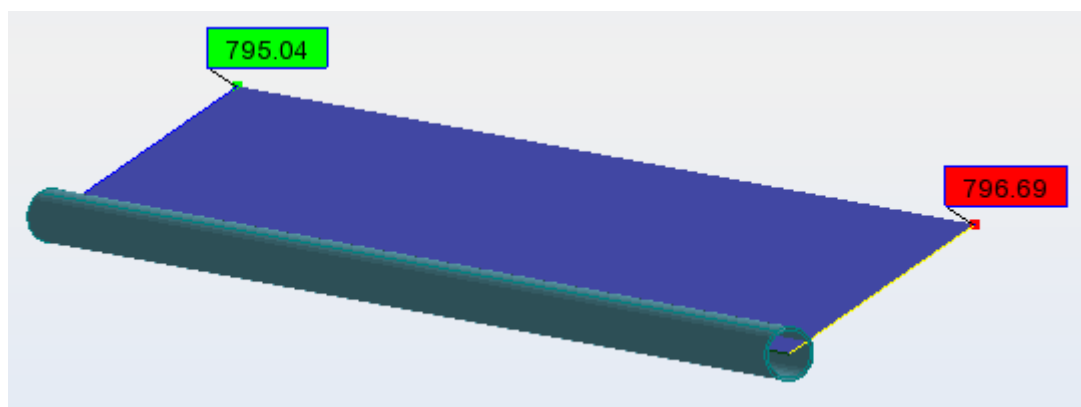
ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**4.3.6 Κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας**

Οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας δέχονται μόνο αξονικά φορτία και διαστασιολογήθηκαν θεωρώντας ότι λειτουργούν μόνο και οι εφελκόμενες και οι θλιβόμενες ράβδοι. Δηλαδή, οι θλιβόμενες ράβδοι σχεδιάστηκαν έναντι λυγισμού. Το μήκος των διαγώνιων ράβδων διαφέρει σε κάθε στάθμη, αφού διαφέρει και το

αντίστοιχο ύψος του ορόφου. Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση και για τις δύο μορφές συνδέσμων είναι η CHS 168.3×10.

Οι οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας δέχονται και αυτοί μόνο αξονικές δυνάμεις και διαστασιολογήθηκαν επίσης θεωρώντας ότι λειτουργούν και οι εφελκόμενες και οι θλιβόμενες ράβδοι. Το μήκος των διαγώνιων ράβδων εξαρτάται από το φάτνωμα στο οποίο είναι τοποθετημένοι καθώς το πολυώροφο τμήμα δεν αποτελεί συμμετρική κατασκευή. Η διατομή που προέκυψε από την ανάλυση είναι, όπως και στην περίπτωση των κατακόρυφων συνδέσμων, η CHS 168.3×10.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι κρίσιμοι έλεγχοι για τις ράβδους με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 4.16: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης ράβδου κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας μορφής Λ, Ν.

Ράβδος Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας Μορφής Λ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 972 bracing V_972
x = 0.00 L = 0.00 m

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 16 ULSS1 (1+2+3+84)*1.00+4*0.60

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00$ MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: CHS 168.3x10

h=16.8 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

tw=1.0 cm

Ay=31.64 cm²

Az=31.64 cm²

Ax=49.70 cm²

Iy=1564.00 cm⁴

Iz=1564.00 cm⁴

Ix=3128.00 cm⁴

Wply=250.92 cm³

Wplz=250.92 cm³

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N_{Ed} = 796.69 kN

N_{c,Rd} = 1167.95 kN

N_{b,Rd} = 816.13 kN

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 5.02 \text{ m}$ $L_{am_y} = 0.95$
 $L_{cr,y} = 5.02 \text{ m}$ $X_y = 0.70$
 $L_{amy} = 89.42$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 5.02 \text{ m}$ $L_{am_z} = 0.95$
 $L_{cr,z} = 5.02 \text{ m}$ $X_z = 0.70$
 $L_{amz} = 89.42$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.68 < 1.00$ (6.2.4.(1))

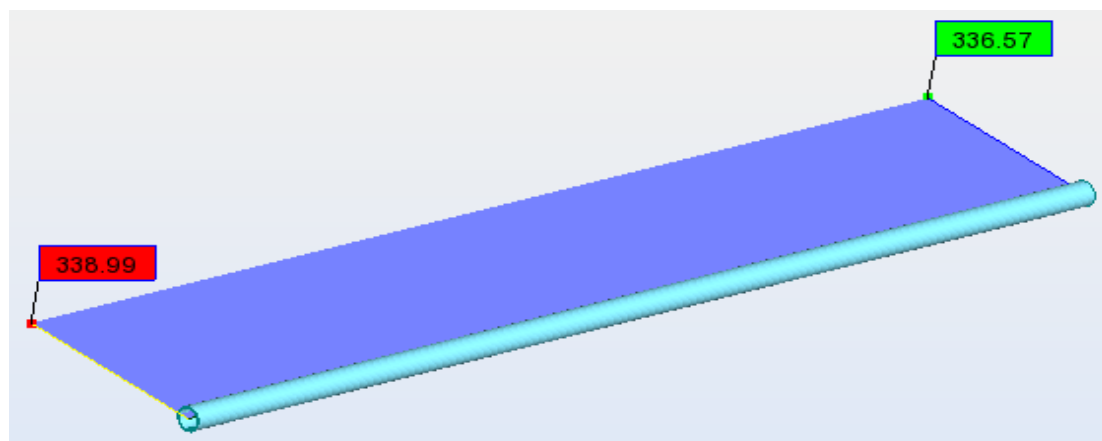
ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$\lambda_{b,y} = 89.42 < \lambda_{b,max} = 210.00$ $\lambda_{b,z} = 89.42 < \lambda_{b,max} = 210.00$

ΣΤΑΘΕΡΟ

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.98 < 1.00$ (6.3.1.1.(1))

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!



Σχήμα 4.17: Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης διαγώνιας ράβδου κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας μορφής χιαστί, N.

Ράβδος Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας Μορφής Χιαστί

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 1007 bracing X_1007

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:

$x = 0.00$ $L = 0.00 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 33 ULS15 (1+2+3)*1.35+(5+10)*1.50+14*0.75+4*1.05

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: CHS 168.3x10

$h = 16.8 \text{ cm}$

$gM0 = 1.00$

$gM1 = 1.00$

tw=1.0 cm	Ay=31.64 cm ² Iy=1564.00 cm ⁴ Wply=250.92 cm ³	Az=31.64 cm ² Iz=1564.00 cm ⁴ Wply=250.92 cm ³	Ax=49.70 cm ² Ix=3128.00 cm ⁴
-----------	---	---	--

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N,Ed = 338.99 kN
Nc,Rd = 1167.95 kN
Nb,Rd = 540.32 kN
ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

Ly = 6.92 m Lam_y = 0.66
Lcr,y = 3.46 m Xy = 0.87
Lamy = 61.70



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

Lz = 6.92 m Lam_z = 1.31
Lcr,z = 6.92 m Xz = 0.46
Lamz = 123.39

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N,Ed/Nc,Rd = 0.29 < 1.00 (6.2.4.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Lambda,y = 61.70 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 123.39 < Lambda,max = 210.00

ΣΤΑΘΕΡΟ

N,Ed/Nb,Rd = 0.63 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

Διαγώνια Ράβδος Οριζόντιου Συνδέσμου Δυσκαμψίας

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 934 bracing X stegis_934 **ΣΗΜΕΙΟ:** 1
x = 0.00 L = 0.00 m

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 16 ULSS1 (1+2+3+84)*1.00+4*0.60

ΥΛΙΚΟ:

S235 (S235) fy = 235.00 MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: CHS 168.3x10

h=16.8 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=31.64 cm ²	Az=31.64 cm ²	Ax=49.70 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=1564.00 cm ⁴	Iz=1564.00 cm ⁴	Ix=3128.00 cm ⁴
	Wply=250.92 cm ³	Wply=250.92 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N,Ed = 81.00 kN
Nc,Rd = 1167.95 kN
Nb,Rd = 473.18 kN
ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$$L_y = 7.52 \text{ m}$$

$$L_{am,y} = 1.43$$

$$L_{cr,y} = 7.52 \text{ m}$$

$$X_y = 0.41$$

$$L_{amy} = 133.98$$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$$L_z = 7.52 \text{ m}$$

$$L_{am,z} = 0.71$$

$$L_{cr,z} = 3.76 \text{ m}$$

$$X_z = 0.84$$

$$L_{amz} = 66.99$$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

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

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

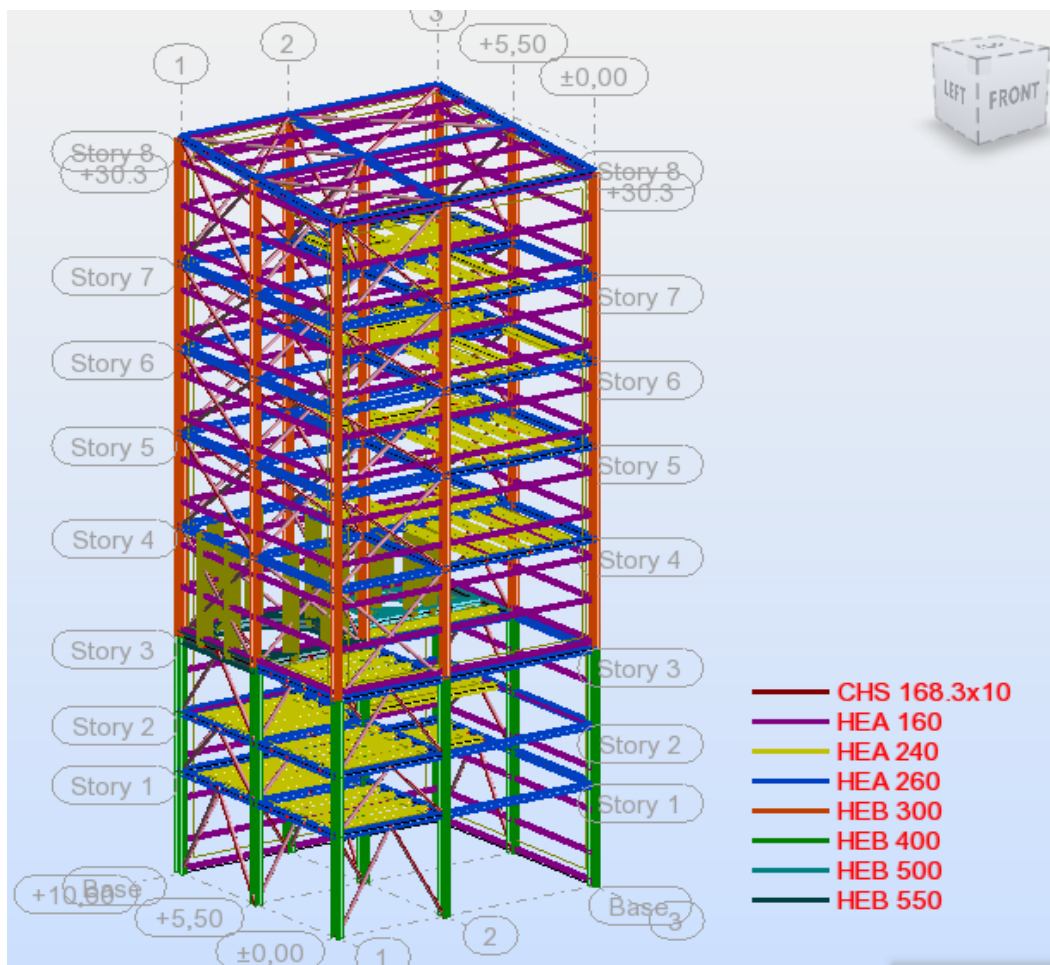
$$L_{ambda,y} = 133.98 < L_{ambda,max} = 210.00 \quad L_{ambda,z} = 66.99 < L_{ambda,max} = 210.00$$

ΣΤΑΘΕΡΟ

$$N_{Ed}/N_b,Rd = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.1.1.(1))$$

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

Ακολουθεί σχηματική απεικόνιση της διαστασιολόγησης που προηγήθηκε, με χρωματική διαφοροποίηση των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε μέλος του πολυώροφου τμήματος.



