

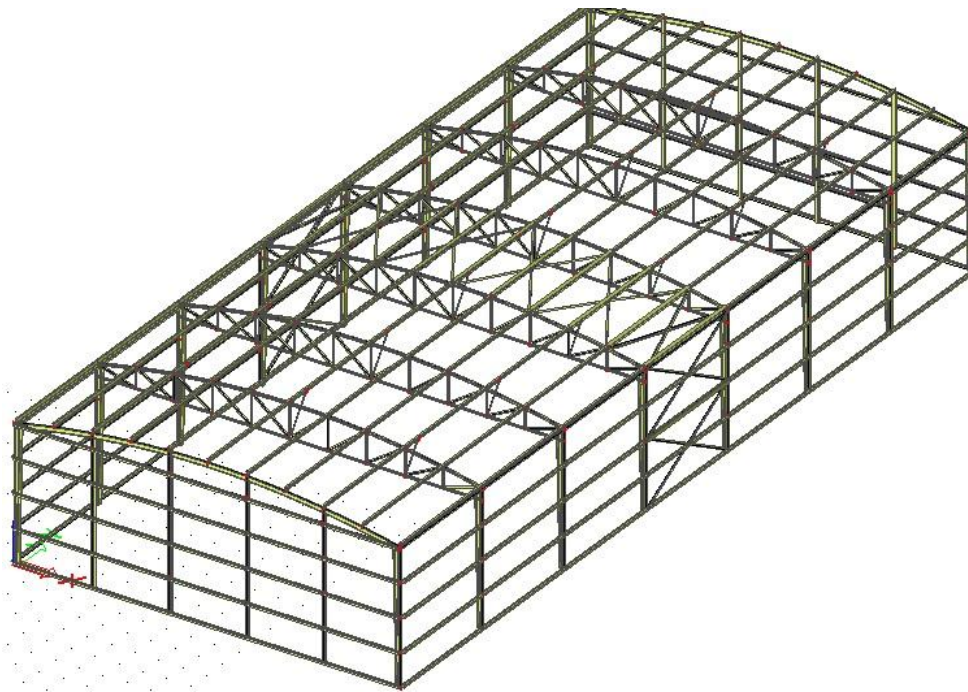


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Διερεύνηση Βέλτιστου Σχεδιασμού Μεταλλικού Μονώροφου Βιομηχανικού Κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ευτυχία Π.Ζωΐδη

Επιβλέποντες: Ιωάννης Βάγιας

Φαίδων-Σόλων Καρυδάκης

Αθήνα, Μάρτιος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/47

Ζωΐδη Ε. Π. (2013).
Διερεύνηση Βέλτιστου Σχεδιασμού Μεταλλικού Μονώροφου Βιομηχανικού Κτιρίου
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/47
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Zoidi E.P. (2013).
Investigation in Optimum Design of steel single-storey industrial building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/47
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Γενικά	6
1.2 Περιγραφή τεχνικού έργου	7
1.2.1 Αντικείμενο εργασίας και παρουσίαση του προς μελέτη κτίριου	7
1.2.2 Σκοπός και Πορεία επίλυσης της Εργασίας	7
1.2.3 Ποιότητα υλικών της κατασκευής	8
1.2.4 Στατικό πρόγραμμα και κανονισμοί	9
1.2.5 Δομή εργασίας	9
2 Δράσεις επί της κατασκευής	10
2.1 Εισαγωγή	10
2.2 Ίδιο βάρος φορέα ($G_{i,\beta}$)	10
2.3 Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης ($G_{παν.}$)	10
2.4 Πρόσθετο φορτίο αναρτήσεων ($G_{αν.}$)	11
2.5 Κινητό φορτίο στέγης (Q)	11
2.6 Φορτία Χιονιού (S)	11
2.6.1 Προσομοίωση φορτίου χιονιού επί δικλινούς στέγης	12
2.6.2 Προσομοίωση φορτίου χιονιού επί κυλινδρικής στέγης	12
2.7 Φορτία Ανέμου (W)	14
2.7.1 Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής	14
2.7.2 Υπολογισμός συντελεστών εξωτερικής πίεσης c_{pe} και τελικών πιέσεων w_e	16
2.8 Σεισμικές Δράσεις (E_i)	23
2.8.1 Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού	24
2.8.2 Μέθοδος ανάλυσης και προσομοίωση σεισμικής δύναμης	25
2.9 Οριακές Καταστάσεις και Συνδυασμοί Δράσεων	26
2.9.1 Υπολογισμός συντελεστών ασφαλείας γ και ψ	26
2.9.2 Συνδυασμοί σχεδιασμού σε Ο.Κ.Α.	26
2.9.3 Συνδυασμοί σχεδιασμού σε Ο.Κ.Λ.	27
3 Συγκριτική Μελέτη Βελτιστοποίησης	28
3.1 Εισαγωγή	28
3.1.1 Προσομοίωση και Περιγραφή Διαδικασίας	28
3.1.2 Απαιτούμενοι έλεγχοι σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ.	28
3.1.3 Επιλογή στηρίξεων πλευρικής εξασφάλισης	29
3.2 Πλαίσιο με ολόσωμα μέλη δικλινούς στέγης με κλίση 7%	30
3.2.1 Μοντέλο προσομοίωσης πλαισίου	30
3.2.2 Πορεία που ακολουθήθηκε	31
3.2.3 Αποτέλεσμα Ανάλυσης	36
3.2.4 Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις	38
3.3 Πλαίσιο με ολόσωμα μέλη και ελκυστήρα δικλινούς στέγης με κλίση 7%	42
3.3.1 Μοντέλο προσομοίωσης πλαισίου	42
3.3.2 Πορεία που ακολουθήθηκε	42
3.3.3 Αποτέλεσμα Ανάλυσης	51
3.3.4 Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις	54
3.4 Τοξωτό πλαίσιο μεταβήτου ύψους με ολόσωμα μέλη	57
3.4.1 Μοντέλο προσομοίωσης πλαισίου	57

3.4.2	Πορεία που ακολουθήθηκε	57
3.4.3	Αποτέλεσμα Ανάλυσης	63
3.4.4	Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις.....	68
3.5	Τοξωτό πλαίσιο μεταβλητού ύψους με ζυγώμα μορφής δικτύματος	72
3.5.1	Μοντέλο προσομοίωσης πλαισίου	72
3.5.2	Πορεία που ακολουθήθηκε	73
3.5.3	Αποτέλεσμα Ανάλυσης.....	76
3.5.4	Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις.....	81
3.6	Τελική Βέλτιστη Λύση.....	85
4	Επίλυση χωρικού φορέα	86
4.1	Εισαγωγή.....	86
4.2	Μόρφωση ακραίων πλαισίων.....	87
4.3	Μόρφωση αντηρρίδων	91
4.4	Μόρφωση τεγίδων.....	92
4.5	Μόρφωση μηκίδων.....	94
4.6	Μόρφωση κατακόρυφων συνδέσμων.....	95
4.7	Μόρφωση οριζοντίων συνδέσμων.....	96
4.8	Αντισεισμικός έλεγχος κύριων φορέων.....	99
5	Συνδέσεις μελών	100
5.1	Εισαγωγή.....	100
5.2	Σύνδεση κόμβου δικτυωτού ζυγώματος με υποστύλωμα.....	100
5.3	Σύνδεση ράβδων δικτύματος	101
5.4	Έδραση υποστυλώματος	103
5.5	Συνδέσεις οριζοντίων συνδέσμων	103
5.6	Συνδέσεις κατακόρυφων συνδέσμων	104
6	Συμπεράσματα.....	106
7	Βιβλιογραφία	110

Διερεύνηση Βέλτιστου Σχεδιασμού Μεταλλικού Μονώροφου Βιομηχανικού Κτιρίου

Ζωΐδη Ε. Π. (Επιβλέποντες: Βάγιας Ι., Καρυδάκης Φ.-Σ.)

Περίληψη

Κατά τη διάρκεια της τελευταίας δεκαετίας, παρατηρείται μια ευρεία τάση χρησιμοποίησης του χάλυβα ως βασικό δομικό υλικό στη σύνθεση κτιριακών, αλλά και λοιπών τεχνικών έργων. Ωστόσο, το γεγονός ότι ο χάλυβας ως πρώτη ύλη παρουσιάζει υψηλό κόστος παραγωγής, σε συνδυασμό με την καθιέρωση όλο και πιο τολμηρών στατικών συστημάτων, καθιστά αναγκαίο το σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών με το βέλτιστο δυνατό τρόπο, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται κατά το δυνατόν οικονομία. Η βελτιστοποίηση των διατομών των μελών ενός μεταλλικού κτιρίου αποτελεί πλέον προσπάθεια κάθε μελετητή. Ωστόσο, το ερώτημα που γεννάται συχνά αφορά τον τύπο του στατικού συστήματος που θα επιφέρει τα πιο οικονομικά αποτελέσματα.

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελεί μια προσπάθεια εμβάθυνσης στη βελτιστοποίηση σχεδιασμού βιομηχανικών κτιρίων με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Προς αυτή την κατεύθυνση, πραγματοποιήθηκε συγκριτική μελέτη διαφορετικών περιπτώσεων κύριων φορέων, με σκοπό τη βελτιστοποίηση του συνολικού βάρους της μεταλλικής κατασκευής. Αναλύτικά εξετάστηκαν 4 βασικές περιπτώσεις αμφιαρθρωτών πλαισίων συγκεκριμένου ανοίγματος και ωφέλιμου ύψους, με στόχο τη βέλτιστη δυνατή διαστασιολόγηση των μελών τους, υπό την επίδραση των αντίστοιχων φορτίων σχεδιασμού έκαστης περίπτωσης, και με βάση τους ελέγχους επάρκειας σε Ο.Κ.Λ. και Ο.Κ.Α., όπως ορίζονται από τους Ευροκώδικες 3 και 8.

Μετά το πέρας της μελέτης των πλαισίων, εξάγονται συμπεράσματα τόσο για την καταλληλότητα καθενός τύπου πλαισίου στη συγκεκριμένη περίπτωση, όσο και για τη συγκριτική ανάλυση της διαφορετικής συμπεριφορά τους.

Ιδιαίτερα ενδιαφέροντα αποτελέσματα προέκυψαν στην περίπτωση αμφιαρθρωτού πλαισίου με ολόσωμα υποστυλώματα και δικτυωτό ζύγωμα, καθώς επίσης και στη θεώρηση τοξωτού ζυγώματος και υποστυλωμάτων μεταβλητής διατομής.

Στη συνέχεια, μετά την εκλογή του βέλτιστου κύριου φορέα, πραγματοποιήθηκε μελέτη του κτιρίου σε χωρικό επίπεδο, κατά τη διάρκεια της οποίας υπολογίστηκαν και τα υπόλοιπα μέλη μόρφωσής του.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2013/47

Investigation in Optimum Design of steel single-storey industrial building

Zoidi E. P. (supervised by Vayas I., Karydakis F.-S.)

Abstract

During the last decades, there has been a widespread tendency to use steel as a main structural material in building composition, and other technical projects. However, the fact that the steel as a raw material presents high production costs, in combination with the introduction of more and more inspired static systems, makes the design of metal structures in an optimal manner a necessity, so that the extent possible economy to be achieved. Nowadays, the optimal design of the metal constructions is concerned to be a priority of every engineer. However, a common question is which static system should we use, in order to produce economy.

The thesis I am working on is an attempt to analyze in depth the optimization design of industrial buildings, with main body consisted of steel, aiming to the reduction of final constructional cost. Towards this end, a comparative study of different cases of incumbents is conducted, in order to optimize the total weight of the metal structure. In particular, four diverse basic cases of frame, consisted of two columns hinged at their base and one beam with determine length of opening and operating altitude are examined thoroughly. The goal of this study is concerned to be the optimum design of the frame's members under the influence of the respective loads of each case. For this reason, the calculation of the loads of each case is conducted and the critical stresses and the expected deflections of each member are calculated and checked, so that to be sufficient for ULS (Ultimate Limit State) and SLS (Serviceability Limit Stage) analysis, compared to the permitted limits of the Eurocodes.

After the study of the frames, conclusions are drawn, as far as the suitability of each frame type in the precise case, and for the comparative analysis of the different behavior that they demonstrate are concerned. Particularly, interesting results were obtained in the case of frames with integral columns and a curved roof truss, as well as the case of a arched roof beam and columns of variable cross-section.

Next, after the final selection of the optimum frame, the study of the whole building is conducted, so that the rest of its members to be calculated and designed.

Ευχαριστίες

Στο σημείο αυτό, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους επιβλέποντες μου, κύριο Βάγια Ιωάννη και κύριο Φαίδων-Σόλων Καρυδάκη, που συνέβαλαν καθοριστικά στην περαίωση της διπλωματικής μου εργασίας, με τη συνεχή επιστημονική καθοδήγηση και τις πολύτιμες υποδείξεις τους.

Επιπλέον, οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στους γονείς μου, Παύλο και Ελένη, και στην αδερφή μου, Κατερίνα, για την αμέριστη υποστήριξη και συμπαράστασή τους, τόσο κατά τη διάρκεια της παρούσας εργασίας, όσο και καθ'όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις, αλλά και για άλλες παραγωγικές, εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, αποτελούν προνομιακό πεδίο εφαρμογής φέροντων οργανισμών από χάλυβα, που τείνει να καθιερωθεί και στην Ελλάδα και μάλιστα με αλματώδεις ρυθμούς.

Παρατίθενται μερικά από τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που χαρακτηρίζουν τα μονώροφα μεταλλικά κτίρια:

1. Το ποσοστό αντοχής ως προς το βάρος χάλυβα εμφανίζει ιδιαίτερα υψηλές τιμές, οδηγώντας σε σχετικά μειωμένο ίδιο βάρος κατασκευών. Ως εκ τούτου, επιτρέπεται η οικονομικότερη και ευχερέστερη θεμελίωση ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη. Επιπλέον, επιτυγχάνεται αισθητή μείωση της βλάβης, μέσω της "αδράνειας", κατά τη διάρκεια ενός πιθανού σεισμού, αφού υπάρχει λιγότερη μάζα να κινηθεί (μειωμένες σεισμικές δυνάμεις).
2. Μέσω αυξημένης αντοχής και δυσκαμψίας της ανωδομής, μπορεί να επιτευχθεί η δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων, επιτρέποντας αύξηση των εκμεταλλεύσιμων επιφανειών, καθώς και ευελιξία στην αναδιαμόρφωση των χώρων. Επιπλέον, η γενικά όλκιμη συμπεριφορά του υλικού επιτρέπει την εξαιρετη αντισεισμική συμπεριφορά των μεταλλικών κατασκευών, ακόμα και στην περίπτωση αυξημένου βάρους ανωδομής.
3. Υπάρχει η δυνατότητα ανέγερσης με ταχύτατους ρυθμούς. Στο εργοτάξιο, η συναρμολόγηση και σύνδεση των μελών μπορεί να εξελιχθεί αδιάκοπα, χωρίς να απαιτείται χρόνος αναμονής μεταξύ των διαφόρων φάσεων ανέγερσης, όπως, αντίθετα, συμβαίνει στις συμβατικές κατασκευές από σκυρόδεμα. Με συντονισμένες κινήσεις, είναι εφικτή η πραγματοποίηση της βιομηχανικής κατεργασίας των χαλύβδινων μελών, παράλληλα με τη φάση των εκσκαφών, της θεμελίωσης και της διαμόρφωσης της υπόβασης του δαπέδου, μειώνοντας με τον τρόπο αυτό ακόμα περισσότερο το χρόνο κατασκευής.
4. Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου επιτρέπει έναν πιο εμπειριστατωμένο έλεγχο ποιότητας, καθώς και μεγαλύτερη αξιοπιστία και ακρίβεια στη μόρφωση των εκάστοτε επιθυμητών διατομών. Επιπροσθέτως, ο χάλυβας ως υλικό μπορεί εύκολα να ανακυκλωθεί και να επαναχρησιμοποιηθεί.
5. Ο εντοπισμός και η αποκατάσταση βλαβών στις υπάρχουσες κατασκευές μπορεί να πραγματοποιηθεί με μεγάλη ευχέρεια, ενώ είναι εφικτή η ενίσχυση των υφιστάμενων μελών προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων.