Σχήμα 4.18: Χρωματική απεικόνιση των διαφορετικών διατομών των μελών του πολυώροφου τμήματος.

Αντισεισμικός Αρμός

Μετά τη διαστασιολόγηση και των δύο τμημάτων του συγκροτήματος έγινε έλεγχος μετακινήσεων στη στάθμη των +10.00 m, έτσι ώστε να υπολογιστεί το ακριβές μέγεθος του αντισεισμικού αρμού.

Κατά τη διεύθυνση X, η μέγιστη μετατόπιση του υποστέγου στη θέση σύνδεσης είναι 0.30 cm, ενώ η αντίστοιχη του πολυώροφου είναι 1 cm. Από SRSS έχουμε: $\sqrt{0.3^2 + (-1)^2} = 1.04 \text{ cm}$.

Κατά τη διεύθυνση Y, η μέγιστη μετατόπιση του υποστέγου στη θέση σύνδεσης είναι 5.1 cm, ενώ η αντίστοιχη του πολυώροφου είναι 1.5cm. Από SRSS έχουμε: $\sqrt{5.1^2 + (-1.5)^2} = 5.32 \text{ cm}$.

Επομένως ένας αντισεισμικός αρμός πλάτους 15 cm, κατά μήκος των δύο πλευρών του πολυώροφου τμήματος, που επικοινωνούν με το υπόστεγο, είναι υπέρ αρκετός, έτσι ώστε να εξασφαλίσει την ανεξάρτητη λειτουργία του κάθε τμήματος.

4.4 Συνδέσεις

Οι συνδέσεις αποτελούν ένα πολύ σημαντικό κομμάτι της διαστασιολόγησης του φορέα διότι αναλαμβάνουν τη μεταφορά των εντατικών μεγεθών ανάμεσα στα μέλη που τον αποτελούν. Η διαμόρφωσή τους απαιτεί ιδιαίτερη λεπτομέρεια ώστε τα φορτία να μεταβιβάζονται σωστά από μέλος σε μέλος και η συμπεριφορά του φορέα να είναι ικανοποιητική.

Στη συγκεκριμένη κατασκευή οι συνδέσεις μεταξύ των μελών γίνονται με απλούς κοχλίες και πραγματοποιούνται στο εργοτάξιο, ενώ τα επιπλέον ελάσματα, όπου χρειάζονται, συγκολλούνται στα εκάστοτε μέλη. Η διαδικασία της συγκόλλησης πραγματοποιείται στο εργοστάσιο κάτω από ιδανικές συνθήκες περιβάλλοντος ώστε να εξασφαλίζονται οι ελάχιστες δυνατές κατασκευαστικές ατέλειες.

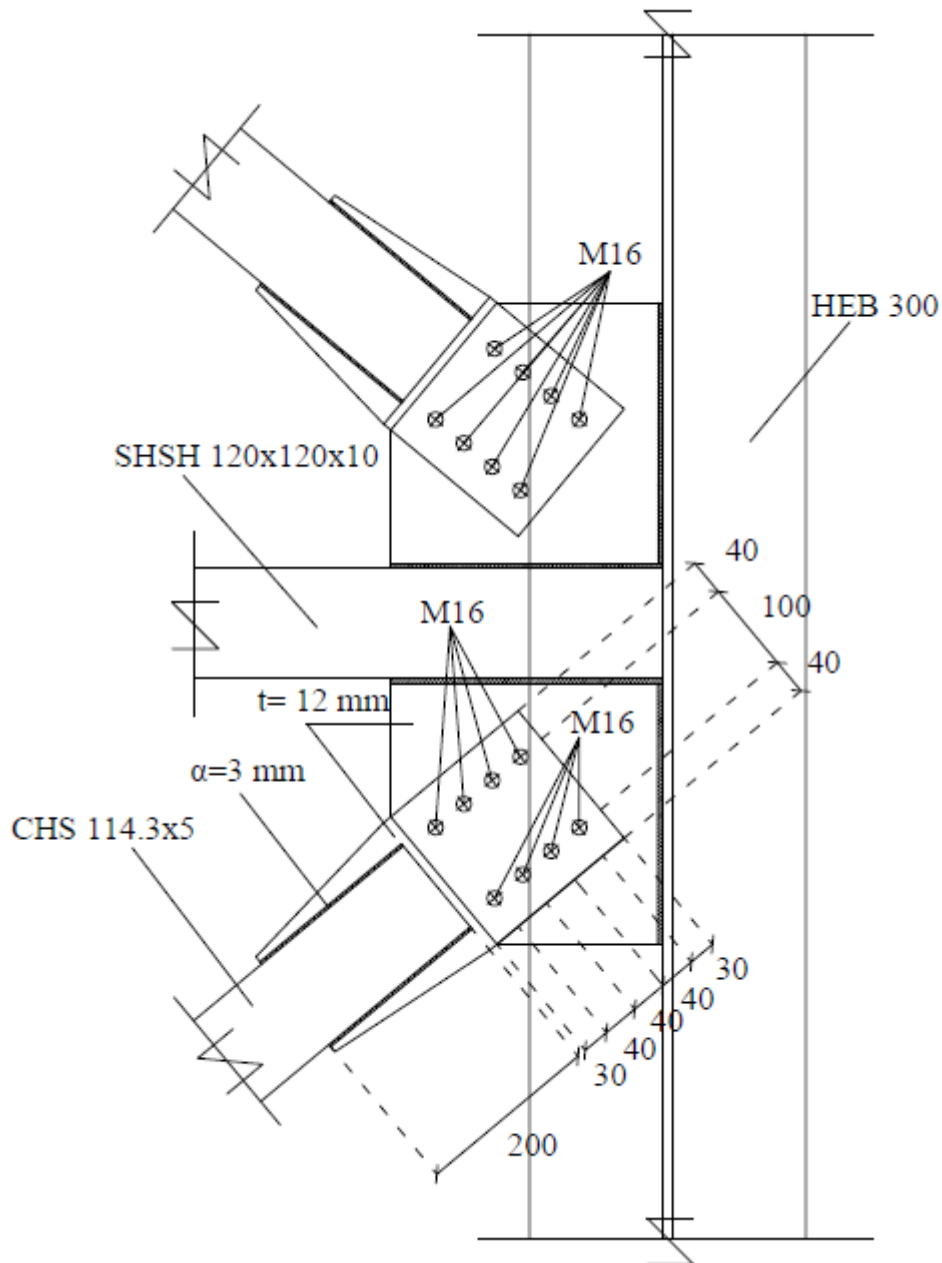
4.4.1 Συνδέσεις μελών μονώροφου τμήματος

Όσον αφορά τα μονώροφο τμήμα συναντώνται και οι δύο τύποι συνδέσεων. Κοχλιωτές συνδέσεις πραγματοποιούνται μεταξύ των μελών του φορέα, όπως για παράδειγμα μεταξύ δοκού και υποστυλώματος. Συγκολλητή σύνδεση πραγματοποιείται μεταξύ των μελών και των βοηθητικών ελασμάτων. Παράδειγμα τέτοιας σύνδεσης αποτελεί η συγκόλληση του ορθογωνικού ελάσματος στα ζυγώματα προκειμένου να εξασφαλιστεί μια επιφάνεια έδρασης της διατομής τους επί των υποστυλωμάτων.

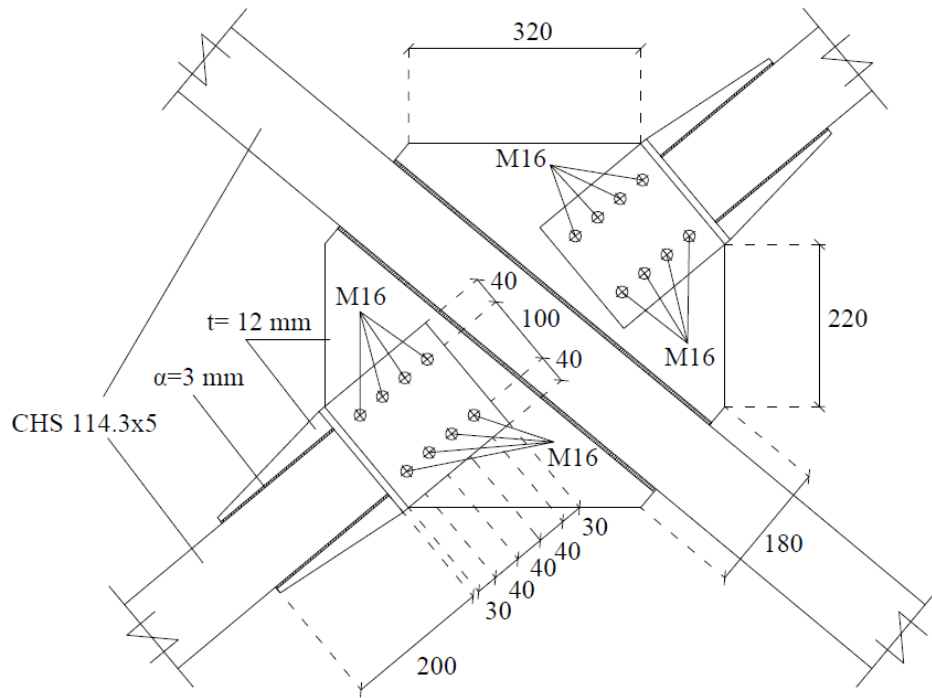
Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι συνδέσεις των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, μεταξύ υποστυλώματος και ζυγώματος, καθώς και η θεμελίωση ενός από τα υποστυλώματα, συνδέσεις οι οποίες συναντώνται με τη μεγαλύτερη συχνότητα στο μονώροφο τμήμα.

- Συνδέσεις κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

Η γωνία που σχηματίζουν οι διαγώνιες ράβδοι με το έδαφος είναι 39.8° .



Σχήμα 4.19: Όψη σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας με υποστύλωμα και κεφαλοδοκό.



Σχήμα 4.20: Όψη μεσαίας σύνδεσης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

1. Πάχος ελάσματος

Επιλέγουμε πάχος ελάσματος $t=12\text{mm}$.

2. Πλάτος ελάσματος

Η επιλογή θα γίνει με βάση το κριτήριο που θέλει την αστοχία να συμβαίνει στο συνδεόμενο μέλος και όχι στο συνδεόμενο έλασμα. Με βάση αυτό πρέπει:

$$t \cdot b \geq 1.2 \cdot A \Rightarrow b \geq \frac{1.2 \cdot 17.20}{1.2} = 17.20\text{cm}$$

και

$$1.2 \cdot N_{pl,Rd} = \frac{1.2 \cdot 17.20 \cdot 23.5}{1} = 485.04\text{kN}$$

όπου, η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής $N_{pl,Rd}$ δίνεται από την εξίσωση:

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M_0}}, \quad (4.3)$$

Επίσης, η οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών δίνεται από την εξίσωση:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M_2}}, \quad (4.4)$$

$$\text{Άρα, } N_{u,Rd,ελάσματος} = \frac{0.9 \cdot (b-1.8) \cdot 1.2 \cdot 36}{1.25} \geq 485.04 \Rightarrow b \geq 17.4\text{cm}$$

Επομένως επιλέγουμε $b=18\text{ cm}$.

3. Μήκος συγκόλλησης

Η αντοχή συγκόλλησης σε διάτμηση είναι:

$$f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M_2}}, \quad (4.5)$$

Από την Εξίσωση (4.5) έχουμε $f_{v,wd} = 20.78 \text{ kN/cm}^2$.

Επιλέγοντας πάχος συγκόλλησης $a=3 \text{ mm}$ πρέπει:

$$4 \cdot l \cdot a \cdot f_{v,wd} \geq 1.2 \cdot N_{pl,Rd} \Rightarrow l \geq \frac{485.04}{4 \cdot 0.3 \cdot 20.78} = 19.45 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης: $\alpha = 0.3 \text{ cm} \leq 0.7 \cdot 0.5 = 0.35 \text{ cm}$

4. Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση δίνεται από τη σχέση:

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M_2}} \cdot n \cdot m, \quad (4.6)$$

Από την Εξίσωση (4.6) για 8 μονότμητους κοχλίες M16 ποιότητας 10.9 έχουμε:

$$F_{v,Rd} = 643.36 \text{ kN} > 485.04 \text{ kN}$$

5. Αντοχή ελάσματος σύνδεσης

Η αντοχή του ελάσματος σύνδεσης σε σύνθλιψη άντυγας δίνεται από τη σχέση:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M_2}} \cdot m, \quad (4.7)$$

όπου,

$$k_1 = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right\}, \quad (4.8)$$

$$a_b = \min \left\{ 1, \frac{f_{ub}}{f_u}, \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \right\}, \quad (4.9)$$

Για $e_1=30 \text{ mm}$, $p_1=40 \text{ mm}$, $e_2=40 \text{ mm}$, $p_2=100 \text{ mm}$, $d_0=18 \text{ mm}$, έχουμε από τις Εξισώσεις (4.7), (4.8) και (4.9):

$$F_{b,Rd} = 541.9 \text{ kN} > 485.04 \text{ kN}.$$

6. Έλεγχος αποστάσεων

Ελάχιστες αποστάσεις

$$\min e_1 = 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 18 = 21.6 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 18 = 39.6 \text{ mm}$$

$$\min e_2 = 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 18 = 21.6 \text{ mm}$$

$$\min p_2 = 2.4 \cdot d_0 = 2.4 \cdot 18 = 43.2 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις

$$\max e_1 = 40 + 4 \cdot t = 40 + 4 \cdot 12 = 88 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = \min(14 \cdot t, 200 \text{ mm}) = \min(14 \cdot 12, 200) = 168 \text{ mm}$$

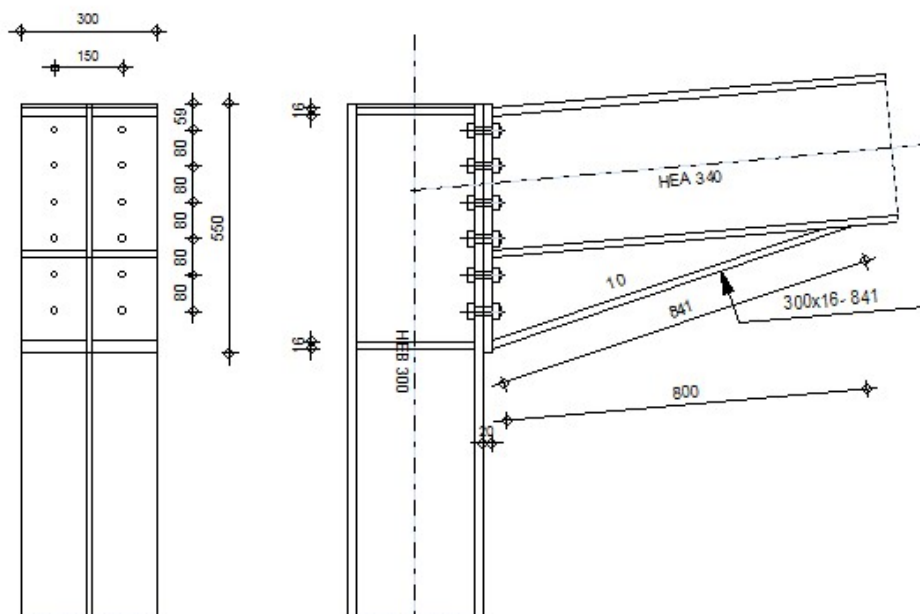
$$\max e_2 = 40 + 4 \cdot t = 40 + 4 \cdot 12 = 88 \text{ mm}$$

$$\max p_2 = \min(14 \cdot t, 200 \text{ mm}) = \min(14 \cdot 12, 200) = 168 \text{ mm}$$

Επομένως η σύνδεση επαρκεί, ενώ ταυτόχρονα ικανοποιείται και το κριτήριο ολκιμότητας σύμφωνα με το οποίο πρέπει καθοριστική να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυνας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών, εφόσον ισχύει:

$$F_{b,Rd}=541,9 \text{ kN} < F_{v,Rd}=643.36 \text{ kN}$$

- Σύνδεση ροπής μεταξύ υποστυλώματος και ζυγώματος (παρουσιάζεται η επίλυση του προγράμματος Robot Structural Analysis).



Σχήμα 4.21: Πλάγια όψη και τομή σύνδεσης ροπής μεταξύ υποστυλώματος και ζυγώματος.

ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.:	6
Όνομα σύνδεσης:	Frame knee
ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ	12
ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ:	6, 25

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEB 300
ΡΑΒΔΟΣ no.:	6
$\alpha =$	-90,0 [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	S235
$f_{yc} =$	235,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEA 340
ΡΑΒΔΟΣ no.:	25
$\alpha =$	5,0 [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	S235

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

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

$d = 16$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $F_{tRd} = 113,04$ [kN] Εφελκυστική αντοχή κοχλία
 $n_h = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
 $n_v = 6$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $h_1 = 59$ [mm] Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_i = 150$ [mm]
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $p_i = 80;80;80;80;80$ [mm]

ΠΛΑΚΑ

$h_p = 550$ [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $b_p = 300$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $t_p = 20$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$w_d = 300$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $t_{fd} = 16$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
 $h_d = 200$ [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $t_{wd} = 10$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ
 $l_d = 800$ [mm] ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $\alpha = 18,7$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΑΝΩ

$h_{su} = 262$ [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
 $b_{su} = 145$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ
 $t_{hu} = 16$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΤΩ

$h_{sd} = 262$ [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
 $b_{sd} = 145$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ
 $t_{hd} = 16$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΣΥΓΚΟΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ

$a_w = 7$ [mm] ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ
 $a_f = 12$ [mm] ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
 $a_s = 7$ [mm] ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ
 $a_{fd} = 5$ [mm] ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

$\gamma_{M0} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 33: ULS21 (1+2)*1.35+3*1.50+(8+12)*0.90+82*1.05

$M_{b1,Ed} = 180,67$ [kN*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
 $V_{b1,Ed} = 124,90$ [kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
 $N_{b1,Ed} = -19,19$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$N_{cb,Rd} = 3136,62$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} = 881,23$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,14 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,14)
$M_{b,pl,Rd} = 434,9$ [kN* 0 m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} = 745,1$ [kN* 3 m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} = 1448,12$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,lo} = 1410,00$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	[6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$V_{wp,Ed} = 406,39$ [kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} = 621,46$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,65 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,65)
$F_{c,wc,Rd} = 1714,44$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp} = 1714,27$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$N_{j,Rd} = 2820,00$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,01)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

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	474	226,08	226,08	608,73	226,08	874,32	226,08	495,09
2	394	185,46	226,08	588,81	226,08	765,91	226,08	495,09
3	314	55,83	226,08	588,81	226,08	765,91	226,08	495,09
4	234	111,69	226,08	588,81	226,08	765,91	226,08	495,09
5	154	42,39	226,08	588,81	226,08	765,91	226,08	495,09
6	74	-	226,08	608,73	226,08	765,91	226,08	495,09

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \infty h_j F_{tj,Rd}$	
$M_{j,Rd} = 230,63$ [kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,78 < 1,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,78)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{j,Rd} = 827,43$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
 $V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,15 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,15)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ $131,77 < 360,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,37)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ $126,61 < 360,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,35)
 $\sigma_{\perp} \leq 0,9*f_u/\gamma_{M2}$ $65,89 < 259,20$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,25)

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$S_{j,ini} = 68502,23$ [kN*m] ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]
 $S_j = 44313,49$ [kN*m] ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$S_{j,rig} = 40299,89$ [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]
 $S_{j,pin} = 2518,74$ [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ ΣΤΑΘΕΡΗ