Τα βασικά μειονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών, τα οποία ωστόσο δεν μπορούν να αντισταθμίσουν τα καίρια οφέλη τους συνοψίζονται στα εξής :

1. Ο χάλυβας αποτελεί πρώτη ύλη με υψηλό κόστος παραγωγής, ενώ απαιτούνται ιδιαίτερα λεπτομερείς υπολογισμοί στη περιοχή των συνδέσεων. Σημαντική του αδυναμία είναι η ευαισθησία σε πυρκαγιά και διάβρωση, καθιστώντας αναγκαία τη λήψη κατάλληλων μέτρων προστασίας και συντήρησης.
2. Η τεχνογνωσία πάνω στο αντικείμενο των μεταλλικών κατασκευών δεν είναι ακόμα σε ιδιαίτερα ανεπτυγμένο επίπεδο στην Ελλάδα.

1.2 Περιγραφή τεχνικού έργου

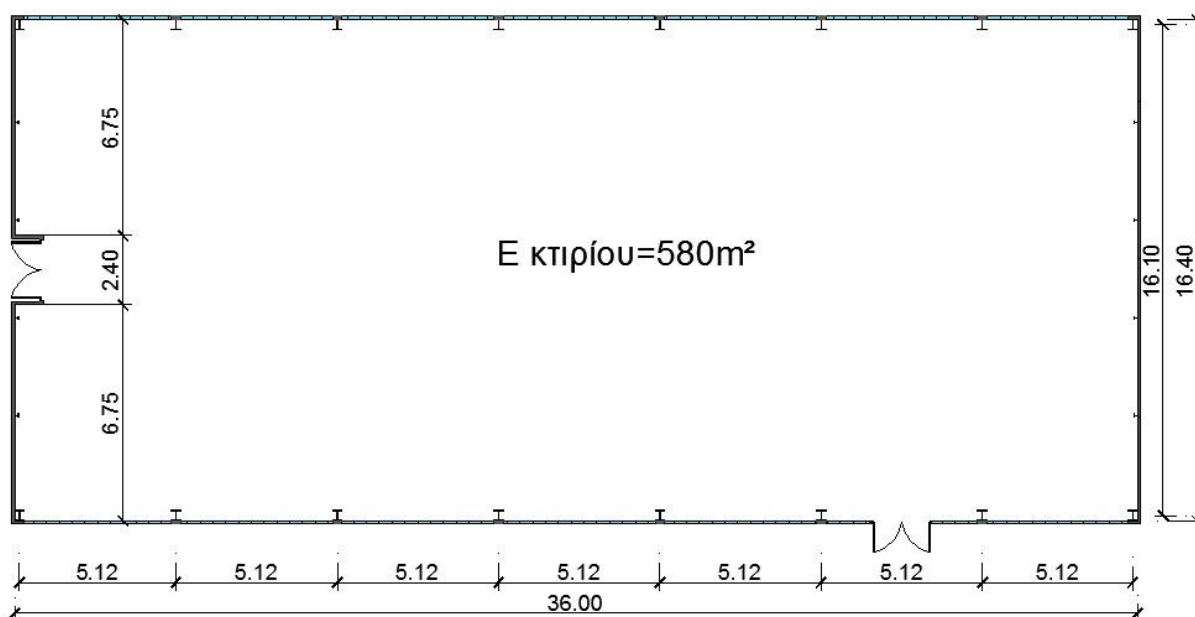
1.2.1 Αντικείμενο εργασίας και παρουσίαση του προς μελέτη κτίριου

Προκειμένου να αντισταθμιστεί η υψηλή τιμή του χάλυβα ως δομικό υλικό, η ανάγκη παραγωγής μελετών βέλτιστου σχεδιασμού εμφανίζεται ακόμα πιο επιτακτική. Στο σημείο αυτό ακριβώς έγγυται και το αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

Το κτίριο που επιλέχθηκε προς κριτική διερεύνηση είναι ένα βιομηχανικό κτίριο, όπου πρόκειται να στεγαστούν μουσειακές αποθήκες του Υπουργείου Πολιτισμού και βρίσκεται στην περιοχή του Κεραμεικού στο κέντρο της Αθήνας.

Πρόκειται ουσιαστικά για έναν ενιαίο χώρο μεγάλων διαστάσεων με μικρότερους βοηθητικούς χώρους. Συνεπώς, ενδείκνυται ένας φορέας από χάλυβα, καθώς επιτρέπει τη δημιουργία χώρων μεγάλων ανοιγμάτων, χωρίς τη παρεμβολή ενδιάμεσων υποστυλωμάτων.

Η εν λόγω κατασκευή προβλέπεται να στεγάσει μια επιφάνεια συνολικού εμβαδού κάτοψης $16.10\text{m} \times 36\text{m} = 580\text{m}^2$ και ύψους 5,6m. Ο φέρων οργανισμός της κατασκευής συντίθεται από 6 πανομοιότυπα ενδιάμεσα πλαίσια και 2 ακραία πλαίσια, στα οποία συνδέονται και οι μετωπικοί στύλοι των προσόψεων. Όλα τα πλαίσια, ανοίγματος 16.10m, θεωρούνται δίρριχτα και αμφιαρθρωτά, ενώ διατάσσονται σε απόσταση 5.12m το ένα από το άλλο. Στην προϋπάρχουσα μελέτη του κτιρίου, έχει επιλεγεί ως κύριος φορέας αμφιαρθρωτό δικλινές πλαίσιο, με ύψος κορυφιά $h=6.15\text{m}$. Η κλίση της στέγης, συνεπώς, προκύπτει: $s=(6.15-5.6)\text{m}/(16.10/2)\text{m}=0.07=7\%$ με αντίστοιχη γωνία κλίσης: $\alpha = \arctans=4.1^\circ$. Τη στέγη διατρέχουν συνολικά 11 τεγίδες (6 σε κάθε ημιζύγωμα), πλάτους επιρροής 1,61m η καθεμία.



Σχήμα 1.1: Ενδεικτική κάτοψη κτιρίου

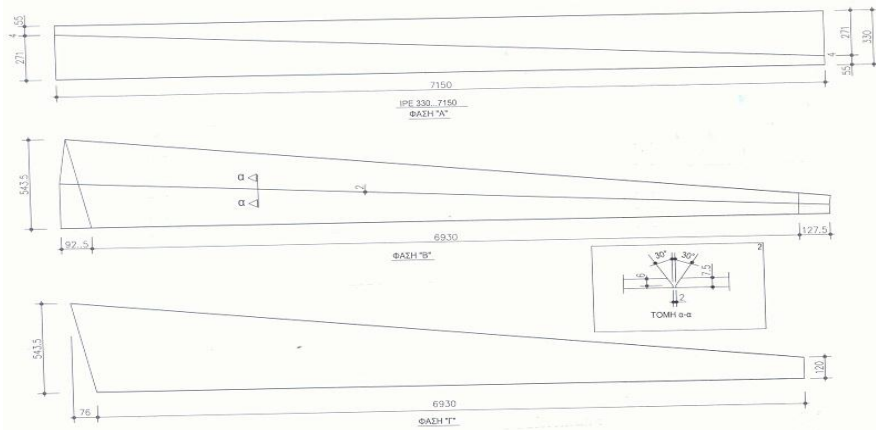
1.2.2 Σκοπός και Πορεία επίλυσης της Εργασίας

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, πραγματοποιήθηκε, σε πρώτο επίπεδο, συγκριτική μελέτη ενός τυπικού ενδιάμεσου στεγάστρου, σε διάφορες μορφές κύριου φορέα, σε δισδιάστατο επίπεδο (επίπεδο πλαισίου), με στόχο τον προσδιορισμό των απαιτούμενων διατομών των μέλων.

Πιο αναλυτικά, οι περιπτώσεις αμφιαρθρωτού πλαισίου που εξετάστηκαν συνοψίζονται ως εξής:

1. Πλαίσιο με ολόσωμα μέλη δικλινούς στέγης με κλίση 7% (όπως ορίζεται στην προκαταρκτική μελέτη του κτιρίου): βελτιστοποίηση διατομών των μελών και τυχόν ενισχύσεων.
2. Πλαίσιο με ολόσωμα μέλη και ελκυστήρα δικλινούς στέγης με κλίση 7% (όπως ορίζεται στην προκαταρκτική μελέτη του κτιρίου): βελτιστοποίηση διατομών των μελών και τυχόν ενισχύσεων.
3. Πλαίσιο με τοξωτό ολόσωμο ζύγωμα χωρίς ή με ελκυστήρα: βελτιστοποίηση διατομών και ύψους τόξου f .
4. Πλαίσιο με δικτυωτό ζύγωμα μορφής τόξου: βελτιστοποίηση διατομών και υψών h και H στο άκρο και στο μέσο αντίστοιχα.

Χρησιμοποιούνται υποστυλώματα μεταβλητής διατομής (δυσκαμψίας), τα οποία μορφώνονται από μια αρχική ράβδο σταθερής διατομής μετά από λοξή τομή και συγκόλληση, κατά το Σχήμα 1.2.



Σχήμα 1. 2: Διαμόρφωση στοιχείων μεταβλητής διατομής

Στη συνέχεια, μετά την ανάλυση της διαφορετικής συμπεριφοράς εκάστοτε πλαισίου και την επιλογή του βέλτιστου κυρίου φορέα, εκπονήθηκε μελέτη του κτιρίου σε χωρικό επίπεδο, κατά τη διάρκεια της οποίας υπολογίστηκαν και τα υπόλοιπα μέλη μόρφωσής του (οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κεφαλοδοκοί, τεγίδες, μετωπικοί στύλοι, μηκίδες).

1.2.3 Ποιότητα υλικών της κατασκευής

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1:2005, παράγραφος 3.2.6), το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα λαμβάνεται ίσο με $E=210\text{ GPa}$, ενώ το ειδικό βάρος του είναι $\gamma=78.50\text{ kN/m}^3$. Ο λόγος του συντελεστή Poisson έχει τιμή $\nu=0.3$ και ο συντελεστής γραμμικής διαστολής είναι $\alpha=12\cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$. Οι τιμές αυτές λαμβάνονται για το δομικό χάλυβα ανεξαρτήτως της ποιότητας του. Για όλα τα επιμέρους μέλη της κατασκευής θα χρησιμοποιηθεί δομικός χάλυβας ποιότητας S355, με αντοχή σε διαρροή $f_y=355\text{ MPa}$ και αντοχή σε θραύση $f_u=510\text{ MPa}$. Στην πραγματικότητα, ο χάλυβας S355 έχει αμελητάια πιο ακριβή τιμή έναντι του χάλυβα S235, επιφέροντας, όμως, σημαντικά μεγαλύτερη αντοχή των δομικών στοιχείων. Ωστόσο, συνοδεύεται από μεγαλύτερες τιμές ανηγμένης λυγηρότητας, καθιστώντας τα μέλη πιο ευαίσθητα σε λυγισμό. Στην περίπτωση μας, τα περισσότερα επιμέρους στοιχεία του κτιρίου εντείνονται κύριως σε κάμψη, οπότε

κατά τη διαδικασία βελτιστοποίησης, η μεγαλύτερη αντοχή που εξασφαλίζει ο χάλυβας S355 κρίνεται απαραίτητη. Στην περίπτωση θλιβόμενων μελών, επιδιώκεται η πυκνότερη δυνατή πλευρική εξασφάλιση τους.

1.2.4 Στατικό πρόγραμμα και κανονισμοί

Οι στατικές αναλύσεις και η διαστασιολόγηση του φέροντος οργανισμού από χάλυβα, τόσο σε φάση συγκριτικής μελέτης βελτιστοποίησης, όσο και στην τελική μελέτη του συνολικού κτιρίου, πραγματοποιήθηκαν με τη βοήθεια του στατικού λογισμικού Scia Engineer 2012.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της παρούσας κατασκευής πραγματοποιήθηκε με βάση τα πρότυπα των Ευρωκωδίκων, λαμβάνοντας υπόψη το Εθνικό Ελληνικό Προσάρτημα. Πιο αναλυτικά, χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί:

1. Ευρωκώδικας 1: για τον προσδιορισμό των επιβαλλόμενων δράσεων επί της κατασκευής και για τη μόρφωση των συνδυασμών σχεδιασμού στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.
2. Ευρωκώδικας 3: για την ανάλυση της συμπεριφοράς του φέροντος οργανισμού, καθώς και για τους ελέγχους επάρκειας των προς διαστασιολόγηση μελών.
3. Ευρωκώδικας 8 : για την αντισεισμική προσέγγιση της κατασκευής και την ανάλυση της συμπεριφοράς της έναντι σεισμού.

1.2.5 Δομή εργασίας

Τα 7 κεφάλαια που απαρτίζουν την εργασία, αναφέρονται συνοπτικά στα εξής :

Στο *Κεφάλαιο 1*, δίνεται μια συνοπτική περιγραφή του προς επίλυση αντικειμένου, καθώς επίσης και μια περίληψη των κεφαλαίων της παρούσας εργασίας.

Στο *Κεφάλαιο 2*, παρουσιάζεται ο υπολογισμός των φορτίων, καθώς και οι συνδυασμοί φόρτισης που λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση της κατασκευής (όπως ορίζονται σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 και 8).

Στο *Κεφάλαιο 3*, περιλαμβάνονται οι συγκριτικές δοκιμές σε καθεμία από τις τέσσερις περιπτώσεις μόρφωσης του κύριου φορέα, συνοδευόμενες από τους απαραίτητους ελέγχους επάρκειας των διατομών και των μελών και την αντίστοιχη διαστασιολόγηση των στοιχείων του πλαισίου. Στη συνέχεια, εξάγονται συμπεράσματα σε σχέση με τη στατική συμπεριφορά κάθε πλαισίου, όπως προήλθαν από την ανάλυση, με αποτέλεσμα να επιλέγεται ο τελικά βέλτιστος κύριος φορέας.