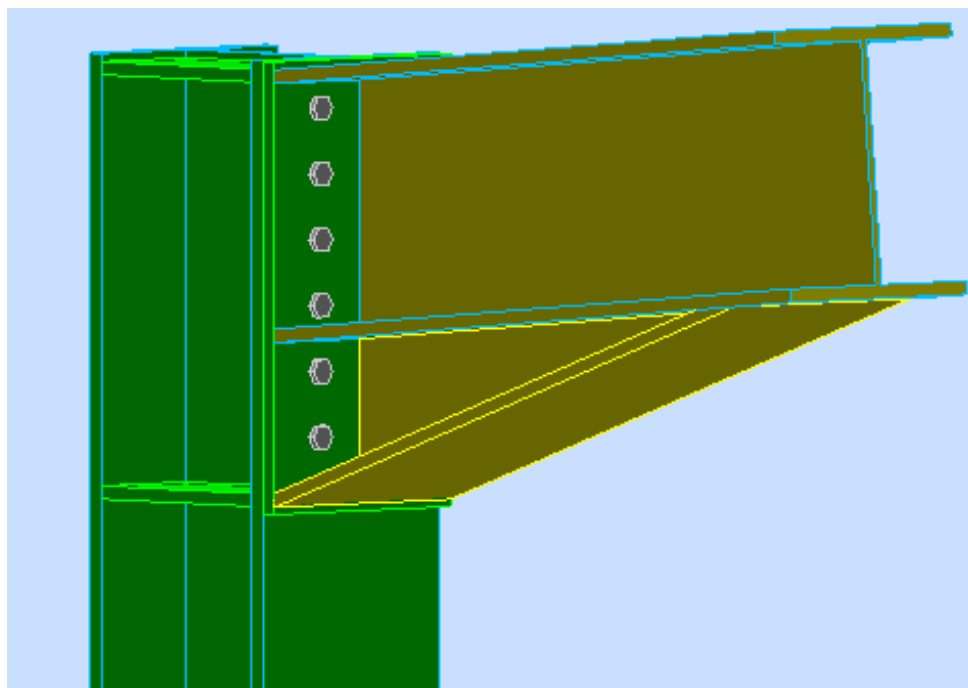
ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ- ΔΙΑΤΜΗΣΗ

ΣΧΟΛΙΑ

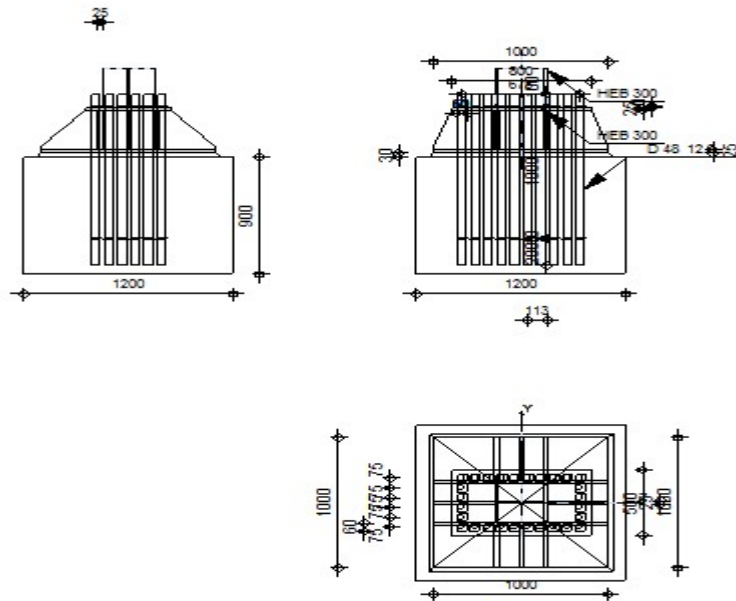
ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΕΙΝΑΙ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟ ΑΠΟ ΤΟ ΠΑΧΟΣ 16 [mm] < 17 [mm]
 ΤΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ $0,78$



Σχήμα 4.22: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης ροπής μεταξύ υποστυλώματος και ζυγώματος.

- Σύνδεση θεμελίωσης υποστυλώματος (παρουσιάζεται η επίλυση του προγράμματος Robot Structural Analysis).



Σχήμα 4.23: Τομές και κάτοψη θεμελίωσης του υποστυλώματος.

ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.:	8
Όνομα σύνδεσης:	Fixed column base
ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ	1
ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ:	1

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEB 300
ΡΑΒΔΟΣ no.:	1
$L_c =$	8,00 [m] ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΥΛΙΚΟ	S235

ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$I_{pd} =$	1000 [mm] ΜΗΚΟΣ
$b_{pd} =$	1000 [mm] ΠΛΑΤΟΣ
$t_{pd} =$	25 [mm] ΠΑΧΟΣ
ΥΛΙΚΟ	S235
$f_{ypd} =$	235,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ
$f_{upd} =$	360,00 [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

ΑΝΩ ΠΕΛΜΑ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$I_{pu} =$	800 [mm] ΜΗΚΟΣ
$b_{pu} =$	500 [mm] ΠΛΑΤΟΣ
$t_{pu} =$	25 [mm] ΠΑΧΟΣ
ΥΛΙΚΟ	S235

$f_{dpu} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ
 $f_{upu} = 360,00$ [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

ΑΓΚΥΡΩΣΗ

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

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 12.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ
 $f_{yb} = 1080,00$ [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ
 $d = 48$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
 $n_H = 10$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
 $n_V = 6$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_{Hi} = 75; 75; 75; 75; 75$ [mm]
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_{Vi} = 75; 75; 75$ [mm]

ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$l_s = 1000$ [mm] ΜΗΚΟΣ
 $w_s = 1000$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ
 $h_s = 300$ [mm] ΥΨΟΣ
 $t_s = 25$ [mm] ΠΑΧΟΣ
 $d_1 = 20$ [mm] ΤΟΜΗ
 $d_2 = 20$ [mm] ΤΟΜΗ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
 $\gamma_{M2} = 1,25$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
 $\gamma_C = 1,50$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$L = 1200$ [mm] ΜΗΚΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ
 $B = 1200$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ
 $H = 900$ [mm] ΥΨΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΠΟΙΟΤΗΤΑ C30/37

$f_{ck} = 30,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

ΣΤΡΩΣΗ ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑΤΟΣ

$t_g = 30$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑ)

$f_{ck,g} = 12,0$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ
= 0]

$C_{f,d} = 0,30$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_p = 10$ [mm] ΠΛΑΚΑ ΠΕΔΙΛΟΥ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
 $a_s = 4$ [mm] ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 18: ULS6 (1+2) *1.35+3*0.75+(6+9) *1.50+82*1.05

$N_{j,Ed} = -107,57$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
 $V_{j,Ed,y} = 18,61$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
 $V_{j,Ed,z} = 34,25$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
 $M_{j,Ed,y} = -133,46$ [kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ
 $M_{j,Ed,z} = 5,39$ [kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

ΘΛΙΨΗ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$c =$	55 [mm]	ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΖΩΝΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} =$	39,48 [MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n} =$	25194,45 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	9998,26 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ M_y	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	9686,75 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ M_z	[6.2.8.3.(1)]

ΠΕΛΜΑ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$M_{c,Rd,y} =$	5787,25 [kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	482 [mm]	ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} =$	12015,65 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ	[6.2.6.7.(1)]
$M_{c,Rd,z} =$	5719,64 [kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	506 [mm]	ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} =$	11297,68 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ	[6.2.6.7.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	25194,45 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} =$	9998,26 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} =$	9686,75 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ	[6.2.8.3]

ΖΩΝΗ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΥ

ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ

$F_{t,Rd,s1} =$	1081,77 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{t,Rd,s2} =$	1325,70 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} =$	1081,77 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ	

ΑΣΤΟΧΙΑ ΛΟΓΩ ΕΞΟΛΚΕΥΣΗΣ

$F_{t,Rd,p} =$	186,50 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ	CEB [9.2.3]
----------------	-------------	------------------------------	-------------

ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$N_{Rk,c}^0 =$	187,34 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ	CEB [9.2.4]
$F_{t,Rd,c} =$	61,8 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΛΟΓΩ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ

$N_{Rk,c}^0 =$	720,4 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ	CEB [9.2.5]
$F_{t,Rd,sp} =$	85,69 [kN]	ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	CEB [9.2.5]

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$			
$F_{t,Rd} =$	61,81 [kN]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ	

ΚΑΜΨΗ ΤΗΣ ΑΝΩ ΠΛΑΚΑΣ

$F_{t,pl,Rd,y} =$	351,72 [kN]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} =$	489,96 [kN]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ	[6.2.4]

ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$
 $F_{T,Rd,y} = 351,7$ [kN ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗ [6.2.8.3
 = 2] ΖΩΝΗ]
 $F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$
 $F_{T,Rd,z} = 489,9$ [kN ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗ [6.2.8.3
 = 6] ΖΩΝΗ]

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,00 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,00)
$M_{j,Rd,y} = 252,40$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,53 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,53)
$M_{j,Rd,z} = 810,66$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,01 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,01)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,54 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,54)

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

ΠΙΕΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ

$F_{1,vb,Rd,y} = 34,56$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ [6.2.2.(7)]
 $F_{1,vb,Rd,z} = 34,56$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ [6.2.2.(7)]

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

$F_{2,vb,Rd} = 430,82$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΧΩΡΙΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟ [6.2.2.(7)]
 $F_{v,Rd,sm} = 431,79$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ CEB [9.3.1]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$F_{v,Rd,cp} = 123,63$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗ CEB [9.3.1]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΡΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$F_{v,Rd,c,y} = 156,78$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]
 $F_{v,Rd,c,z} = 226,76$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΥ

$F_{f,Rd} = 32,27$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ [6.2.2.(6)]

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$
 $V_{j,Rd,y} = 999,95$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,02)
------------------------------------	-------------	---------------	--------

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$
 $V_{j,Rd,z} = 999,95$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,03)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,05)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\sigma_d = 6,3$ [MP ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ EN 1993-1-1:
 = 2 a] ΠΛΑΚΑΣ [6.2.1.(5)]
 $\sigma_g = 7,3$ [MP ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΙΣ ΑΝΩ ΙΝΕΣ EN 1993-1-1:
 = 7 a] [6.2.1.(5)]
 $\tau = 8,2$ [MP ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ EN 1993-1-1:
 = 7 a] [6.2.1.(5)]
 $\sigma_z = 15,$ [MP ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ EN 1993-1-1:
 = 65 a] ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ [6.2.1.(5)]
 $\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 0,07 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,07)
 1.0 (6.1)

ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ ΠΛΑΚΑ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$\sigma_d = 3,4$ [MP ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ EN 1993-1-1:
 = 6 a] ΠΛΑΚΑΣ [6.2.1.(5)]

σ_d	3,4 [MP	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ	EN 1993-1-
=	6 a]	ΠΛΑΚΑΣ	1:[6.2.1.(5)]
σ_g	3,9 [MP	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΙΣ ΑΝΩ ΙΝΕΣ	EN 1993-1-
=	8 a]		1:[6.2.1.(5)]
τ	8,2 [MP	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	EN 1993-1-
=	7 a]		1:[6.2.1.(5)]
σ_z	14, [MP	ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ	EN 1993-1-
=	73 a]	ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ	1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 0,06 < 1,00$		ΕΠΑΛΛΗΘΕΥ ΕΤΑΙ	(0,06)
1.0 (6.1)			

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΘΕΤΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΤΟΥ ΥΨΟΥΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

σ_d	5,5 [MP	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ	EN 1993-1-
=	4 a]	ΠΛΑΚΑΣ	1:[6.2.1.(5)]
σ_g	6,4 [MP	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΙΣ ΑΝΩ ΙΝΕΣ	EN 1993-1-
=	7 a]		1:[6.2.1.(5)]
τ	7,3 [MP	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	EN 1993-1-
=	7 a]		1:[6.2.1.(5)]
σ_z	13, [MP	ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ	EN 1993-1-
=	91 a]	ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ	1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 0,06 < 1,00$		ΕΠΑΛΛΗΘΕΥ ΕΤΑΙ	(0,06)
1.0 (6.1)			

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΘΕΤΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΝ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

σ_d	2,3 [MP	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ	EN 1993-1-
=	0 a]	ΠΛΑΚΑΣ	1:[6.2.1.(5)]
σ_g	2,6 [MP	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΙΣ ΑΝΩ ΙΝΕΣ	EN 1993-1-
=	5 a]		1:[6.2.1.(5)]
τ	7,3 [MP	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	EN 1993-1-
=	7 a]		1:[6.2.1.(5)]
σ_z	12, [MP	ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ	EN 1993-1-
=	96 a]	ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ	1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 0,06 < 1,00$		ΕΠΑΛΛΗΘΕΥ ΕΤΑΙ	(0,06)
1.0 (6.1)			

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ

σ_{\perp}	7,29 [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	7,29 [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
τ_{yII}	0,60 [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII}	1,28 [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_w	0,80	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		0,03 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,03)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,04 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,03 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,03)

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

σ_{\perp}	68,49 [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	68,49 [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
τ_{II}	25,83 [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
σ_z	144,11 [MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
β_w	0,80	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,40 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,40)

ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ ΠΛΑΚΑ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

σ_{\perp}	0,00 [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
------------------	------------	--------------------------	-------------

ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ ΠΛΑΚΑ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$\sigma_{\perp} = 0,00$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 0,00$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 35,41$ [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 0,00$ [MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,17 < 1,00$		ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,17)

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΘΕΤΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΤΟΥ ΥΨΟΥΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\sigma_{\perp} = 52,90$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 52,90$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 23,02$ [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 113,05$ [MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,31 < 1,00$		ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,31)

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΘΕΤΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΝ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\sigma_{\perp} = 52,90$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 52,90$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 23,02$ [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 113,05$ [MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,31 < 1,00$		ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,31)

ΕΓΚΑΡΣΙΕΣ ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\sigma_{\perp} = 15,66$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 15,66$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 19,15$ [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 45,61$ [MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,13 < 1,00$		ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,13)

ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ ΠΛΑΚΑ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$\sigma_{\perp} = 15,66$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 15,66$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 22,36$ [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 49,80$ [MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,14 < 1,00$		ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,14)

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΘΕΤΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΤΟΥ ΥΨΟΥΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\sigma_{\perp} = 15,02$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 15,02$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 17,16$ [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 42,26$ [MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,12 < 1,00$		ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,12)

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΘΕΤΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΝ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\sigma_{\perp} = 15,02$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 15,02$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 20,85$ [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 46,98$ [MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} = \frac{2}{8}$ [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

$k_{15,y} = \frac{6}{6}$ [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΒΑΛΛΟΜΕΝΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

$k_{16,y} = \frac{5}{5}$ [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,66$ ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 203186,59$ [kN*m] ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.12]

$S_{j,rig,y} = 198179,89$ [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

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

ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = \frac{6}{1}$ [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

$k_{15,z} = \frac{7}{7}$ [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΒΑΛΛΟΜΕΝΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

$k_{16,z} = \frac{5}{5}$ [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

$\lambda_{0,z} = 1,12$ ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 1643012,43$ [kN*m] ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 67432,29$ [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

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

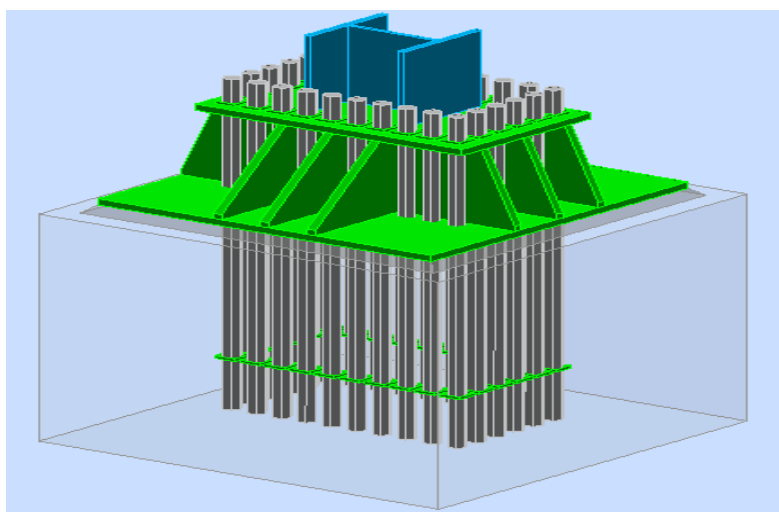
ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΠΛΑΚΑ ΕΔΣΡΑΣΗΣ - ΚΑΜΨΗ

ΣΧΟΛΙΑ

ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ. 25 [mm] < 72 [mm]

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ $0,54$



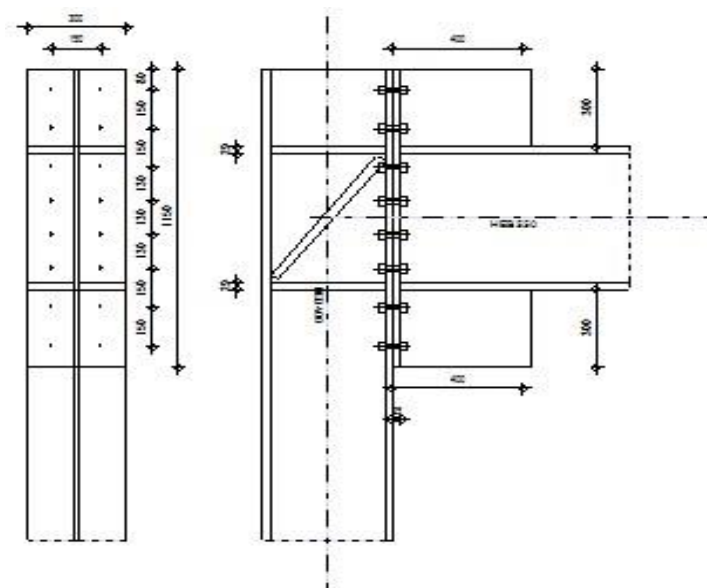
Σχήμα 4.24: Τρισδιάστατη απεικόνιση θεμελίωσης υποστυλώματος.

4.4.2 Συνδέσεις μελών πολυώροφου τμήματος

Όσον αφορά τα πολυώροφο τμήμα συναντώνται και πάλι οι δύο τύποι συνδέσεων. Κοχλιωτές συνδέσεις πραγματοποιούνται μεταξύ των μελών του φορέα, όπως για παράδειγμα μεταξύ κύριας δοκού και υποστυλώματος. Συγκολλητή σύνδεση πραγματοποιείται μεταξύ των μελών και των βοηθητικών ελασμάτων. Παράδειγμα τέτοιας σύνδεσης αποτελεί η συγκόλληση του ορθογωνικού ελάσματος στις κύριες δοκού προκειμένου να εξασφαλιστεί μια επιφάνεια έδρασης της διατομής τους επί των υποστυλωμάτων.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι συνδέσεις μεταξύ κύριας και δευτερεύουσας δοκού ως σύνδεση τέμνουσας, μεταξύ υποστυλώματος και κύριας δοκού ως σύνδεση ροπής καθώς και η σύνδεση μεταξύ υποστυλώματος και κύριας δοκού ως σύνδεση τέμνουσας, οι οποίες συναντώνται με τη μεγαλύτερη συχνότητα στο πολυώροφο τμήμα.

- Σύνδεση ροπής μεταξύ υποστυλώματος και κύριας δοκού στη στάθμη έδρασης του σιλό (παρουσιάζεται η επίλυση του προγράμματος *Robot Structural Analysis*).



Σχήμα 4.25: Πλάγια όψη και τομή σύνδεσης ροπής μεταξύ υποστυλώματος και κύριας δοκού.

ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.:	5
Όνομα σύνδεσης:	Frame knee
ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ	101
ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ:	82, 109

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEB 400
ΡΑΒΔΟΣ no.: 82
 $\alpha = -90,0$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEB 550
ΡΑΒΔΟΣ no.: 109
 $\alpha = 0,0$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

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

$d = 16$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
ΠΟΙΟΤΗΤΑ 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
=
 $F_{tRd} = 113,04$ [kN] Εφελκυστική αντοχή κοχλία
 $n_h = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
 $n_v = 8$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $h_1 = 80$ [mm] Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_i = 150$ [mm]
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $p_i = 150;150;130;130;130;150;150$ [mm]
 $p_i =$

ΠΛΑΚΑ

$h_p = 1150$ [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $b_p = 300$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $t_p = 25$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΑΝΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$h_u = 300$ [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
 $t_{wu} = 15$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
 $l_u = 400$ [mm] ΜΗΚΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{yu} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$h_d = 300$ [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
 $t_{wd} = 15$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
 $l_d = 400$ [mm] ΜΗΚΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΑΝΩ

$h_{su} = 352$ [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
 $b_{su} = 143$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ

$h_{su} = 352$ [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
 $t_{hu} = 29$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΤΩ

$h_{sd} = 352$ [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

$b_{sd} = 143$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ

$t_{hd} = 29$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

Τυρ: ΔΕΞΙΑ

$w_a = 143$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

$t_a = 29$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{ya} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ

$a_w = 11$ [mm] ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ

$a_r = 21$ [mm] ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

$a_s = 11$ [mm] ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,25$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 96: ULSS5 (1+2+3+88)*1.00+4*0.60

$M_{b1,Ed} = 193,14$ [kN*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

$V_{b1,Ed} = 415,78$ [kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

$N_{b1,Ed} = -49,29$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$N_{cb,Rd} = 5970,36$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ EN1993-1-1:[6.2.4]

$V_{cb,Rd} = 2578,79$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,16 < 1,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥ
ΕΤΑΙ** (0,16)

$M_{b,pl,Rd} = 1313,85$ [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 1313,85$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 2521,78$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]

ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$V_{wp,Ed} = 176,38$ [kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 1529,17$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,12 < 1,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,12)
$F_{c,wc,Rd} = 3101,19$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ			[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp} = 4249,59$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ			[6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$N_{j,Rd} = 5970,36$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ			[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,01)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

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	756	226,08	226,08	628,66	226,08	-	226,08	625,38
2	606	181,19	226,08	781,54	226,08	-	226,08	625,38
3	456	136,31	226,08	781,54	226,08	1219,37	226,08	625,38
4	326	97,40	226,08	757,04	226,08	1106,74	226,08	625,38
5	196	58,50	226,08	757,04	226,08	1106,74	226,08	625,38
6	66	19,60	226,08	781,54	226,08	1106,74	226,08	625,38
7	-85	-	226,08	781,54	226,08	-	226,08	625,38
8	-235	-	226,08	628,66	226,08	-	226,08	625,38