Στο *Κεφάλαιο 4*, μελετάται η στατική λειτουργία του κτιρίου στο χώρο και γίνεται η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος έναντι στατικής και σεισμικής καταπόνησης των υπόλοιπων μελών που το απαρτίζουν (οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κεφαλοδοκοί, τεγίδες, μετωπικοί στύλοι, μηκίδες).

Στο *Κεφάλαιο 5*, πραγματοποιείται η μελέτη και η σχεδίαση των βασικότερων συνδέσεων μεταξύ των μελών στο τελικό φέροντα οργανισμό που έχει επιλεγεί.

Στο *Κεφάλαιο 6*, παρουσιάζονται χρήσιμα γενικά συμπεράσματα που εξήχθησαν, κατά την εκπόνηση της παρούσας διερεύνησης.

Στο *Κεφάλαιο 7*, παρατίθεται η βιβλιογραφία που χρησιμοποιήθηκε στα πλαίσια της εργασίας.

2 Δράσεις επί της κατασκευής

2.1 Εισαγωγή

Οι δράσεις που ασκούνται στην υπό μελέτη κατασκευή και με βάση τις οποίες υπολογίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη κατά την ανάλυση του φορέα είναι οι εξής:

1. Μόνιμες Δράσεις
 - a. Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού
 - b. Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης
 - c. Πρόσθετο φορτίο αναρτήσεων
2. Κινητές Δράσεις
 - a. Κινητό φορτίο στέγης
 - b. Φορτία χιονιού
 - c. Φορτία ανέμου
3. Σεισμικές Δράσεις

Οι δράσεις αυτές υπολογίζονται σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991) και ο υπολογισμός τους παρατίθεται αναλυτικά στις παρακάτω παραγράφους.

2.2 Ίδιο βάρος φορέα ($G_{i,\beta}$)

Ο υπολογισμός και η ομοιόμορφη κατανομή του ίδιου βάρους του φορέα υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό.

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί κατά την προκαταρκτική συγκριτική μελέτη των διαφόρων περιπτώσεων κύριου φορέα, όπου η μελέτη διεξάγεται στο επίπεδο του πλαισίου και, επομένως, χρειάζεται να εισάγουμε χειροκίνητα το βάρος των τεγίδων. Στην περίπτωση αυτή, λοιπόν, θεωρούμε συγκεντρωμένα φορτία στο ζύγωμα στις θέσεις των τεγίδων. Μετά από μία σύντομη ενδεικτική μελέτη, επιλέγουμε τεγίδες IPE140 εμβαδού $A = 13.21 \text{ cm}^2$ και μήκους $l = 5.12 \text{ m}$, όσο και η απόσταση μεταξύ των πλαισίων. Άρα, το ζύγωμα φορτίζεται με 11 συγκεντρωμένα φορτία τιμής: $G = A \cdot l \cdot \gamma = 16.43 \text{ cm}^2 \cdot (10^{-2} \text{ m})^2 \cdot 5.12 \text{ m} \cdot 78.50 \text{ kN/m}^3 \rightarrow G = 0.66 \text{ kN/m}$.

2.3 Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης ($G_{\text{παν.}}$)

Το πρόσθετο φορτίο επικάλυψης είναι στην ουσία το ίδιο βάρος των πανέλλων που χρησιμοποιήθηκαν για την επικάλυψη της στέγης, των μετώπων και των πλευρών του κτιρίου. Αναλυτικότερα, χρησιμοποιήθηκαν ορθογωνικά πανέλλα πάχους 50mm, με πυρήνα από οικολογικό, σκληρό αφρό πολυουρεθάνης και επιφάνειες από χαλβανισμένα και έγχρωμα χαλυβδόφυλλα, προσθέτοντας στο φέροντα οργανισμό πρόσθετη μόνιμη δράση 0.15 kN/m^2 , η οποία κατανέμεται ομοιόμορφα επί των τεγίδων.

2.4 Πρόσθετο φορτίο αναρτήσεων (G_{av})

Πρόκειται για το ίδιο βάρος του ενσωματωμένου στην κατασκευή μηχανολογικού εξοπλισμού, ψευδωροφών, καναλιών κλιματισμού, φωτιστικών σωμάτων και γενικά των αναρτήσεων από την οροφή του κτιρίου. Σύμφωνα με τις παραδοχές της μελέτης, το φορτίο αναρτήσεων θεωρήθηκε ίσο με 0.40kN/m^2 .

2.5 Κινητό φορτίο στέγης (Q)

Όπως προκύπτει και από τους σχετικούς πίνακες του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-2), η οροφή της κατασκευής ανήκει στην κατηγορία Η, καθώς πρόκειται για οροφή προσιτή μόνον για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές. Οπότε το κινητό φορτίο της κατασκευής μπορεί να έχει τιμή από 0.0 έως 1.0kN/m^2 , ενώ η προτεινόμενη τιμή του από το Εθνικό Προσάρτημα είναι $q_k = 0.50\text{kN/m}^2$. Ωστόσο, εφόσον το φορτίο χιονιού, όπως θα προκύψει παρακάτω στην παράγραφο 2.6, υπερκαλύπτει την τιμή αυτή, κρίνεται σκόπιμο να μην συμπεριληφθεί στην ανάλυση κινητό φορτίο στέγης, καθώς τα δύο αυτά φορτία δεν εμφανίζουν ταυτόχρονα τη δυσμενέστερη επιρροή τους.

2.6 Φορτία Χιονιού (S)

Το φορτίο χιονιού εκτιμάται για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές ως εξής: [1-3]

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (2.1)$$

Όπου:

μ_i : συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k : χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους, όπως προκύπτει (Παράρτημα C, EN 1991-1-3) από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right), \quad (2.2)$$

C_e : συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα

C_t : θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με τη μονάδα για κανονικές συνθήκες μόνωσης της στέγης

Σύμφωνα με το Εθνικό Ελληνικό Προσάρτημα, για τοποθεσίες με υψόμετρο χαμηλότερο από 1500m, ορίζονται 3 ζώνες χιονιού στον ελλαδικό χώρο. Όπως προκύπτει από σχετικό σχήμα [1-3], η περιοχή της Αττικής κατατάσσεται στη ζώνη II με αντίστοιχη χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας: $s_{k,0} = 0,8\text{kN/m}^2$. Το υψόμετρο A από τη στάθμη της θάλασσας για τη συγκεκριμένη τοποθεσία, όπου θα κατασκευαστεί το έργο είναι 90m, οπότε, με στρογγυλοποίηση στην επόμενη εκατοντάδα, λαμβάνουμε: $A=100\text{m}$. Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για την παρούσα κατασκευή προκύπτει τελικά, σύμφωνα με τη σχέση (2.2):

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0.80 \cdot \left(1 + \left(\frac{100}{917} \right)^2 \right) = 0.81\text{kN/m}^2$$

Επόμενο βήμα είναι ο υπολογισμός του συντελεστή στέγης μ_i . Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, διεξάγεται συγκριτική μελέτη πάνω σε δύο τύπους στέγης:

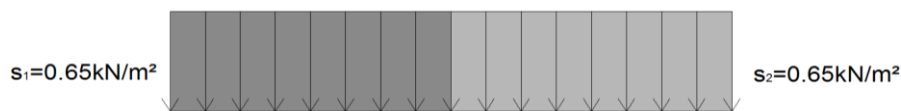
1. Δικλινή στέγη κλίσης 7% και
2. Κυλινδρική στέγη μεταβλητού ύψους μεταξύ των ακραίων τιμών 0.40m και 3.20m για την περίπτωση τοξωτού ή δικτυωτού ζυγώματος

2.6.1 Προσομοίωση φορτίου χιονιού επί δικλινούς στέγης

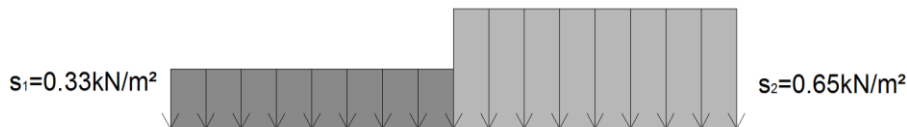
Σε αυτό τον τύπο στέγης, ο συντελεστής μορφής μ_1 δίνεται στο EN 1991-1-3, συναρτήσει της γωνίας α της στέγης. Στην παρούσα κατασκευή, για $0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = 4.1^\circ \leq 30^\circ$, είναι: $\mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = 0.80$.

Δεδομένου ότι δεν παρεμποδίζεται η ολίσθηση του χιονιού, στην περίπτωση μας, προκύπτουν, από τις σχέσεις (2.1) και (2.2), οι 3 παρακάτω φορτίσεις χιονιού φορτίο επί της δικλινούς στέγης:

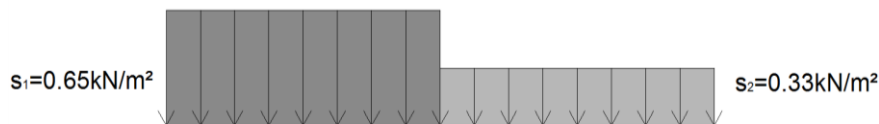
1. Περίπτωση (i)



2. Περίπτωση (ii)



3. Περίπτωση (iii)



$$\text{Όπου: } s_1 = s_2 = 0,80 * 1,00 * 1,00 * 0,81 \text{ kN/m}^2 \rightarrow s_1 = s_2 = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

2.6.2 Προσομοίωση φορτίου χιονιού επί κυλινδρικής στέγης

Ο συντελεστής μορφής μ_3 υπολογίζεται, σύμφωνα με το Μέρος 1-3 του EN 1991, συναρτήσει του λόγου h/b (ύψος προς άνοιγμα κυλινδρικής στέγης) και κατανέμεται σε μήκος l_s , ίσο με το μήκος ανοίγματος που αντιστοιχεί σε γωνία 60° της στέγης.

Στην παρούσα κατασκευή, επειδή πρόκειται για μελέτη βελτιστοποίησης και το ύψος h μεταβάλλεται σε μεγάλο βαθμό, θεωρείται σκόπιμος ο αναλυτικός υπολογισμός των φορτίων χιονιού, έτσι ώστε, κατά τη διάρκεια των δοκιμών, να αυξάνονται προοδευτικά με το ύψος. Το ύψος τόξου h κυμαίνεται μεταξύ των τιμών: 0.40m και 3.20m, ενώ το πλάτος ανοίγματος b είναι σταθερό: $b = 16.10\text{m}$. Άρα, ο αντίστοιχος λόγος ύψους προς πλάτος θα είναι: $0.025 \leq h/b \leq 0.20$, και η γωνία κλίσης της στέγης β κυμαίνεται μεταξύ των τιμών: $\beta = \arctan(2h/b) \rightarrow \beta \in [5.7^\circ ; 21.7^\circ] \leq 60^\circ$

Άρα, ο συντελεστής σχήματος αυξάνεται προοδευτικά με το ύψος, ως εξής: $\mu_3 = 0.2 + 10h/b \leq 2.0 \rightarrow \mu_3 \in [0.45; 2.00]$

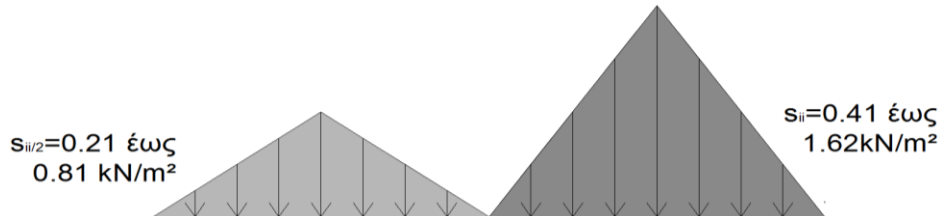
Η ακτίνα R του κυκλικού τόξου της στέγης θα έχει τιμή: $R = h^2/2 + b^2/(8h) \rightarrow R \in [15,25 ; 129,54]m$. Οπότε, το μήκος l_s στο οποίο κατανέμεται το φορτίο χιονιού θα είναι: $l_s = 2R \sin 60^\circ \rightarrow l_s \in [26.41 ; 224.36]m \geq b = 16.10m$, και άρα λαμβάνεται ολόκληρο το μήκος ανοίγματος b σε κάθε περίπτωση.

Επομένως, στην περίπτωση του κυλινδρικής στέγης, προκύπτουν, από τις σχέσεις (2.1) και (2.2) και για τους αντίστοιχους συντελεστές μορφής μ_3 , οι 2 παρακάτω φορτίσεις χιονιού:

1. Περίπτωση (i)



2. Περίπτωση (ii)



Όπου: $s_i = 0,80 * 1,00 * 1,00 * 0,808 kN/m^2 = 0,65 kN/m^2$ και $0,37 kN/m^2 \leq s_{ii} \leq 1,6 kN/m^2$

Πιο αναλυτικά, στον Πίνακα 2.6, παρουσιάζονται τα τελικά φορτία χιονιού. Το ύψος του τόξου h αυξάνεται προοδευτικά, ώστε η μεταβολή των τελικών φορτίων να είναι της τάξης του δεύτερου δεκαδικού.

Πίνακας 2.1: Τελικά φορτία χιονιού κυλινδρικής στέγης μεταβλητού ύψους

h (m)	h/b	μ_3	s_k kN/ m ²	s_{ii} kN/ m ²
0.40	0.03	0.50	0.81	0.41
0.60	0.04	0.60	0.81	0.50
0.80	0.05	0.70	0.81	0.57
1.00	0.06	0.80	0.81	0.65
1.10	0.07	0.90	0.81	0.73
1.20	0.08	1.00	0.81	0.81
1.40	0.09	1.10	0.81	0.89
1.60	0.10	1.20	0.81	0.97
1.70	0.11	1.30	0.81	1.05
1.90	0.12	1.40	0.81	1.13
2.10	0.13	1.51	0.81	1.22
2.20	0.14	1.60	0.81	1.30
2.40	0.15	1.70	0.81	1.38
2.50	0.16	1.80	0.81	1.46
2.70	0.17	1.90	0.81	1.54
2.90	0.18	2.00	0.81	1.62
3.20	0.20	2.00	0.81	1.62

2.7 Φορτία Ανέμου (W)

Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές, στατικές, καθορισμένες δράσεις, όπως προβλέπεται από τις διατάξεις του EN 1990. Το prEN 1991-1-4 (Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4). Στη γενική περίπτωση, η δράση του ανέμου υπολογίζεται ως πίεση κάθετα επιβαλλόμενη σε κάθε προσβαλλόμενη επιφάνεια, στην οποία μπορεί να επιδρά με 2 τρόπους είτε άμεσα ως εξωτερική πίεση είτε έμμεσα ως εσωτερική πίεση. Στην περίπτωση της παρούσας κατασκευής, το κτίριο δεν διαθέτει ανοίγματα τέτοιου μεγέθους, ώστε να προκαλούν ανάπτυξη εσωτερικής πίεσης, ικανής να επηρεάσει την κατασκευή, καθώς το μέγεθος των ανοιγμάτων θεωρείται πολύ μικρό σε σχέση με το εμβαδόν των πλευρών και της στέγης). Κατά συνέπεια, το κτίριο μπορεί να θεωρείται κλειστό και η εσωτερική πίεση μπορεί να αμεληθεί.