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \infty h_j F_{tj,Rd}$			
$M_{j,Rd} = 387,03$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ			[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,50 < 1,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,50)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{j,Rd} = 1031,96$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ			[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,40 < 1,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,40)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$39,42 < 360,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,11)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$50,48 < 360,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,14)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	$19,71 < 259,20$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,08)

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$S_{j,ini} = 477250,65$ [kN*m] ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ	[6.3.1.(4)]
$S_j = 477250,65$ [kN*m] ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ	[6.3.1.(4)]

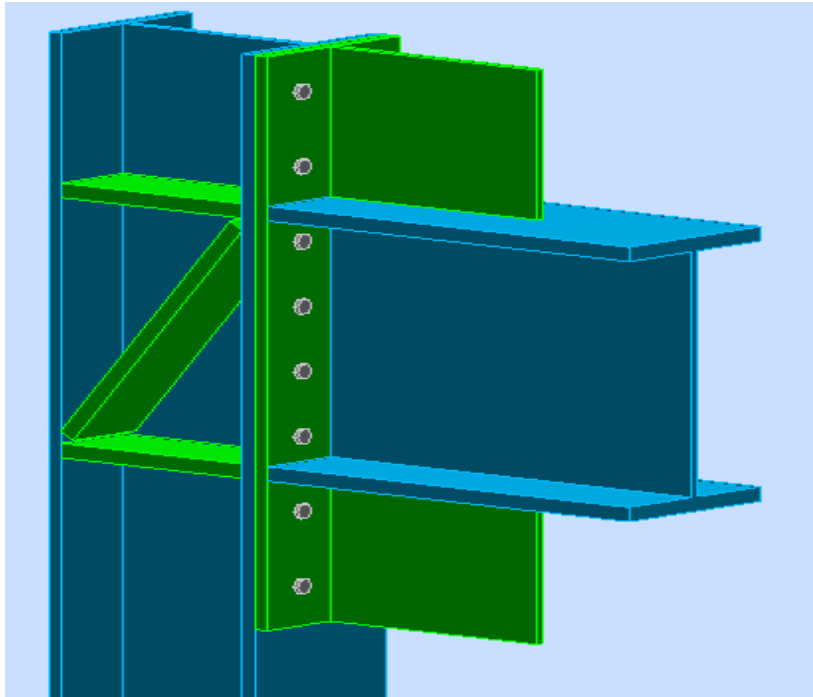
ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$S_{j,rig} = 450276,24$ [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 28142,26$ [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ ΣΤΑΘΕΡΗ	

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

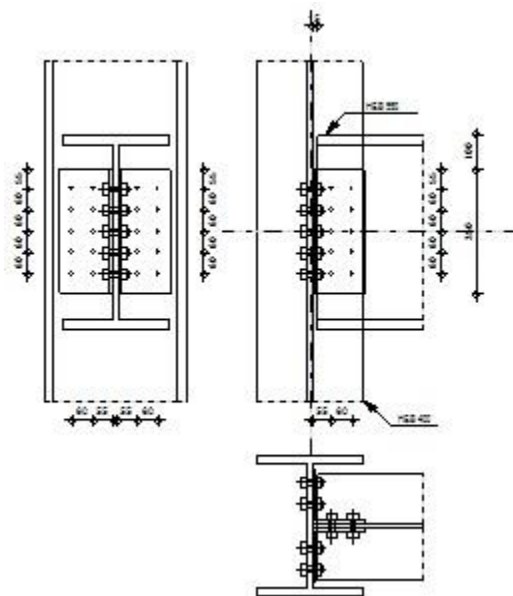
ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΟΧΛΙΑ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,50



Σχήμα 4.26: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης ροπής μεταξύ υποστρώματος και κύριας δοκού.

- Σύνδεση τέμνουσας μεταξύ υποστρώματος και κύριας δοκού στη στάθμη έδρασης του silo (παρουσιάζεται η επίλυση του προγράμματος Robot Structural Analysis).



Σχήμα 4.27: Τομή, πλάγια όψη και κάτω όψη σύνδεσης τέμνουσας μεταξύ υποστρώματος και κύριας δοκού.

ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 3
Όνομα σύνδεσης: Beam-column (web)
ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ 71
ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 56, 110

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEB 400
ΡΑΒΔΟΣ no.: 56
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEB 550
ΡΑΒΔΟΣ no.: 110
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{db} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ: CAE 150x10
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{dk} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

ΚΟΧΛΙΕΣ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

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

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $d = 16$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
 $k = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
 $w = 5$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

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

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 4.8 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $d = 16$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
 $k = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
 $w = 5$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 88: 0.3 * X 1 * Y 0.3 * Z (81+83)*0.30+82*1.00

$N_{b,Ed} = -152,72$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
 $V_{b,Ed} = -340,56$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
 $M_{b,Ed} = 0,00$ [kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

$F_{x,Ed} = 23,33$	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	
$F_{z,Ed} = 22,86$	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	
$F_{Rdx} = 74,67$	[kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{Rdz} = 96,51$	[kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$23,33 < 74,67$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,31)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$22,86 < 96,51$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,24)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$		$15,51 < 113,04$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,14)
--------------------------	--	------------------	----------------------

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} = 32,67$	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{v,Ed} = f[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$		$0,44 < 1,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,44)

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

$F_{x,Ed} = 61,56$	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	
$F_{z,Ed} = 45,63$	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	
$F_{Rdx} = 77,21$	[kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{Rdz} = 77,21$	[kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$61,56 < 77,21$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,80)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$45,63 < 77,21$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,59)

ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΑΠΟΤΜΗΣΗ

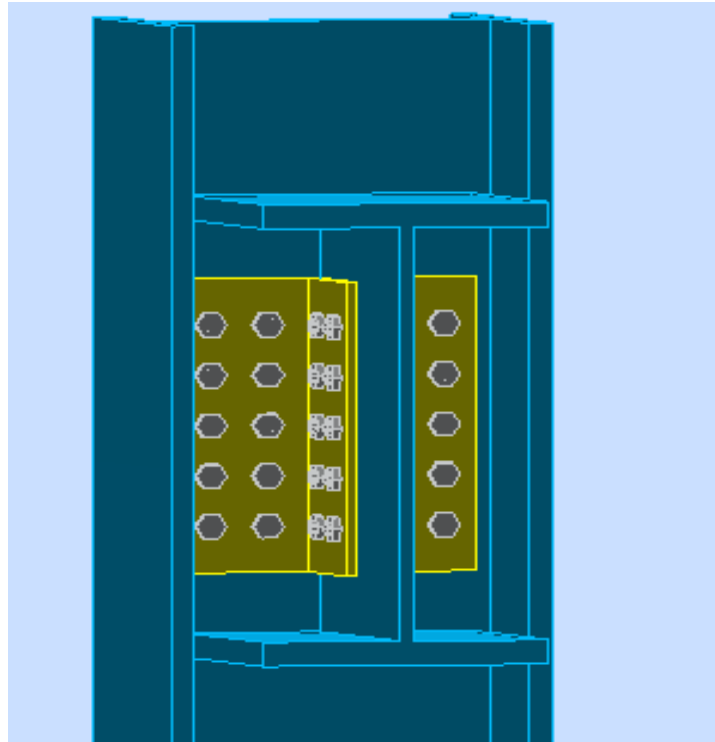
ΓΩΝΙΑΚΟ

$V_{effRd} = 417,0$	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$		$ -170,28 < 417,07$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ ΑΙ (0,41)

ΔΟΚΟΣ

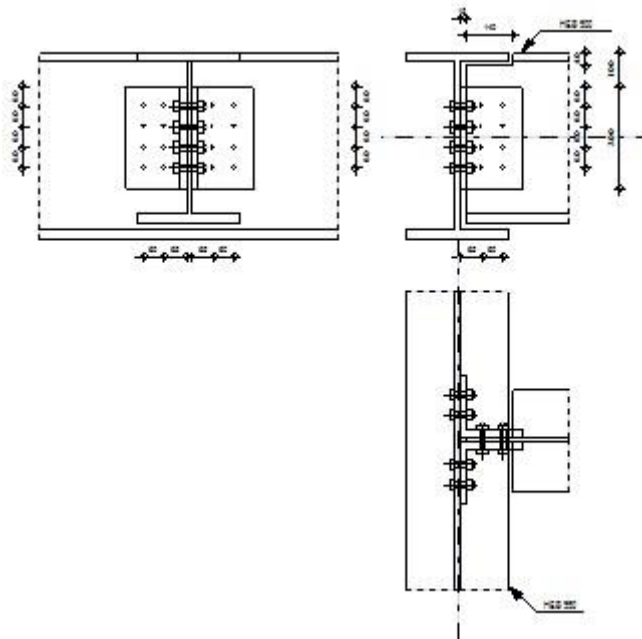
$V_{effRd} = 796,72$	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	[3.10.2 (3)]
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$		$ -340,56 < 796,72$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,43)

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΛΟΓΟΣ 0,80 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ



Σχήμα 4.28: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης τέμνουσας μεταξύ υποστυλώματος και κύριας δοκού.

- Σύνδεση τέμνουσας μεταξύ κύριας και δευτερεύουσας δοκού στη στάθμη έδρασης του silo (παρουσιάζεται η επίλυση του προγράμματος Robot Structural Analysis).



Σχήμα 4.29: Τομή, πλάγια όψη και κάτοψη σύνδεσης τέμνουσας μεταξύ κύριας και δευτερεύουσας δοκού.

ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 6
Όνομα σύνδεσης: Beam-beam (web)
ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ 168
ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 116, 197

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΚΥΡΙΟ ΔΟΚΑΡΙ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEB 550
ΡΑΒΔΟΣ no.: 116
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{yg} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEB 500
ΡΑΒΔΟΣ no.: 197
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{db} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

ΤΟΜΗ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$h_1 = 40$ [mm] ΑΝΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
 $h_2 = 0$ [mm] ΚΑΤΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
 $l = 140$ [mm] ΜΗΚΟΣ ΑΠΟΤΜΗΣΗΣ

ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ: CAE 180x20
ΥΛΙΚΟ S235
 $f_{dk} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

ΚΟΧΛΙΕΣ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

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

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $d = 16$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
 $k = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
 $w = 4$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

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

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 4.8 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $d = 16$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
 $k = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
 $w = 4$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 98: ULS57 (1+2+3+90)*1.00+4*0.60

$N_{b,Ed} =$	52,40 [kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b,Ed} =$	277,26 [kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b,Ed} =$	0,00 [kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

$F_{x,Ed} =$	29,53 [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	
$F_{z,Ed} =$	27,17 [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	
$F_{Rdx} =$	96,51 [kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{Rdz} =$	96,51 [kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	29,53 < 96,51	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,31)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	27,17 < 96,51	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,28)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	32,88 < 113,04	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,29)
--------------------------	----------------	---------------	--------

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} =$	40,13 [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{v,Ed} = f[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	0,62 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,62)

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

$F_{x,Ed} =$	65,76 [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	
$F_{z,Ed} =$	54,39 [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	
$F_{Rdx} =$	77,21 [kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{Rdz} =$	77,21 [kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	65,76 < 77,21	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,85)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	54,39 < 77,21	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,70)

ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΑΠΟΤΜΗΣΗ

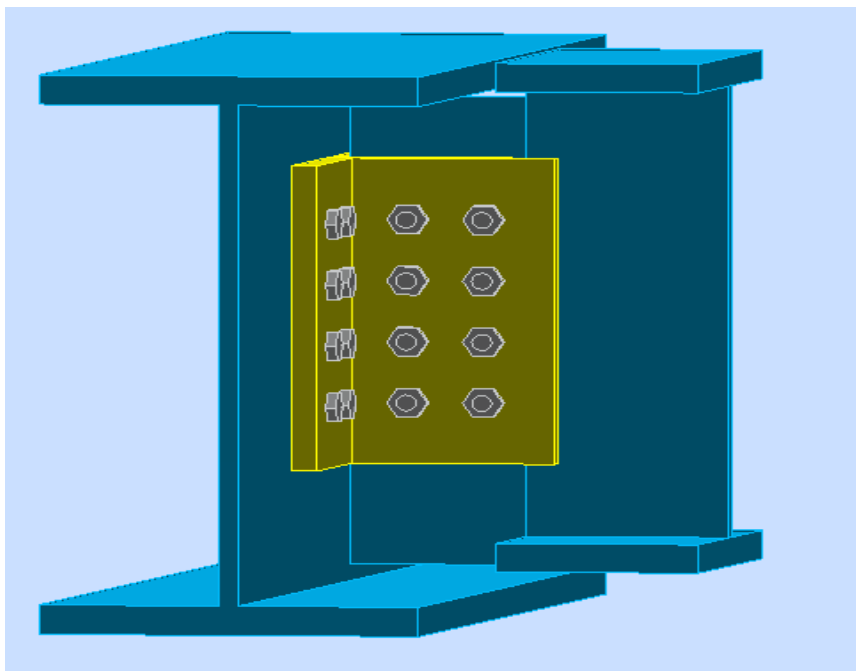
ΓΩΝΙΑΚΟ

$V_{effRd} =$	733,74 [kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	138,63 < 733,74	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,19)

ΔΟΚΟΣ

$V_{effRd} =$	639,5 [kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	[3.10.2 (3)]
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	277,26 < 639,56	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,43)

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΛΟΓΟΣ 0,85
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ



Σχήμα 4.30: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης τέμνουσας μεταξύ κύριας και δευτερεύουσας δοκού.

5 Συμπεράσματα

Από την ενασχόλησή μας με την παρούσα διπλωματική εργασία, προέκυψαν αρκετοί προβληματισμοί όσον αφορά την σωστή ανάλυση και διαστασιολόγηση της βιομηχανικής μονάδας στα διάφορα στάδια εκπόνησης της μελέτης. Οι προβληματισμοί αυτοί, ξεπεράστηκαν μετά από συνδυασμό γνώσεων και δεξιοτήτων που αποκτήθηκαν, είτε κατά τη διάρκεια των σπουδών μας, είτε μετά από προσωπική ενασχόλησή μας για την εύρεση της ενδεδειγμένης διαδικασίας επίλυσής τους. Τελικά, τα συμπεράσματα στα οποία καταλήξαμε μετά από την επίλυση των προβλημάτων και την ολοκλήρωση της μελέτης της κατασκευής είναι τα εξής:

- Η μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα έχει σαν αποτέλεσμα την πολύ καλή απόκριση σε συνθήκες σεισμού.
- Τα μεταλλικά κτίρια είναι πιο εύλικτες κατασκευές, τόσο όσον αφορά τη σχεδίαση όσο και την αντιμετώπιση των φορτίων, από αντίστοιχα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτό συμβαίνει λόγω του μικρού ιδίου βάρους των στοιχείων των κτιρίων και της ανθεκτικότητας του χάλυβα ως δομικού υλικού.
- Τα μεταλλικά κτίρια μπορούν να κατασκευάζονται σε μια αρκετά σύντομη χρονική περίοδο λόγω της τυποποίησης των διατομών και του υψηλού ποσοστού προκατασκευής των μελών τους.
- Η ανεμοπίεση είναι τις περισσότερες φορές η κύρια δυναμική καταπόνηση για τις διατομές των μελών των μεταλλικών κτιρίων, ειδικότερα των μονώροφων κατασκευών, λόγω των μεγάλων επιφανειών φορτίσεως που αυτά διαθέτουν και της μικρότερης συνολικής τους μάζας.
- Στο μονώροφο τμήμα, η τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση X, είναι καθοριστικής σημασίας για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου και του σεισμού, ενώ κατά τη διεύθυνση Y, η πλαισιακή λειτουργία του φορέα είναι αυτή που παραλαμβάνει τα συγκεκριμένα φορτία.
- Στο πολώροφο τμήμα, τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τόσο κατά τη X, όσο και κατά την Y διεύθυνση για την παραλαβή των φορτίων ανέμου και σεισμού. Επίσης, κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν και γύρω από το μεγάλο silo, προκειμένου να εξασφαλιστεί η απαραίτητη δυσκαμψία του πολώροφου τμήματος κάτω από την επίδραση ενός τόσο μεγάλου φορτίου.

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων.». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., Dubina D., (2004). «Σιδηρές κατασκευές, από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Ερμόπουλος Ι., (2005). «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
8. EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003.
9. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις-Δράσεις ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
10. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Μάιος 2005.
11. EN 1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
12. <http://www.ternamag.com>
13. <http://www.mycourses.ntua.gr>
14. <http://www.orykta.gr>
15. <http://www.kamtsis.com>
16. <http://www.stahlweld.gr>

Παράρτημα Α. Συνδυασμοί φορτίσεων

Πίνακας Α.1: Συνδυασμοί φορτίσεων μονόροφου τμήματος

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	ΕΙΔΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ	ΟΡΙΣΜΟΣ
13 (C)	ULS1	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2+82)*1.00
14 (C)	ULS2	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*0.75+(4+5+9)*1.50+82*1.05
15 (C)	ULS3	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*0.75+(4+5+10)*1.50+82*1.05
16 (C)	ULS4	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*0.75+(4+9)*1.50+82*1.05
17 (C)	ULS5	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*0.75+(4+10)*1.50+82*1.05
18 (C)	ULS6	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*0.75+(6+9)*1.50+82*1.05
19 (C)	ULS7	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*0.75+(6+10)*1.50+82*1.05
20 (C)	ULS8	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*0.75+(7+11)*1.50+82*1.05
21 (C)	ULS9	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*0.75+(7+12)*1.50+82*1.05
22 (C)	ULS10	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*0.75+(8+11)*1.50+82*1.05
23 (C)	ULS11	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*0.75+(8+12)*1.50+82*1.05
24 (C)	ULS12	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*1.50+(4+5+9)*0.90+82*1.05
25 (C)	ULS13	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*1.50+(4+5+10)*0.90+82*1.05
26 (C)	ULS14	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*1.50+(4+9)*0.90+82*1.05
27 (C)	ULS15	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*1.50+(4+10)*0.90+82*1.05
28 (C)	ULS16	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*1.50+(6+9)*0.90+82*1.05
29 (C)	ULS17	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*1.50+(6+10)*0.90+82*1.05
30 (C)	ULS18	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*1.50+(7+11)*0.90+82*1.05
31 (C)	ULS19	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*1.50+(7+12)*0.90+82*1.05
32 (C)	ULS20	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*1.50+(8+11)*0.90+82*1.05
33 (C)	ULS21	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	(1+2)*1.35+3*1.50+(8+12)*0.90+82*1.05
34 (C)	SLS1	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+4+5+9)*1.00+3*0.50+82*0.70
35 (C)	SLS2	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+4+5+10)*1.00+3*0.50+82*0.70
36 (C)	SLS3	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+4+9)*1.00+3*0.50+82*0.70
37 (C)	SLS4	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+4+10)*1.00+3*0.50+82*0.70
38 (C)	SLS5	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+6+9)*1.00+3*0.50+82*0.70
39 (C)	SLS6	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+6+10)*1.00+3*0.50+82*0.70
40 (C)	SLS7	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+7+11)*1.00+3*0.50+82*0.70
41 (C)	SLS8	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+7+12)*1.00+3*0.50+82*0.70
42 (C)	SLS9	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+8+11)*1.00+3*0.50+82*0.70
43 (C)	SLS10	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+8+12)*1.00+3*0.50+82*0.70
44 (C)	SLS11	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+3)*1.00+(4+5+9)*0.60+82*0.70

Πίνακας Α.2: Συνδυασμοί φορτίσεων μονόροφου τμήματος.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	ΕΙΔΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ	ΟΡΙΣΜΟΣ
45 (C)	SLS12	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+3)*1.00+(4+5+10)*0.60+82*0.70
46 (C)	SLS13	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+3)*1.00+(4+9)*0.60+82*0.70
47 (C)	SLS14	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+3)*1.00+(4+10)*0.60+82*0.70
48 (C)	SLS15	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+3)*1.00+(6+9)*0.60+82*0.70
49 (C)	SLS16	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+3)*1.00+(6+10)*0.60+82*0.70
50 (C)	SLS17	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+3)*1.00+(7+11)*0.60+82*0.70
51 (C)	SLS18	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+3)*1.00+(7+12)*0.60+82*0.70
52 (C)	SLS19	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+3)*1.00+(8+11)*0.60+82*0.70
53 (C)	SLS20	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	(1+2+3)*1.00+(8+12)*0.60+82*0.70
58 (C) (CQC)	1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΙΚΟ	55*1.00+(56+57)*0.30
59 (C) (CQC)	1 * X -0.3 * Y 0.3 * Z	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΙΚΟ	55*1.00+56*-0.30+57*0.30
60 (C) (CQC)	1 * X -0.3 * Y -0.3 * Z	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΙΚΟ	55*1.00+(56+57)*-0.30
61 (C) (CQC)	1 * X 0.3 * Y -0.3 * Z	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΙΚΟ	55*1.00+56*0.30+57*-0.30
62 (C) (CQC)	0.3 * X 1 * Y 0.3 * Z	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΙΚΟ	(55+57)*0.30+56*1.00
63 (C) (CQC)	0.3 * X -1 * Y 0.3 * Z	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΙΚΟ	(55+57)*0.30+56*-1.00
64 (C) (CQC)	0.3 * X -1 * Y -0.3 * Z	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΙΚΟ	55*0.30+56*-1.00+57*-0.30
65 (C) (CQC)	0.3 * X 1 * Y -0.3 * Z	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΙΚΟ	55*0.30+56*1.00+57*-0.30
66 (C) (CQC)	0.3 * X 0.3 * Y 1 * Z	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΙΚΟ	(55+56)*0.30+57*1.00
67 (C) (CQC)	0.3 * X -0.3 * Y 1 * Z	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΙΚΟ	55*0.30+56*-0.30+57*1.00
68 (C) (CQC)	0.3 * X -0.3 * Y -1 * Z	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΙΚΟ	55*0.30+56*-0.30+57*-1.00
69 (C) (CQC)	0.3 * X 0.3 * Y -1 * Z	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΙΚΟ	(55+56)*0.30+57*-1.00
70 (C) (CQC)	ULSS1	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	(1+2+58)*1.00+82*0.30
71 (C) (CQC)	ULSS2	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	(1+2+59)*1.00+82*0.30
72 (C) (CQC)	ULSS3	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	(1+2+60)*1.00+82*0.30
73 (C) (CQC)	ULSS4	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	(1+2+61)*1.00+82*0.30
74 (C) (CQC)	ULSS5	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	(1+2+62)*1.00+82*0.30
75 (C) (CQC)	ULSS6	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	(1+2+63)*1.00+82*0.30
76 (C) (CQC)	ULSS7	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	(1+2+64)*1.00+82*0.30
77 (C) (CQC)	ULSS8	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	(1+2+65)*1.00+82*0.30
78 (C) (CQC)	ULSS9	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	(1+2+66)*1.00+82*0.30
79 (C) (CQC)	ULSS10	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	(1+2+67)*1.00+82*0.30
80 (C) (CQC)	ULSS11	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	(1+2+68)*1.00+82*0.30
81 (C) (CQC)	ULSS12	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	(1+2+69)*1.00+82*0.30