Άρα, η τελική πίεση του ανέμου επί της κατασκευής προκύπτει μόνο από την εξωτερική πίεση επί των επιφανειών της κατασκευής, η οποία προκύπτει από την ακόλουθη σχέση (EN 1991-1-4):

$$w_e = q_p(z_e)c_{pe} \quad (2.3)$$

Όπου:

$q_p(z_e)$: πίεση ταχύτητας αιχμής,

z_e : ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} : συντελεστής εξωτερικής πίεσης

Το ύψος h του κτιρίου κυμαίνεται μεταξύ των τιμών: $5.60\text{m} \leq h \leq 8.80\text{m}$ και το πλάτος του b είναι 16.10m στην μικρή πλευρά και 36.00m στην μεγάλη πλευρά. Σε κάθε περίπτωση, ισχύει: $h \leq b$, οπότε το ύψος αναφοράς z_e λαμβάνεται ως ένα τμήμα με: $z_e = h$, με ομοιόμορφη κατανομή ανέμου καθ' ύψος.

2.7.1 Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z_e)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση (EN 1991-1-4):

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z), \quad (2.4)$$

Όπου:

ρ : πυκνότητα του αέρα

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

$v_m(z)$: μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z

Παρακάτω παρατίθεται αναλυτικά ο υπολογισμός των βασικών αυτών μεγεθών.

2.7.1.1 Πυκνότητα αέρα ρ

Συνήθως στους υπολογισμούς λαμβάνεται η τιμή: $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^2$ για την πυκνότητα του αέρα ρ [1-3].

2.7.1.2 Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$ σε ύψος z πάνω από το έδαφος υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (EN 1991-1-4):

$$v_m(z) = c_r(z)c_0(z)v_b \quad (2.5)$$

Όπου:

$c_r(z)$: συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$: συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (λαμβάνεται ίσος με 1.0)

v_b : βασική ταχύτητα ανέμου

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ λαμβάνεται συναρτήσει του ύψους z , χρησιμοποιώντας τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις (EN 1991-1-4):

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

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) = k_r \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right), \text{ για } z \leq z_{\min} \quad (2.6)$$

Όπου:

z_0 : μήκος τραχύτητας σε m ανάλογα με την κατηγορία εδάφους

$z_{0,II}$: μήκος τραχύτητας για κατηγορία εδάφους II (λαμβάνεται ίσο με 0.05m)

z_{\min} : ελάχιστο ύψος ανάλογα με την κατηγορία εδάφους

z_{\max} : μέγιστο ύψος (λαμβάνεται ίσο με 200m)

k_r : συντελεστής εδάφους, όπως ορίζεται από τη σχέση:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (2.7)$$

Η παρούσα κατασκευή βρίσκεται σε πυκνοκατοικημένη περιοχή στο κέντρο της Αθήνας, οπότε, σύμφωνα με σχετικό Πίνακα του Κανονισμού, θεωρούμε ότι έχουμε κατηγορία τραχύτητας εδάφους IV. Άρα, προκύπτουν: $z_0 = 1.0m$ και $z_{\min} = 10.0m$. Σε κάθε περίπτωση, όπως προέκυψε από πιο πάνω, είναι: $z_e = h$.

Συνεπώς, από τις σχέσεις (2.6) και (2.7), υπολογίζουμε για $z \leq z_{\min}$:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{1.0}{0.05}\right)^{0,07} = 0.234 \text{ και } c_r(z) = c_r(z_{\min}) = 0.234 \cdot \ln\left(\frac{10.0m}{1.0m}\right) = 0.54$$

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) $c_0(z)$, για ελαφριά κλίση εδάφους $\Phi = H/L_u < 0.05$, όταν δεν υπάρχουν απότομες αλλαγές υψομέτρου, λαμβάνεται ίσος με 1,00.

Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, κατά τη σχέση (EN 1991-1-4):

$$v_b = c_{dir}c_{season}v_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 27m/s = 27m/s \quad (2.8)$$

Όπου:

c_{dir} : συντελεστής διεύθυνσης (λαμβάνεται ίσος με 1.0)

c_{season} : συντελεστής εποχής (λαμβάνεται ίσος με 1.0)

$v_{b,0}$: θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου, που ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και για παράλιες περιοχές μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα (Εθνικό Προσάρτημα) $\rightarrow v_{b,0} = 27m/s$

Επομένως, από τη σχέση (2.5), έχουμε:

$$v_m(z) = 0.54 * 1.00 * 27m/s = 14.58m/s \quad (2.9)$$

2.7.1.3 Ένταση στροβιλισμού

Η ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z προσδιορίζεται, για $z \leq z_{min} = 10.00m$, από την παρακάτω σχέση:

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) = \frac{k_f}{c_0(z) * \ln(z_{min}/z_0)} = \frac{1.00}{1.00 * \ln(10.0m/1.0m)} = 0.434 \quad (2.10)$$

Όπου:

k_f : συντελεστής στροβιλισμού (λαμβάνεται ίσος με 1.0)

Σύνεπώς, με αντικατάσταση των αντίστοιχων μεγεθών από τις σχέσεις (2.9) και (2.10) στη σχέση (2.4), η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει:

$$q_p(z) = [1 + 7 * 0.434] * \frac{1}{2} * 1.25Kg/m^3 * (14.58m/s)^2 = 0.536N/m^2 \quad (2.11)$$

2.7.2 Υπολογισμός συντελεστών εξωτερικής πίεσης c_{pe} και τελικών πιέσεων w_e

Για όλες τις φορτιζόμενες επιφάνειες του υπόψη κτιρίου, το εμβαδόν της φορτιζόμενης επιφάνειας είναι $A \geq 10m^2$, οπότε, σύμφωνα με EN 1991-1-4, ισχύει: $c_{pe} = c_{pe,10}$.

2.7.2.1 Πίεση ανέμου επί κατακόρυφων στοιχείων

Η πίεση, που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρίνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική.

Αναλυτικά, στο υπό μελέτη κτίριο, είναι:

a) Διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$

Για ύψος κτιρίου $6.00m \leq h \leq 8.80m$ και $d = 16.10m$, έχουμε:

$e = \min(b, 2h) \rightarrow e \in (12.00; 16.10)m \leq d = 16.10m$, για $h \leq 8.05m \rightarrow$ όψη με ζώνες A,B,C

$\rightarrow e \in (16.10; 17.60)m \geq d = 16.10m$, για $8.05m \leq h \leq 8.80m \rightarrow$ όψη με ζώνες A,B

$0.37 \leq h/d \leq 0.55 \rightarrow 0.25 \leq h \leq 1.00$

Άρα, για $6.00m \leq h \leq 8.80m$, έχουμε με γραμμική παρεμβολή από αντίστοιχο πίνακα του κανονισμού για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους και τη σχέση (2.3), για κάθε ζώνη κτιρίου:

$$c_{pe,10} = (-1.2) \rightarrow w_{e,A} = -0.64kN/m^2, \text{ σε μήκος } 2.40m \leq e/5 \leq 3.22m$$

$$c_{pe,10} = (-0.8) \rightarrow w_{e,B} = -0.43kN/m^2, \text{σε μήκος } 9.60m \leq 4e/5 \leq 12.88m$$

$$c_{pe,10} = (-0.5) \rightarrow w_{e,C} = -0.27kN/m^2, \text{σε μήκος } 4e/5 \leq 4.10m$$

$$0.716 \leq c_{pe,10} \leq 0.739 \rightarrow 0.38kN/m^2 \leq w_{e,D} \leq 0.40kN/m^2, \text{σε μήκος } b=36.00m$$

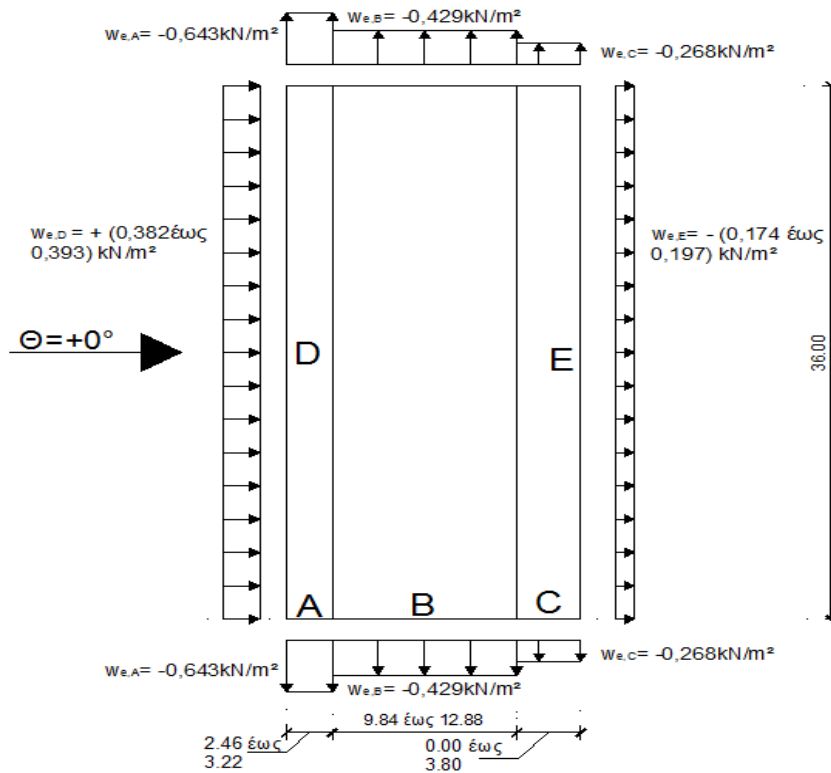
$$-0.332 \leq c_{pe,10} \leq -0.377 \rightarrow -0.18kN/m^2 \leq w_{e,E} \leq -0.20kN/m^2, \text{σε μήκος } b=36.00m$$

Παρατηρούμε ότι, καθώς αυξάνεται το ύψος h , προκύπτουν αμεληταίες διαφορές μεταξύ των τιμών της τελικής πίεσης στις ζώνες C και D, της τάξης των 0.02kN/m. Στις ζώνες A,B,C, οι αντίστοιχες τιμές των τελικών πιέσεων παραμένουν σταθές, για αύξηση του ύψους h , όμως, το αντίστοιχο μήκος τους μεταβάλλεται, όπως φαίνεται και στον παρακάτω Πίνακα 2.2. Το ύψος h αυξάνεται προοδευτικά, ώστε η μεταβολή των μηκών των ζωνών να είναι της τάξης του πρώτου δεκαδικού.

Πίνακας 2.2: Μήκη ζωνών A,B, C, και μεταβολές των εξωτερικών πιέσεων στις ζώνες D και E, για κατακόρυφους τοίχους και διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$

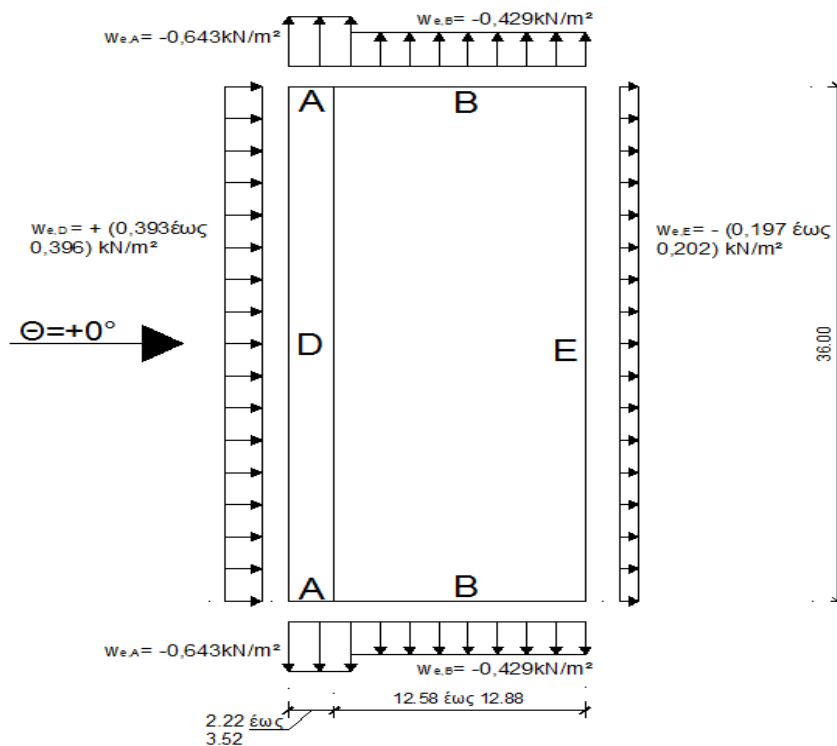
h (m)	e (m)	$l_A = e/5(m)$	$l_B = 4e/5(m)$	$l_C = d-e (m)$	h/d	$c_{pe,D}$	$W_{e,D}$ (kN/m ²)	$c_{pe,E}$	$W_{e,E}$ (kN/m ²)
6.00	12.00	2.40	9.60	4.10	0.37	+0.72	+0.39	-0.33	-0.18
6.10	12.20	2.44	9.76	3.94	0.38	+0.72	+0.39	-0.33	-0.18
6.20	12.40	2.48	9.92	3.70	0.39	+0.72	+0.39	-0.34	-0.18
6.40	12.80	2.56	10.24	3.30	0.40	+0.72	+0.39	-0.34	-0.18
6.60	13.20	2.64	10.56	2.90	0.41	+0.72	+0.39	-0.34	-0.18
6.80	13.60	2.72	10.88	2.50	0.42	+0.72	+0.39	-0.35	-0.19
7.00	14.00	2.80	11.20	2.10	0.44	+0.72	+0.39	-0.35	-0.19
7.20	14.40	2.88	11.52	1.70	0.45	+0.73	+0.39	-0.35	-0.19
7.40	14.80	2.96	11.84	1.30	0.46	+0.73	+0.39	-0.35	-0.19
7.60	15.20	3.04	12.16	0.90	0.47	+0.73	+0.39	-0.36	-0.19
7.80	15.60	3.12	12.48	0.50	0.49	+0.73	+0.39	-0.36	-0.19
8.00	16.00	3.20	12.80	0.10	0.50	+0.73	+0.39	-0.37	-0.20
8.20	16.10	3.22	12.88	-	0.51	+0.73	+0.39	-0.37	-0.20
8.50	16.10	3.22	12.88	-	0.53	+0.74	+0.40	-0.38	-0.20
8.80	16.10	3.22	12.88	-	0.55	+0.74	+0.40	-0.38	-0.20

Οι τελικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους, για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$ και για $h \leq 8.05m$ φαίνεται σε κάτοψη στο παρακάτω Σχήμα 2.1.



Σχήμα 2.1: Τελικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο $\Theta=0^\circ$ (για $h \leq 8.05m$)

Οι τελικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους, για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$ και για $8.05m \leq h \leq 8.80m$ φαίνεται σε κάτοψη στο παρακάτω Σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.2: Τελικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο $\Theta=0^\circ$ (για $8.05m \leq h \leq 8.80m$)

b) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$

Για ύψος κτιρίου $h = 5,60\text{m}$ και $d = 36,00\text{m}$, έχουμε:

$e = \min(b, 2h) = 11,20\text{m} \leq d = 36,00\text{m} \rightarrow$ όψη με ζώνες A,B,C

$h/d = 0,16 \leq 0,25$

Άρα, για κάθε ζώνη κτιρίου, έχουμε:

$$w_{e,A} = 0,536\text{kN/m}^2 * (-1,2) = -0,643\text{kN/m}^2, \text{ σε επιφάνεια μήκους } e/5=2,24\text{m}$$

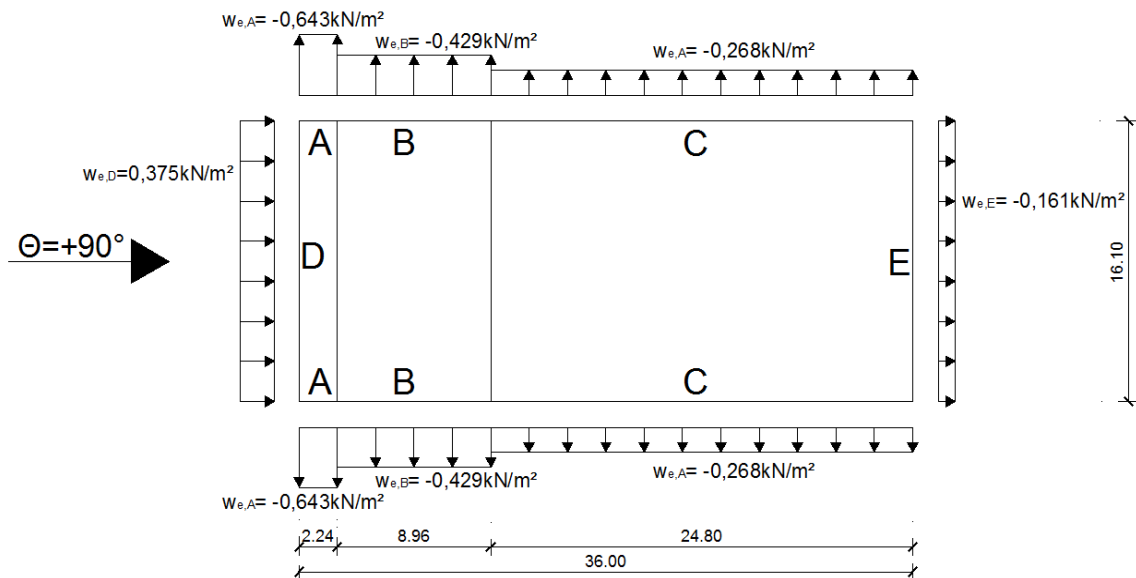
$$w_{e,B} = 0,536\text{kN/m}^2 * (-0,8) = -0,429\text{kN/m}^2, \text{ σε επιφάνεια μήκους } 4e/5=8,96\text{m}$$

$$w_{e,C} = 0,536\text{kN/m}^2 * (+0,50) = +0,268\text{kN/m}^2, \text{ σε επιφάνεια μήκους } d-e=24,80\text{m}$$

$$w_{e,D} = 0,536\text{kN/m}^2 * (+0,70) = +0,375\text{kN/m}^2, \text{ σε επιφάνεια μήκους } b=16,10\text{m}$$

$$w_{e,E} = 0,536\text{kN/m}^2 * (-0,30) = -0,161\text{kN/m}^2, \text{ σε επιφάνεια μήκους } b=16,10\text{m}$$

Οι τελικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους, για διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$ φαίνεται σε κάτοψη στο παρακάτω Σχήμα 2.3.



Σχήμα 2.3: Τελικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο $\Theta=90^\circ$

2.7.2.2 Πίεση ανέμου σε δικλινείς στέγες

Αναλυτικά, στο υπό μελέτη κτίριο, είναι:

Για $\alpha = 4,12^\circ \approx 5,00^\circ$, από το σχετικό πίνακα του κανονισμού για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης επί δικλινών στεγών και τη σχέση (2.3), έχουμε για κάθε ζώνη κτιρίου:

a) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$

$$w_{e,F} = \begin{cases} 0,536\text{kN/m}^2 * (-1,7) \\ 0,536\text{kN/m}^2 * (+0,0) \end{cases} = \begin{cases} -0,911\text{kN/m}^2 \\ 0,00\text{kN/m}^2 \end{cases}$$

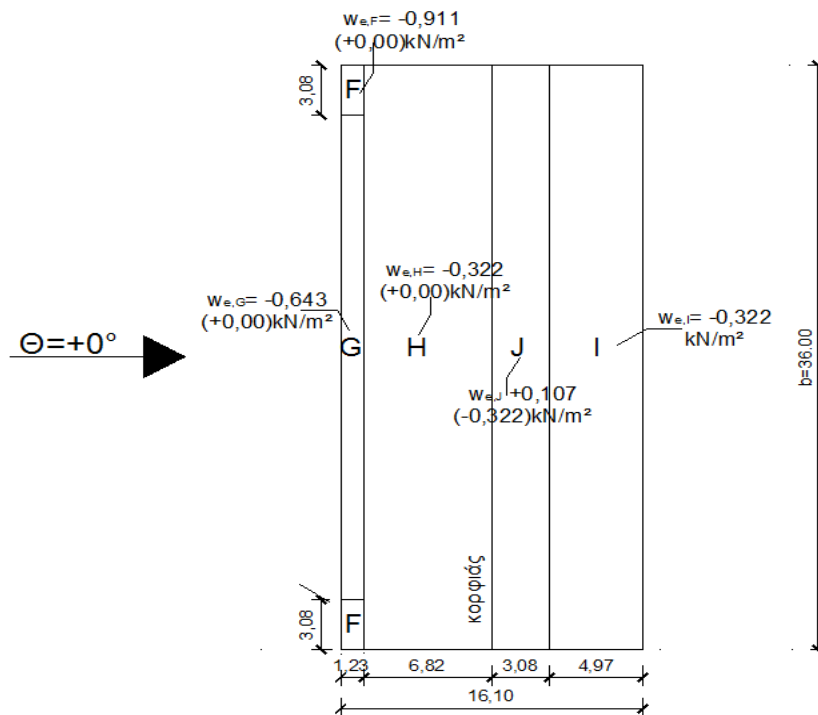
$$w_{e,G} = \begin{cases} 0,536\text{kN/m}^2 * (-1,2) \\ 0,536\text{kN/m}^2 * (+0,0) \end{cases} = \begin{cases} -0,643\text{kN/m}^2 \\ 0,00\text{kN/m}^2 \end{cases}$$

$$w_{e,H} = \begin{Bmatrix} 0,536kN/m^2 * (-0,6) \\ 0,536kN/m^2 * (+0,0) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0,322kN/m^2 \\ 0,00kN/m^2 \end{Bmatrix}$$

$$w_{e,I} = 0,536kN/m^2 * (-0,60) = -0,322kN/m^2$$

$$w_{e,J} = \begin{Bmatrix} 0,536kN/m^2 * (+0,2) \\ 0,536kN/m^2 * (-0,6) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} +0,107kN/m^2 \\ -0,322kN/m^2 \end{Bmatrix}$$

Οι τελικές πιέσεις στη δικλινή στέγη, για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$ φαίνεται σε κάτοψη στο παρακάτω Σχήμα 2.4. Έχουμε λάβει υπόψη τις αποστάσεις: $e/4 = 3,08\text{m}$ και $e/10 = 1,23\text{m}$, όπου: $e=\min(b,2h) = \min(36,00, 2*6,15)\text{m} = 12,30\text{m}$



Σχήμα 2.4: Τελικές πιέσεις στη δικλινή στέγη για άνεμο $\Theta=0^\circ$

b) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$

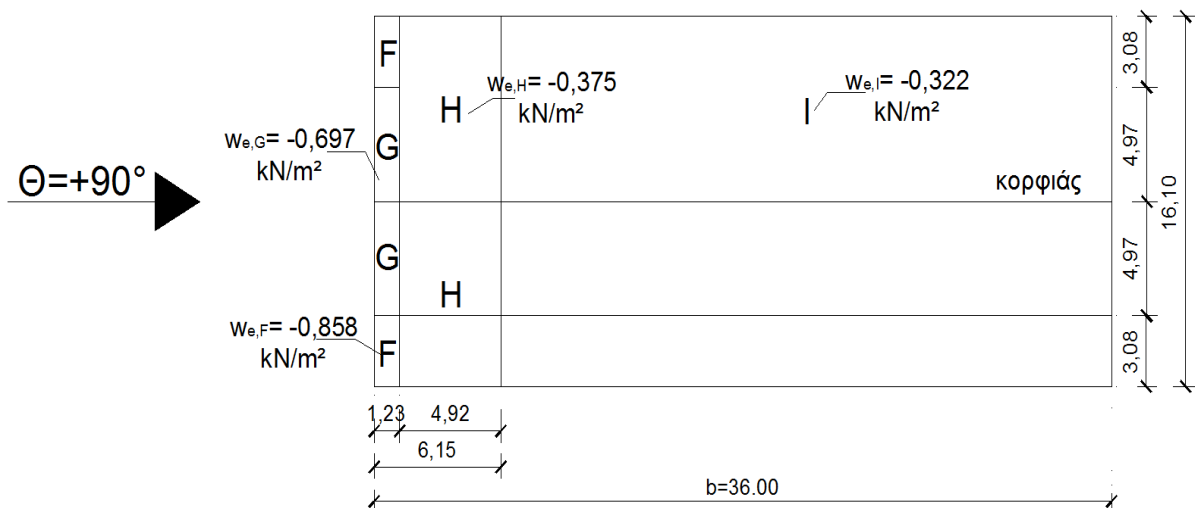
$$w_{e,F} = 0,536kN/m^2 * (-1,60) = -0,858kN/m^2$$

$$w_{e,G} = 0,536kN/m^2 * (-1,30) = -0,697kN/m^2$$

$$w_{e,H} = 0,536kN/m^2 * (-0,70) = -0,375kN/m^2$$

$$w_{e,I} = 0,536kN/m^2 * (-0,60) = -0,322kN/m^2$$

Οι τελικές πιέσεις στη δικλινή στέγη, για διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$ φαίνεται σε κάτοψη στο παρακάτω Σχήμα 2.5. Έχουμε λάβει υπόψη τις αποστάσεις: $e/4 = 3,08\text{m}$, $e/2 = 6,15\text{m}$ και $e/10 = 1,23\text{m}$, όπου: $e=\min(b,2h) = \min(36,00, 2*6,15)\text{m} = 12,30\text{m}$



Σχήμα 2.5: Τελικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο $\Theta=90^\circ$

2.7.2.3 Πίεση ανέμου σε κυλινδρικές στέγες

Αναλυτικά, στο υπό μελέτη κτίριο, είναι:

a) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης λαμβάνονται από το αντίστοιχο διάγραμμα του EN 1991-4, συναρτήσεως του λόγου h/d (ύψος υποστυλумаτών προς άνοιγμα κυλινδρικής στέγης) και του λόγου f/d (ύψος τόξου προς άνοιγμα κυλινδρικής στέγης).

Για ύψος στύλων $h=5,60\text{m}$, ύψος τόξου $0,40\text{m} \leq f \leq 3,20\text{m}$ και άνοιγμα $d=16,10\text{m}$, έχουμε: $0,0 \leq h/d=0,35 \leq 0,5 \rightarrow$ ο συντελεστής $c_{pe,A}$ προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή και $0,025 \leq f/d \leq 0,20 \rightarrow$ λαμβάνονται υπόψη 2 τιμές συντελεστών c_{pe} , μόνο για την ακραία τιμή.

Βρίσκουμε ενδεικτικά τους συντελεστές για τις ακραίες τιμές. Κατά παρόμοιο τρόπο, υπολογίζονται και οι ενδιάμεσες τιμές.

$$\text{Για } f/d=0,025: \begin{cases} h/d=0 \begin{cases} A: +0,05 \\ B: -0,75 \\ C: -0,60 \end{cases} \\ h/d=0,5 \begin{cases} A: -0,90 \\ B: -0,75 \\ C: -0,60 \end{cases} \end{cases} \xrightarrow{h/d=0,35} \begin{cases} A: -0,61 \\ B: -0,75 \\ C: -0,60 \end{cases}$$

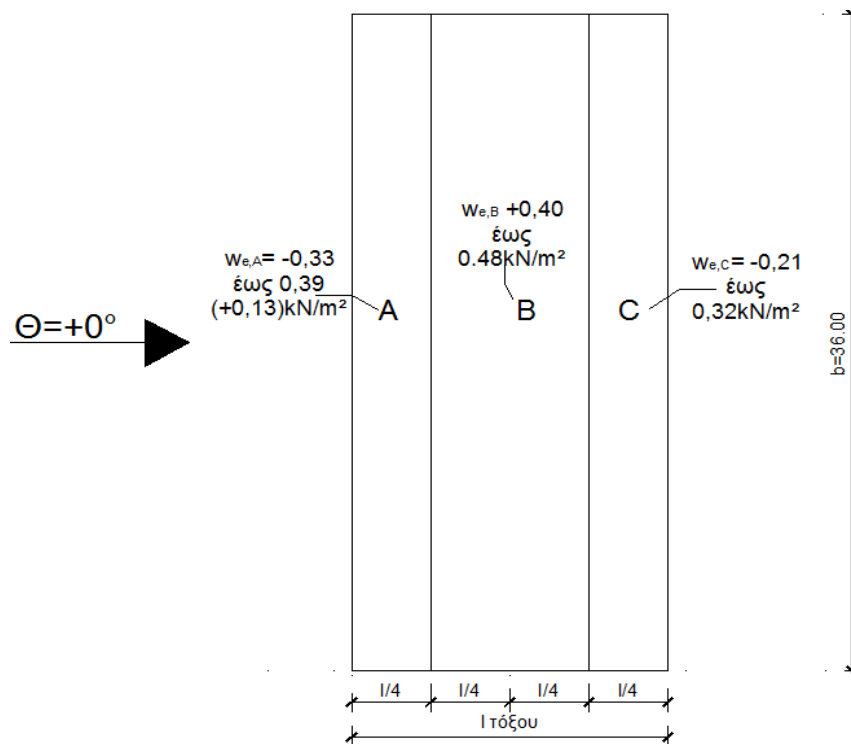
$$\text{Για } f/d=0,20: \begin{cases} h/d=0 \begin{cases} A: +0,35 \\ B: -0,90 \\ C: -0,40 \end{cases} \\ h/d=0,5 \begin{cases} A: 0,00/-1,20 \\ B: -0,90 \\ C: -0,40 \end{cases} \end{cases} \xrightarrow{h/d=0,35} \begin{cases} A: -0,24/-0,73 \\ B: -0,90 \\ C: -0,40 \end{cases}$$

Άρα, από τον υπολογισμό των συντελεστών εξωτερικής πίεσης c_{pe} και από τη σχέση (2.3), προκύπτουν οι τελικές πιέσεις για κάθε ζώνη, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.3. Το ύψος του τόξου f αυξάνεται προοδευτικά, ώστε η μεταβολή των πιέσεων να είναι της τάξης του δεύτερου δεκαδικού.