Πίνακας Α.3: Συνδυασμοί φορτίσεων πολυώροφου τμήματος.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	ΕΙΔΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ	ΟΡΙΣΜΟΣ
16 (C) (CQC)	ULS1	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	$(1+2+3+84)*1.00+4*0.60$
17 (C) (CQC)	ULS2	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	$(1+2+3+85)*1.00+4*0.60$
18 (C) (CQC)	ULS3	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	$(1+2+3+86)*1.00+4*0.60$
19 (C) (CQC)	ULS4	Linear Combination	ULS ΣΕΙΣΜΟΣ	$(1+2+3+87)*1.00+4*0.60$
20 (C)	ULS2	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+4*1.50+(5+9+13)*0.90+14*0.75$
21 (C)	ULS3	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+4*1.50+(5+10+13)*0.90+14*0.75$
22 (C)	ULS4	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+4*1.50+(5+9)*0.90+14*0.75$
23 (C)	ULS5	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+4*1.50+(5+10)*0.90+14*0.75$
24 (C)	ULS6	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+4*1.50+(6+9)*0.90+14*0.75$
25 (C)	ULS7	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+4*1.50+(6+10)*0.90+14*0.75$
26 (C)	ULS8	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+4*1.50+(7+11)*0.90+14*0.75$
27 (C)	ULS9	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+4*1.50+(7+12)*0.90+14*0.75$
28 (C)	ULS10	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+4*1.50+(8+11)*0.90+14*0.75$
29 (C)	ULS11	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+4*1.50+(8+12)*0.90+14*0.75$
30 (C)	ULS12	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+(5+9+13)*1.50+14*0.75+4*1.05$
31 (C)	ULS13	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+(5+10+13)*1.50+14*0.75+4*1.05$
32 (C)	ULS14	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+(5+9)*1.50+14*0.75+4*1.05$
33 (C)	ULS15	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+(5+10)*1.50+14*0.75+4*1.05$
34 (C)	ULS16	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+(6+9)*1.50+14*0.75+4*1.05$
35 (C)	ULS17	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+(6+10)*1.50+14*0.75+4*1.05$
36 (C)	ULS18	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+(7+11)*1.50+14*0.75+4*1.05$
37 (C)	ULS19	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+(7+12)*1.50+14*0.75+4*1.05$
38 (C)	ULS20	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+(8+11)*1.50+14*0.75+4*1.05$
39 (C)	ULS21	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+(8+12)*1.50+14*0.75+4*1.05$
40 (C)	ULS22	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+14*1.50+(5+9+13)*0.90+4*1.05$
41 (C)	ULS23	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+14*1.50+(5+10+13)*0.90+4*1.05$
42 (C)	ULS24	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+14*1.50+(5+9)*0.90+4*1.05$
43 (C)	ULS25	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+14*1.50+(5+10)*0.90+4*1.05$
44 (C)	ULS26	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+14*1.50+(6+9)*0.90+4*1.05$
45 (C)	ULS27	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+14*1.50+(6+10)*0.90+4*1.05$
46 (C)	ULS28	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+14*1.50+(7+11)*0.90+4*1.05$
47 (C)	ULS29	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+14*1.50+(7+12)*0.90+4*1.05$

Πίνακας Α.4: Συνδυασμοί φορτίσεων πολυώροφου τμήματος.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	ΕΙΔΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ	ΟΡΙΣΜΟΣ
48 (C)	ULS30	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+14*1.50+(8+11)*0.90+4*1.05$
49 (C)	ULS31	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+3)*1.35+14*1.50+(8+12)*0.90+4*1.05$
50 (C)	ULS1	Linear Combination	ULS ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ή ΠΑΡΟΔΙΚΕΣ	$(1+2+4+3)*1.00$
51 (C)	SLS1	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+4+3)*1.00+(5+9+13)*0.60+14*0.50$
52 (C)	SLS2	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+4+3)*1.00+(5+10+13)*0.60+14*0.50$
53 (C)	SLS3	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+4+3)*1.00+(5+9)*0.60+14*0.50$
54 (C)	SLS4	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+4+3)*1.00+(5+10)*0.60+14*0.50$
55 (C)	SLS5	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+4+3)*1.00+14*0.50+(6+9)*0.60$
56 (C)	SLS6	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+4+3)*1.00+(6+10)*0.60+14*0.50$
57 (C)	SLS7	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+4+3)*1.00+(7+11)*0.60+14*0.50$
58 (C)	SLS8	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+4+3)*1.00+(7+12)*0.60+14*0.50$
59 (C)	SLS9	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+4+3)*1.00+(8+11)*0.60+14*0.50$
60 (C)	SLS10	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+4+3)*1.00+(8+12)*0.60+14*0.50$
61 (C)	SLS11	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+5+9+13+3)*1.00+4*0.70+14*0.50$
62 (C)	SLS12	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+5+12+13+3)*1.00+4*0.70+14*0.50$
63 (C)	SLS13	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+5+9+3)*1.00+4*0.70+14*0.50$
64 (C)	SLS14	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+5+10+3)*1.00+4*0.70+14*0.50$
65 (C)	SLS15	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+6+9+3)*1.00+4*0.70+14*0.50$
66 (C)	SLS16	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+6+10+3)*1.00+4*0.70+14*0.50$
67 (C)	SLS17	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+7+11+3)*1.00+4*0.70+14*0.50$
68 (C)	SLS18	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+7+12+3)*1.00+4*0.70+14*0.50$
69 (C)	SLS19	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+8+11+3)*1.00+4*0.70+14*0.50$
70 (C)	SLS20	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+8+12+3)*1.00+4*0.70+14*0.50$
71 (C)	SLS21	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+14+3)*1.00+4*0.70+(5+9+13)*0.60$
72 (C)	SLS22	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+14+3)*1.00+4*0.70+(5+13+10)*0.60$
73 (C)	SLS23	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+14+3)*1.00+4*0.70+(5+9)*0.60$
74 (C)	SLS24	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+14+3)*1.00+4*0.70+(5+10)*0.60$
75 (C)	SLS25	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+14+3)*1.00+4*0.70+(6+9)*0.60$
76 (C)	SLS26	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+14+3)*1.00+4*0.70+(6+10)*0.60$
77 (C)	SLS27	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+14+3)*1.00+4*0.70+(7+11)*0.60$
78 (C)	SLS28	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+14+3)*1.00+4*0.70+(7+12)*0.60$
79 (C)	SLS29	Linear Combination	SLS ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	$(1+2+14+3)*1.00+4*0.70+(8+11)*0.60$

Πίνακας Α.5: Συνδυασμοί φορτίσεων πολυώροφου τμήματος.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	ΕΙΔΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ	ΟΡΙΣΜΟΣ
80 (C)	SLS30	Linear Combination	SLS	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ $(1+2+14+3)*1.00+4*0.70+(8+12)*0.60$
84 (C) (CQC)	$1 * X \ 0.3 * Y \ 0.3 * Z$	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΙΚΟ $81*1.00+(82+83)*0.30$
85 (C) (CQC)	$1 * X \ -0.3 * Y \ 0.3 * Z$	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΙΚΟ $81*1.00+82*-0.30+83*0.30$
86 (C) (CQC)	$1 * X \ -0.3 * Y \ -0.3 * Z$	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΙΚΟ $81*1.00+(82+83)*-0.30$
87 (C) (CQC)	$1 * X \ 0.3 * Y \ -0.3 * Z$	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΙΚΟ $81*1.00+82*0.30+83*-0.30$
88 (C) (CQC)	$0.3 * X \ 1 * Y \ 0.3 * Z$	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΙΚΟ $(81+83)*0.30+82*1.00$
89 (C) (CQC)	$0.3 * X \ -1 * Y \ 0.3 * Z$	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΙΚΟ $(81+83)*0.30+82*-1.00$
90 (C) (CQC)	$0.3 * X \ -1 * Y \ -0.3 * Z$	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΙΚΟ $81*0.30+82*-1.00+83*-0.30$
91 (C) (CQC)	$0.3 * X \ 1 * Y \ -0.3 * Z$	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΙΚΟ $81*0.30+82*1.00+83*-0.30$
92 (C) (CQC)	$0.3 * X \ 0.3 * Y \ 1 * Z$	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΙΚΟ $(81+82)*0.30+83*1.00$
93 (C) (CQC)	$0.3 * X \ -0.3 * Y \ 1 * Z$	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΙΚΟ $81*0.30+82*-0.30+83*1.00$
94 (C) (CQC)	$0.3 * X \ -0.3 * Y \ -1 * Z$	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΙΚΟ $81*0.30+82*-0.30+83*-1.00$
95 (C) (CQC)	$0.3 * X \ 0.3 * Y \ -1 * Z$	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΙΚΟ $(81+82)*0.30+83*-1.00$
96 (C) (CQC)	ULSS5	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΟΣ $(1+2+3+88)*1.00+4*0.60$
97 (C) (CQC)	ULSS6	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΟΣ $(1+2+3+89)*1.00+4*0.60$
98 (C) (CQC)	ULSS7	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΟΣ $(1+2+3+90)*1.00+4*0.60$
99 (C) (CQC)	ULSS8	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΟΣ $(1+2+3+91)*1.00+4*0.60$
100 (C) (CQC)	ULSS9	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΟΣ $(1+2+3+92)*1.00+4*0.60$
101 (C) (CQC)	ULSS10	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΟΣ $(1+2+3+93)*1.00+4*0.60$
102 (C) (CQC)	ULSS11	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΟΣ $(1+2+3+94)*1.00+4*0.60$
103 (C) (CQC)	ULSS12	Linear Combination	ULS	ΣΕΙΣΜΟΣ $(1+2+3+95)*1.00+4*0.60$