Πίνακας 2.3: Τελικές πιέσεις για κυλινδρικές στέγες και άνεμο $\Theta=0^\circ$

f (m)	f/d	$c_{pe,A}$	$w_{e,A}$ (kN/m ²)	$c_{pe,B}$	$w_{e,B}$ (kN/m ²)	$c_{pe,C}$	$w_{e,C}$ (kN/m ²)
0.40	0.025	-0.61	0.33	-0.75	0.40	-0.60	-0.32
0.80	0.05	-0.65	-0.35	-0.75	-0.40	-0.55	-0.30
1.20	0.075	-0.75	-0.40	-0.78	-0.42	-0.50	-0.27
1.60	0.10	-0.78	-0.42	-0.80	-0.43	-0.40	-0.21
2.00	0.125	-0.77	-0.41	-0.83	-0.44	-0.40	-0.21
2.40	0.15	-0.76	-0.41	-0.85	-0.46	-0.40	-0.21
2.80	0.175	-0.75	-0.40	-0.88	-0.47	-0.40	-0.21
3.20	0.20	0.24/-0.73	+0,13/-0.39	-0.90	-0.48	-0.40	-0.21

Οι τελικές πιέσεις στην κυλινδρική στέγη, για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$ φαίνεται σε κάτοψη στο παρακάτω Σχήμα 2.6. Το μήκος των ζωνών A,B,C λαμβάνεται ως κλάσμα του μήκους l του τόξου της στέγης.



Σχήμα 2.6: Τελικές πιέσεις στην κυλινδρική στέγη για άνεμο $\Theta=0^\circ$

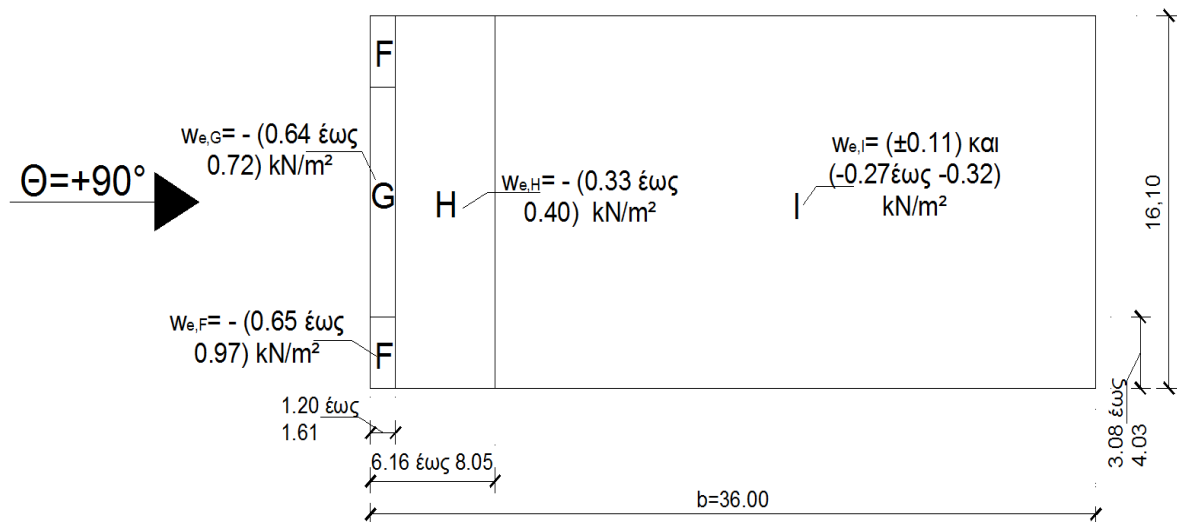
b) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$

Για $\alpha = 2.84^\circ \div 3.55^\circ$, θεωρούμε τη στέγη ως οριζόντια με αιμηρά άκρα, ενώ για $\alpha = 4.28^\circ$ ($\approx 5.00^\circ$) $\div 21.68^\circ$, θεωρούμε ότι έχουμε δικλινή στέγη. Άρα, από τους αντίστοιχους πίνακες του κανονισμού για οριζόντιες και δικλινείς στέγες αντίστοιχα και τη σχέση (2.3), προκύπτουν οι τελικές πιέσεις και τα αντίστοιχα μήκη των επιφανειών κάθε ζώνης, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.4. Έχει ληφθεί: $e = \min(b, 2h) \rightarrow 12.00\text{m} \leq e \leq 16.10\text{m}$, όπου: $h = f + 5.6\text{m}$

Πίνακας 2.4: Τελικές πιέσεις για κυλινδρικές στέγες και άνεμο $\Theta=90^\circ$

f (m)	α (°)	$c_{pe,F}$	$w_{e,F}$ (kN/m ²)	$l_F=$ e/4(m)	$b_F=$ e/10(m)	$c_{pe,G}$	$w_{e,G}$ (kN/m ²)	$c_{pe,H}$	$w_{e,H}$ (kN/m ²)	$c_{pe,I}$	$w_{e,I}$ (kN/m ²)
0.40	2.84	-1.80	-0.97	1.50	0.60	-1.20	-0.64	-0.70	-0.40	± 0.20	± 0.11
0.50	3.55	-1.80	-0.97	1.53	0.61	-1.20	-0.64	-0.70	-0.40	± 0.20	± 0.11
0.60	4.28	-1.60	-0.86	1.55	0.62	-1.30	-0.70	-0.70	-0.40	-0.60	-0.32
0.80	5.68	-1.58	-0.85	1.60	0.64	-1.30	-0.70	-0.69	-0.40	-0.59	-0.32
1.20	8.48	-1.50	-0.80	1.70	0.68	-1.30	-0.70	-0.67	-0.38	-0.57	-0.31
1.60	11.24	-1.41	-0.76	1.80	0.72	-1.30	-0.70	-0.64	-0.36	-0.54	-0.29
2.00	13.95	-1.33	-0.71	1.90	0.76	-1.30	-0.70	-0.61	-0.34	-0.51	-0.27
2.40	16.60	-1.28	-0.69	2.00	0.80	-1.31	-0.70	-0.62	-0.33	-0.50	-0.27
2.80	19.18	-1.24	-0.67	2.10	0.84	-1.33	-0.71	-0.66	-0.35	-0.50	-0.27
3.20	21.68	-1.21	-0.65	2.20	0.88	-1.35	-0.72	-0.69	-0.37	-0.50	-0.27

Οι τελικές πιέσεις στην κυλινδρική στέγη, για διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$ φαίνεται σε κάτοψη στο παρακάτω Σχήμα 2.7. Έχουμε λάβει υπόψη τις αποστάσεις: $3.08m \leq e/4 \leq 4.03m$, $6.16m \leq e/2 \leq 8.05m$ και $1.20m \leq e/10 \leq 1.61m$.



Σχήμα 2.7: Τελικές πιέσεις στην κυλινδρική στέγη για άνεμο $\Theta=90^\circ$

2.8 Σεισμικές Δράσεις (E_i)

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου Ι. Ωστόσο, για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . [2]

2.8.1 Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Παρακάτω, παρατίθεται αναλυτικά ο υπολογισμός των βασικών συνιστωσών του φάσματος σχεδιασμού, όπως ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8.

2.8.1.1 Υπολογισμός εδαφικής επιτάχυνσης a_{gR}

Σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1998, η Ελλάδα υποδιαιρείται από τις εθνικές αρχές σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, σε κάθε μια από τις οποίες αντιστοιχεί μία τιμή εδαφικής επιτάχυνσης a_{gR} . Η περιοχή της Αττικής, στην οποία βρίσκεται το υπόψη έργο ανήκει στη Ζώνη 2, με αντίστοιχη εδαφική επιτάχυνση: $a_{gR}=0.24m/s^2$.

2.8.1.2 Υπολογισμός χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους B, που αντιστοιχεί σε αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος. Πρόκειται για σύνηθες έδαφος με σχετικά καλή μηχανική συμπεριφορά.. Για αυτή την κατηγορία εδάφους, προκύπτουν οι χαρακτηριστικές περίοδοι και ο συντελεστής εδάφους: $T_B = 0.15sec$, $T_C = 0.50sec$, $T_D = 2.50sec$, $S=1.20$.

2.8.1.3 Υπολογισμός συντελεστών σπουδαιότητας και απόσβεσης

Η κατασκευή θεωρείται συνήθης, οπότε ανήκει σε κατηγορία σπουδαιότητας II, με αντίστοιχο συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_i = 1.20$. Για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις, προκύπτει ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\zeta = 4\%$ και υπολογίζεται ο συντελεστής απόσβεσης η , από τη σχέση:

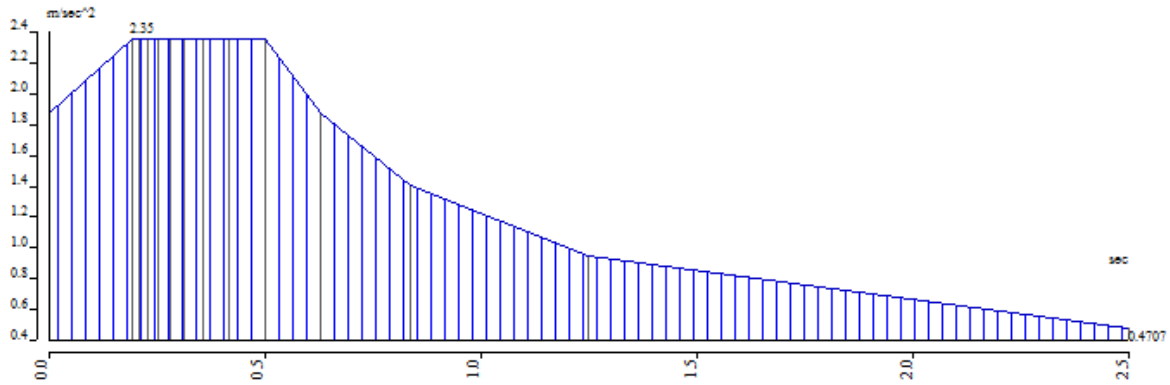
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}} = \sqrt{\frac{10}{4 + 5}} = 1.06 \geq 0.55$$

2.8.1.4 Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς q

Σε αντίστοιχο πίνακα του pr EN1998-1:2003, ορίζονται οι ανώτατες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q κανονικών σε όψη συστημάτων από χάλυβα, ανάλογα με το στατικό σύστημα και την κατηγορία πλαστιμότητας. Το υπόψη κτίριο θεωρείται κανονικό σε κάτοψη και όψη, ενώ έχει θεωρηθεί Υψηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠΥ). Επιπλέον, το στατικό σύστημα κατά τη διεύθυνση x είναι πλαίσια παραλαβής ροπών, ενώ κατά τη διεύθυνση y θεωρούνται πλαίσια με κατακόρυφους διαγώνιους σύνδεσμοις δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα. Συνεπώς, έχει θεωρηθεί $q=3$ τόσο για τη διεύθυνση x ($q \leq 5a_u/a_1^1 = 5 \cdot 1.1 = 5.5$), όσο και για τη διεύθυνση y ($q \leq 4$).

Στο Σχήμα 2.8, παρουσιάζεται το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, όπως προκύπτει για τη συγκεκριμένη κατασκευή.

¹ Μπορεί να ληφθεί η καταχρηστική τιμή του λόγου $a_u/a_1=1.1$ για πλαίσια παραλαβής ροπών



Σχήμα 2.8: Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού της υπό μελέτη κατασκευής

2.8.2 Μέθοδος ανάλυσης και προσομοίωση σεισμικής δύναμης

Στα πλαίσια της παρούσας μελέτης, η προσομοίωση της σεισμικής δράσης θα πραγματοποιηθεί, ως εξής:

Στο προκαταρκτικό επίπεδο της συγκριτικής μελέτης σε επίπεδο πλαισίου, η προσομοίωση έγινε μέσω της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης, κατά την οποία δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση, αλλά στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφικής ταλάντωσης. Η σεισμική δράση προσομοιάζεται μέσω μιας οριζόντιας δύναμης, με τη διεύθυνση της να ταυτίζεται με τον άξονα X, η οποία υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_i = F_b \frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum m_j \cdot \phi_j} \quad (2.12)$$

Όπου:

$$F_b: \text{η τέμνουσα δύναμη βάσης, που ορίζεται από τη σχέση: } F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \quad (2.13)$$

Για μονώροφο κτίριο με $H \leq 40\text{m}$, ο διορθωτικός συντελεστής λ λαμβάνεται ίσος με 1.00 και η ιδιοπερίοδος T_1 του κτιρίου προσεγγίζεται από την παρακάτω εμπειρική σχέση: $T_1 = C_t * H^{3/4} = 0.085 * (5.60\text{m})^{3/4} \rightarrow T_1 = 0.31\text{sec}$. ($C_t = 0.085$ για χαλύβδινα πλαίσια)

Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T)$, από τη σχέση (2.14), προκύπτει: $S_d(T) = a_g * S * 2.5/q = 0.24 * 9.81\text{m/s}^2 * 1.20 * 2.5/3 = 2.35\text{m/s}^2$, για $T_B = 0.15\text{sec} \leq T_1 = 0.31\text{sec} \leq T_C = 0.50\text{sec}$. Η συνολική μάζα m του κτιρίου λαμβάνεται ως το βάρος της ανωδομής, δηλαδή προσεγγιστικά ως το βάρος του ζυγώματος, του μισού βάρους των υποστυλωμάτων, το ίδιο βάρος των τεγίδων, των αναρτήσεων και των πανέλλων που φέρει κάθε ενδιάμεσο πλαίσιο και το 30% του φορτίου χιονιού που του αντιστοιχεί.²

Για τις αρχικά επιλεγμένες διατομές, προκύπτουν:

Για διατομή ζυγώματος IPE450:

$$A_{IPE450} * \gamma * L_{\zeta\gamma\gamma} = (9.88 * 10^{-3})\text{m}^2 * 7850\text{kg/m}^3 * 16.13\text{m} = 1251.01 \text{ kg}$$

Για διατομή στύλου HEA340:

$$A_{HEA340} * \gamma * 2 * L_{\sigma\tau} / 2 = (1.34 * 10^{-2})\text{m}^2 * 7850\text{kg/m}^3 * 5.60\text{m} = 589.06 \text{ kg}$$

Για διατομή τεγίδων IPE160:

$$A_{IPE160} * \gamma * 11 * L_{\tau\epsilon\gamma} = (2.01 * 10^{-3})\text{m}^2 * 7850\text{kg/m}^3 * 11 * 5.12\text{m} = 888.65 \text{ kg}$$

² Εφόσον το φορτίο χιονιού υπερκαλύπτει το προτεινόμενο επιβαλλόμενο φορτίο οροφής (Κεφάλαια 2.2.4 και 2.2.5), στον σεισμικό συνδυασμό λαμβάνεται υπόψη το φορτίο χιονιού με συντελεστή συνδυασμού 0.30.

Για αναρτήσεις, πανέλλα και 30% δυσμενέστερου φορτίου χιονιού στο πλάτος επιρροής των ζυγωμάτων: $[(g_{\text{παν.}} + g_{\text{αν.}} + 30\%s_1) * L_{\text{τεγ}} * L_{\text{ζυγ}}] / g =$
 $= [(0.15 + 0.40 + 30\% * 0.65) \text{ kN/m}^2 * 5.12 * 16.13 \text{ m}] / 9.81 \text{ m/s}^2 = 6.27 \text{ kg.}$

Αρα, συνολικό βάρος ανωδομής: $m = 2735 \text{ kg.} = 2.74 \text{ Mg.}$ και από σχέσεις (2.16) και (2.17) για αριθμό ορόφων $i=1$: $F_l = F_b = 2.35 \text{ m/s}^2 * 2.74 \text{ Mg.} * 1.00 \rightarrow F_l = 6.43 \text{ kN}$

Η δύναμη αυτή είναι η μέγιστη δυνατή που μπορεί να αναπτυχθεί στο πλαίσιο, καθώς κατά την προσπάθεια βελτιστοποίησης η μάζα προοδευτικά μειώνεται. Εφόσον η δύναμη αυτή είναι μικρή και δεν προκαλεί κρίσιμα εντατικά μεγέθη στον φορέα, δεν θεωρήθηκε αναγκαίο να ληφθούν υπόψη αναλυτικά οι σεισμικές δράσεις σε κάθε ενδιάμεση δοκιμή κύριου φορέα.

Στη συνέχεια, όταν εξετάζεται το κτίριο σε χωρικό επίπεδο, η προσομοίωση του σεισμού έγινε μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης. Οι δύο οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες της σεισμικής δύναμης θεωρούμε ότι ταυτίζονται με τους άξονες X και Y. Για την επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων, σε περίπτωση ταυτόχρονης δράσης των σεισμικών συνιστωσών, χρησιμοποιήθηκε η Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία (CQC). Στην ανάλυση, θα ληφθούν υπόψη τόσες ιδιομορφές ταλάντωσης, ώστε το άθροισμα των αντίστοιχων δρώσεων ιδιομορφικών μαζών σε κάθε κατεύθυνση να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.

2.9 Οριακές Καταστάσεις και Συνδυασμοί Δράσεων

2.9.1 Υπολογισμός συντελεστών ασφαλείας γ και ψ

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ σε κτίρια λαμβάνονται από τον παρακάτω Πίνακα 2.5, αναλόγως της περίπτωσης δυσμενούς ή ευμενούς επίδρασης του αντίστοιχου φορτίου.

Πίνακας 2.5: Τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας σε κτίρια, EN1990

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0	1,0	0
γ_A, γ_E	1,0	0	-	-

Με βάση σχετικό πίνακα του EN 1990, υπολογίζονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ των μεταβλητών δράσεων. Στην περίπτωση που εξετάζουμε, έχουμε:

1. Για τα φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000 \text{ m}$: $\psi_0 = 0.50, \psi_1 = 0.20, \psi_2 = 0.0$
2. Για τα φορτία ανέμου σε κτίρια: $\psi_0 = 0.60, \psi_1 = 0.20, \psi_2 = 0.0$
3. Για τα φορτία θερμοκρασιακής μεταβολής σε κτίρια: $\psi_0 = 0.60, \psi_1 = 0.50, \psi_2 = 0.0$

2.9.2 Συνδυασμοί σχεδιασμού σε Ο.Κ.Α.

Οι συνδυασμοί δράσεων σε Ο.Κ.Α., που έχουν ληφθεί υπόψη στην παρούσα εργασία, σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του EN1990-6, είναι οι ακόλουθοι:

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση το χιόνι:

$$ULS1: 1.35 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\text{πιν.}} + G_{\text{αν.}}) + 1.50 \cdot S_i$$

$$ULS2: 1.35 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\text{πιν.}} + G_{\text{αν.}}) + 1.50 \cdot S_i + 1.50 \cdot 0.60 \cdot W_j$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση ο άνεμος (δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω):

$$ULS3: 1.35 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 1.50 \cdot W_j$$

$$ULS4: 1.35 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 1.50 \cdot W_j + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S_i$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση ο άνεμος (δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω):

$$ULS5: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 1.50 \cdot W_j$$

$$ULS6: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 1.50 \cdot W_j \pm 1.50 \cdot 0.60 \cdot T$$

Σεισμικοί συνδυασμοί:

$$ULS7: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i + E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$ULS8: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i + E_x - 0.30 \cdot E_y$$

$$ULS9: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i - E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$ULS10: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i - E_x - 0.30 \cdot E_y$$

$$ULS11: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i + 0.30 \cdot E_x + E_y$$

$$ULS12: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i + 0.30 \cdot E_x - E_y$$

$$ULS13: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i + 0.30 \cdot E_x + E_y$$

$$ULS14: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i + 0.30 \cdot E_x + E_y$$

Όπου:

S_i : οι διαφορετικές περιπτώσεις φορτίων χιονιού, όπως ορίζονται στην 2.6 (για παρασυρμένο ή μη χιόνι)

W_j : οι διαφορετικές περιπτώσεις φορτίων ανέμου, όπως ορίζονται στην 2.7 (για διαφορετικές διευθύνσεις ανέμου).

2.9.3 Συνδυασμοί σχεδιασμού σε Ο.Κ.Λ.

Οι συνδυασμοί δράσεων σε Ο.Κ.Λ., που έχουν ληφθεί υπόψη στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας, με βάση τις κανονικιστικές διατάξεις του EN1990-6, είναι:

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση το χιόνι:

$$SLS1: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 1.00 \cdot S_i$$

$$SLS2: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 1.00 \cdot S_i + 1.00 \cdot 0.60 \cdot W_j$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση ο άνεμος:

$$SLS3: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 1.00 \cdot W_j$$

$$SLS4: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 1.00 \cdot W_j + 1.00 \cdot 0.50 \cdot S_i$$

3 Συγκριτική Μελέτη Βελτιστοποίησης

3.1 Εισαγωγή

3.1.1 Προσομοίωση και Περιγραφή Διαδικασίας

Στο παρόν κεφάλαιο, παρουσιάζεται η διαδικασία διερεύνησης και συγκριτικής μελέτης για τη βέλτιστη διαστασιολόγηση ενός τυπικού ενδιάμεσου πλαισίου. Έχοντας υπολογίσει τα φορτία σχεδιασμού, εισάγουμε στο λογισμικό Scia Engineer 2012, τα 4 διαφορετικά μοντέλα πλαισίου και εξετάζουμε τη συμπεριφορά εκάστης περίπτωσης. Έχουν προσομοιωθεί τα στοιχεία του πλαισίου που αποτελεί τον κύριο φορέα (υποστυλώματα και ζύγωμα διαφορετικών μορφών). Στις θέσεις έδρασης των τεγίδων, μηκίδων και αναρτήσεων, θεωρούμε ότι τα αντίστοιχα μέλη εδράζονται πλήρως επί του ζυγώματος και επόμενως τα φορτία επί των μελών και τα ίδια βάρη τους μπορούν να μεταφερθούν αυτούσια ως συγκεντρωμένα φορτία στο ζύγωμα στις θέσεις των τεγίδων και των μηκίδων αντίστοιχα.

Στη συνέχεια, μέσω του προγράμματος, υπολογίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα επιμέρους στοιχεία, για όλους τους πιθανούς συνδυασμούς φορτίσεων (Παράγραφος 2.9). Ανάλογα με την φύση των στοιχείων, γίνεται η κατάταξη των διατομών των μελών και επιλέγεται ο κατάλληλος τύπος ελέγχου (ελαστικός ή πλαστικός). Στη συνέχεια, με βάση τα εντατικά μεγέθη με τα οποία καταπονείται κάθε επιμέρους στοιχείο του φορέα, πραγματοποιούνται και οι αντίστοιχοι απαιτούμενοι έλεγχοι επάρκειας, με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3.

Με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης, διαστασιολογούνται τα μέλη του πλαισίου, σε μία προοδευτική προσπάθεια μείωσης του βάρους του. Οι βέλτιστες διατομές είναι, κατ'ουσίαν, οι μικρότερες δυνατές που μπορούν να ικανοποιήσουν επαρκώς τους ελέγχους των αντίστοιχων μελών σε Ο.Κ.Α. και σε Ο.Κ.Λ. Σε όλες τις δοκιμές, οι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν, θεωρώντας ένα ποσοστό ανακρίβειας των υπολογισμών σε σχέση με τα πραγματικά μεγέθη ίσο με 5%.

3.1.2 Απαιτούμενοι έλεγχοι σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ.

Οι απαραίτητοι έλεγχοι των στοιχείων του πλαισίου σε κάθε επανάληψη, κατά τη διαδικασία διερεύνησης και βελτιστοποίησης, πραγματοποιούνται αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα. Συνοπτικά, εκτελούνται οι παρακάτω έλεγχοι:

3.1.2.1 Έλεγχοι σε Ο.Κ.Α.

Το παρόν εγκάρσιο πλαίσιο αποτελείται από υποστυλώματα μεταβλητής διατομής και, συνεπώς, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή κατά την ανάλυση-διαστασιολόγησή τους. Στο πρόγραμμα, ελέγχονται με τα στοιχεία διατομής και τα εντατικά μεγέθη κάθε θέσης. Τα υποστυλώματα είναι εν γένει στοιχεία που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη. Άρα, ελέγχονται σε επίπεδο διατομής έναντι:

1. αξονικής δύναμης, κάμψης και τέμνουσας
2. συνδυασμένων δράσεων κάμψης με τέμνουσα και κάμψης με αξονική

Σε επίπεδο μέλους, ελέγχονται έναντι:

1. στρεπτοκαμπτικού πλευρικού λυγισμού
2. λυγισμού έναντι συνδυασμένης θλίψης και κάμψης

Τα ζυγώματα μπορεί να υπόκεινται σε ποικίλες μορφές καταπόνησης, ανάλογα με τη διαφορετική μορφή φορέα που έχουμε σε κάθε περίπτωση. Χρειάζεται, επομένως, να εξεταστούν αναλυτικά οι ιδιαιτερότητες και η στατική συμπεριφορά τους σε κάθε περίπτωση που ακολουθεί.

3.1.2.2 Έλεγχοι σε Ο.Κ.Α.

Για τους ελέγχους σε Ο.Κ.Α. συγκρίνονται τα ανώτατα όρια του κανονισμού με το μέγιστο βέλος των μελών, που παρατηρήθηκε κατά την επίδραση του δυσμενέστερου για το μέλος μη σεισμικού συνδυασμού.

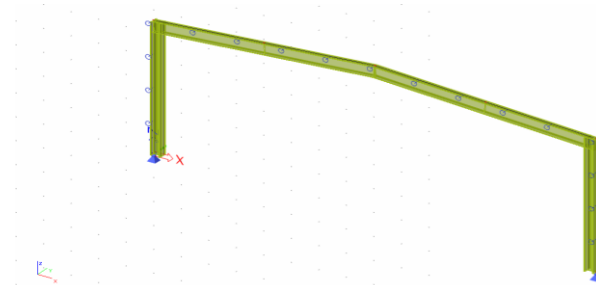
Το Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1 ορίζει ως ανώτατα όρια των κατακόρυφων βελών σε μη βατές στέγες τις τιμές: $\delta_{max} = L/200 = 16100mm/200 = 80.5mm$ και $\delta_2 = L/250 = 1610mm/250 = 64.4mm$. Όπου χρειαστεί, λαμβάνουμε αρχικό αντιβέλος ίσο με το βέλος των μόνιμων δράσεων και ελέγχουμε εάν τα βέλη είναι, τελικά, εντός ορίων. Δεδομένου ότι τα μόνιμα φορτία αποτελούν το 65% περίπου του συνολικού φορτίου (σύμφωνα με όσα υπολογίστηκαν στο Κεφάλαιο 2), το μέγιστο αντιβέλος που μπορούμε να λάβουμε έχει τιμή: $\delta_0 = 0.65 * \delta_{max} = 52.33mm$. Άρα, το ανώτατο όρια κατακόρυφων βελών λαμβάνεται ως: $\delta'_{max} = \delta_0 + \delta_{max} = 52.33mm + 80.5mm = 132.83mm$

Η μέγιστη επιτρεπόμενη οριζόντια μετακίνηση μονώροφου κτιρίου, χωρίς γερανογέφυρες, ορίζεται ως η τιμή: $u_{max} = H / 150 = 5600mm/150 = 37.4mm$, όπου H το ύψος του κτιρίου.

3.1.3 Επιλογή στηρίξεων πλευρικής εξασφάλισης

Πλευρική εξασφάλιση πραγματοποιείται σε ένα από τα δύο πέλματα, αφενός στο ζύγωμα μέσω των τεγίδων και αφετέρου στα υποστυλώματα μέσω των μηκίδων. Επιδιώκεται γενικώς το πέλμα αυτό να είναι το θλιβόμενο κατά την κύρια δράση, ώστε να αποφεύγεται το ενδεχόμενο παρέκκλισης και, κατά συνέπεια, και η αστοχία έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Στην περίπτωση μας, επιλέξαμε πλευρική εξασφάλιση του ζυγώματος σε κάθε σημείο συμβολής με τεγίδα, ενώ στον στύλο πλευρικές στηρίξεις τοποθετούνται σε 3 σημεία (σημεία συμβολής με τις μηκίδες), στο εξωτερικό προς το πλαίσιο πέλμα, όπου εμφανίζεται η μεγαλύτερη θλίψη λόγω αυξημένων αρνητικών ροπών. Επιλέξαμε, δηλαδή την πιο πυκνή πλευρική εξασφάλιση, ώστε τα αποτελέσματα που θα προκύψουν για το πλαίσιο να είναι τα βέλτιστα δυνατά. Οπότε, στις αντίστοιχες θέσεις, εισάγονται στηρίξεις που δεσμεύουν τη μετακίνηση κατά την κάθετη στο πλαίσιο διεύθυνση Y, όπως φαίνεται για την αρχική επίλυση στο παρακάτω Σχήμα 3.1.



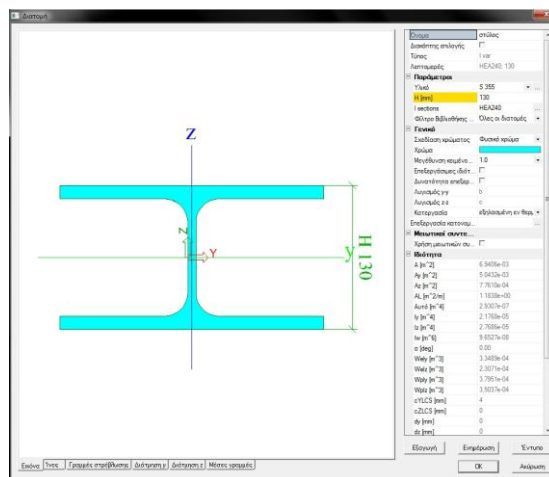
Σχήμα 3.1: Δεσμεύσεις μετακίνησης κατά Y για πλευρική εξασφάλιση κύριου φορέα

3.2 Πλαίσιο με ολόσωμα μέλη δικλινούς στέγης με κλίση 7%

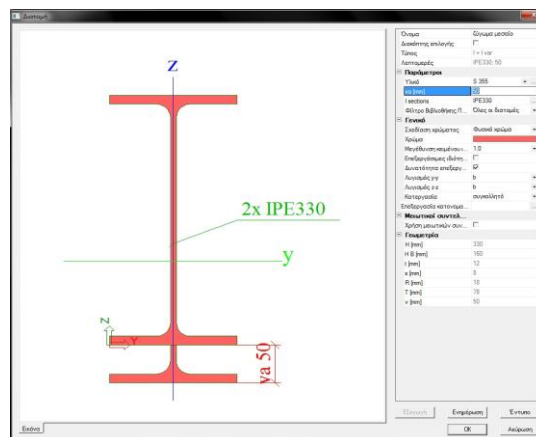
3.2.1 Μοντέλο προσομοίωσης πλαισίου

Το δίστηλο πλαίσιο με ολόσωμα μέλη αποτελείται από ένα ζύγωμα στηριζόμενο σε δύο υποστυλώματα και είναι ο συνηθέστερος τύπος πλαισίου στα μονώροφα βιομηχανικά κτίρια. Κατά τη συγκριτική μελέτη του παρόντος κεφαλαίου, επιδιώκεται η βελτιστοποίηση των διατομών των μελών και τυχόν ενισχύσεων του ζυγώματος στο άκρο ή στο μέσο.

Τα υποστυλώματα μεταβλητής διατομής εισάγονται στο προσομοίωμα ως μια αρχικά πρότυπη διατομή της σειράς HEA με ύψος διατομής που ορίζεται από το χρήστη. Η διατομή αυτή τοποθετείται στο κάτω άκρο, ενώ ενισχύεται σε όλο το μήκος του μέλους, κατά μεταβαλλόμενο ύψος που ορίζεται στο άνω άκρο ως ενίσχυση από το χρήστη. Το ζύγωμα εισάγεται ως πρότυπη διατομή της σειράς IPE, με ενίσχυση, της οποίας το ύψος και το μήκος ορίζεται από το χρήστη. Κάθε ημιζύγωμα προσομοιάζεται ως δύο ομάδες μελών ίσου μήκους, ώστε να μπορούν να παραληφθούν ενισχύσεις διαφορετικού ύψους και μήκους στο άκρο και στο μέσο. Όταν το ζύγωμα δεν ενισχύεται προσομοιάζεται ως ενιαίο ημιζύγωμα σταθερής πρότυπης διατομής. Οι διατομές εισήχθησαν στο πρόγραμμα, όπως παρουσιάζεται στα Σχήματα 3.2 και 3.3, ενώ οι αντίστοιχες ενισχύσεις εισήχθησαν στη συνέχεια.



Σχήμα 3.2: Προσομοίωση Διατομής Στύλου πριν την ενίσχυση



Σχήμα 3.3: Προσομοίωση Διατομής Ζυγώματος

Ως αρχική τιμή των δοκιμών θεωρήθηκαν οι σταθερές διατομές: HEA 340 για τα υποστυλώματα και IPE 450 για τα ζυγώματα, όπως ορίζονται στην αρχική μελέτη του κτιρίου. Μετά την εισαγωγή των διατομών ελέγχεται το μήκος λυγισμού των μελών, το οποίο ορίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα, ανάλογα με τον τύπο πλαισίου (μεταθετό) στη διεύθυνση X και τις πλευρικές στηρίξεις στην διεύθυνση Y.

Η ενίσχυση κατασκευάζεται από τμήμα της ίδιας διατομής με το ζύγωμα, είναι κατάλληλου ύψους και μήκους και συγκολλάται στο κάτω πέλμα του ζυγώματος. Το ύψος h της ενίσχυσης έχει ως μέγιστη τιμή, για κατασκευαστικούς λόγους, το ύψος της συνολικής διατομής του ζυγώματος μείον το πλάτος του ενός πέλματος.

3.2.2 Πορεία που ακολουθήθηκε

Από την αρχική επίλυση και την περιβάλλουσα καμπτικών ροπών που προέκυψε, παρατηρούμε ότι οι μεγαλύτερες απόλυτες τιμές των ροπών εμφανίζονται στους κόμβους συμβολής ζυγώματος-υποστυλώματος και στο μέσο ζυγώματος. Τα μέγιστα κατακόρυφα και οριζόντια βέλη εμφανίζονται στο μέσο του ζυγώματος και στο άνω ακραίο τμήμα του υποστυλώματος αντίστοιχα. Το ζύγωμα καταπονείται από μικρές αξονικές θλιπτικές δυνάμεις, όπως ήταν αναμενόμενο για αυτό τον τύπο πλαισίου, οπότε δεν υπάρχει στην παρούσα περίπτωση κίνδυνος αστοχίας έναντι καμπτικού λυγισμού.

Το ζύγωμα διαστασιολογείται κατ'αρχήν με βάση τη ροπή και το κατακόρυφο βέλος στο μέσο και ενισχύεται στο άκρο μέσω κατάλληλης ενίσχυσης. Επιδιώκεται ο ακριβής υπολογισμός του ύψους της ενίσχυσης, ώστε η τελική ενισχυμένη διατομή στον κόμβο να μπορεί να παραλάβει την αντίστοιχη ροπή. Το ακριβές μήκος g επί του ζυγώματος, το οποίο χρειάζεται να ενισχυθεί, ξεκινά, κατ'ουσίαν, από τη θέση παραπλεύρως του κόμβου, όπου εμφανίζεται αρνητική ροπή ίση κατ' απόλυτη τιμή με τη ροπή στο μέσο. Με αυτό τον τρόπο ενισχύεται το τμήμα του ζυγώματος, όπου συναντάται ροπή μεγαλύτερη από τη μέγιστη μεσαία, για την οποία έχει διαστασιολογηθεί το ζύγωμα.

Ως αποτέλεσμα της μείωσης της διατομής ζυγώματος «ανεβαίνει» το διάγραμμα ροπών και κατά συνέπεια αυξάνονται τα εντατικά μεγέθη στον κόμβο. Στη συνέχεια, επιλέγουμε τη διατομή του υποστυλώματος που απαιτείται στην κορυφή, στο ύψος του κόμβου, ώστε να επαρκεί σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη για τα εντατικά μεγέθη στη στάθμη του κατώτερου άκρου της ακραίας ενίσχυσης. Στη θέση αυτή, εμφανίζονται και τα μέγιστα οριζόντια βέλη του φορέα, οπότε ελέγχουμε και την επάρκεια της διατομής σε Ο.Κ.Α. Επόμενο σημείο ελέγχου και διαστασιολόγησης είναι το σημείο του στύλου στον πόδα, όπου εμφανίζεται ο μεγαλύτερος τοπικός συντελεστής επάρκειας σε Ο.Κ.Α. Στη θέση αυτή, επιλέγουμε την διατομή που απαιτείται για να παραληφθούν τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη. Η ροπή εμφανίζεται σημαντικά μειωμένη σε σχέση με τη μέγιστη στον κόμβο. Οπότε, η αντίστοιχη απαιτούμενη διατομή θα είναι επίσης σημαντικά μειωμένη. Η τελική επιλογή της μεταβλητής διατομής του στύλου, για αυτήν τη δέσμη επαναλήψεων, πραγματοποιείται, επιλέγοντας την αρχική πρότυπη διατομή, που, μετά τη λοξή τομή και συγκόλληση, μπορεί να δώσει τις απαραίτητες διατομές άνω και κάτω.

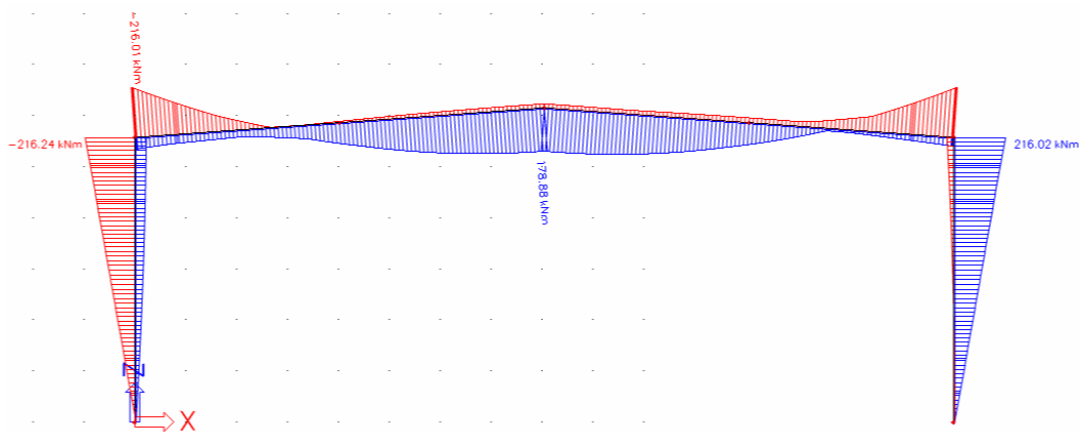
Ωστόσο, με τη μείωση της διατομής του στύλου, «κατεβαίνει» το διάγραμμα ροπών, με αποτέλεσμα να επιβαρύνεται το μέσο του ανοίγματος στο ζύγωμα, μειώνοντας τα εντατικά μεγέθη στον κόμβο. Η διατομή του ζυγώματος, επομένως, πιθανώς να μην επαρκεί, οπότε να χρειάζεται να επιλεγεί η αμέσως μεγαλύτερη διατομή. Παράλληλα, μπορούμε να μειώσουμε την ακραία ενίσχυση, αφενός επειδή μειώνεται η ροπή με την οποία διαστασιολογείται και αφετέρου γιατί αυξάνεται η διατομή ολόκληρου του ζυγώματος. Για την εκλογή του μήκους g και του ύψους h της ενίσχυσης, ακολουθείται η ίδια διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω. Κατά συνέπεια, ανακουφίζεται περαιτέρω ο στύλος στο ύψος του κόμβου, οπότε είναι δυνατή η περαιτέρω μείωση της διατομής του. Όταν

φτάσουμε σε σημείο να μην μπορούμε να μειώσουμε παραπάνω τη διατομή ζυγώματος (μεγάλη ανεπάρκεια μικρότερης διατομής που δεν καλυπτεται ούτε με μεγαλύτερη διατομή στύλου ούτε με ενισχύσεις), ελέγχουμε εάν μπορεί να μειωθεί η διατομή του στύλου. Οδηγούμαστε, δηλαδή, σε μια επαναληπτική διαδικασία.

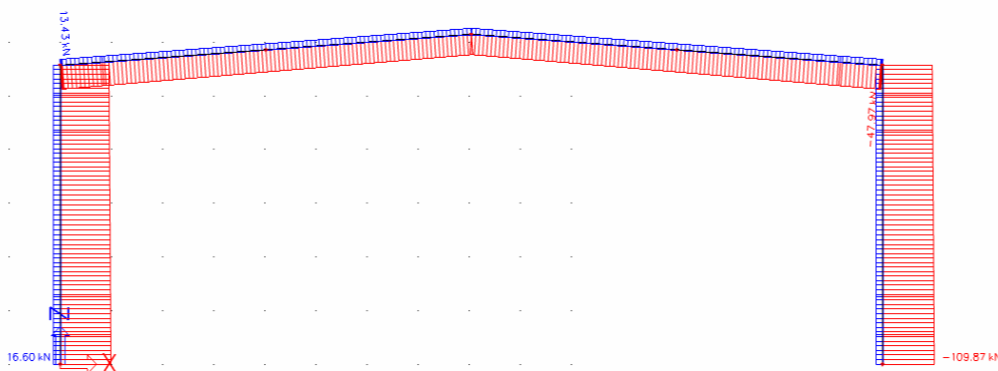
Σε επόμενη επανάληψη, μείωση της διατομής ζυγώματος μπορεί να οδηγήσει σε ανεπάρκεια της διατομής του στύλου άνω, στο ύψος του κόμβου, τόσο σε Ο.Κ.Λ., λόγω νέας αυξημένης ροπής στον κόμβο, όσο και σε Ο.Κ.Λ., λόγω μειωμένης δυσκαμψίας στον κόμβο. Εκλέγοντας μεγαλύτερη διατομή του στύλου, αυξάνεται εκ νέου η δυσκαμψία του κόμβου, με αποτέλεσμα να αυξάνεται και η ροπή με την οποία χρειάζεται να διαστασιοποιηθεί αφενός ο στύλος κάτω και αφετέρου η ακραία ενίσχυση του ζυγώματος. Μια επιπλέον αύξηση της διατομής του στύλου, προκαλεί περαιτέρω ανακούφιση του ζυγώματος, σε συνδυασμό με αυξημένη επιβάρυνση της ενίσχυσης. Ελέγχεται, λοιπόν, εάν για μεγαλύτερη διατομή στύλου, μπορούμε να έχουμε μικρότερο ζύγωμα με μεγαλύτερη ακραία ενίσχυση.

Στην περίπτωση, τέλος, που κρίσιμη για τα υποστυλώματα είναι η παραμορφωσιμότητα (έλεγχος σε Ο.Κ.Λ.) και όχι ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, πιθανόν να μην απαιτούνται οι πυκνότερες πλευρικές στηρίξεις που έχουμε επιλέξει. Ελέγχουμε, λοιπόν, στο τέλος, εάν επαρκούν πιο «αραιές» πλευρικές στηρίξεις για τη βέλτιστη διατομή, χωρίς να αναπτύσσεται κίνδυνος παρέκκλισης.

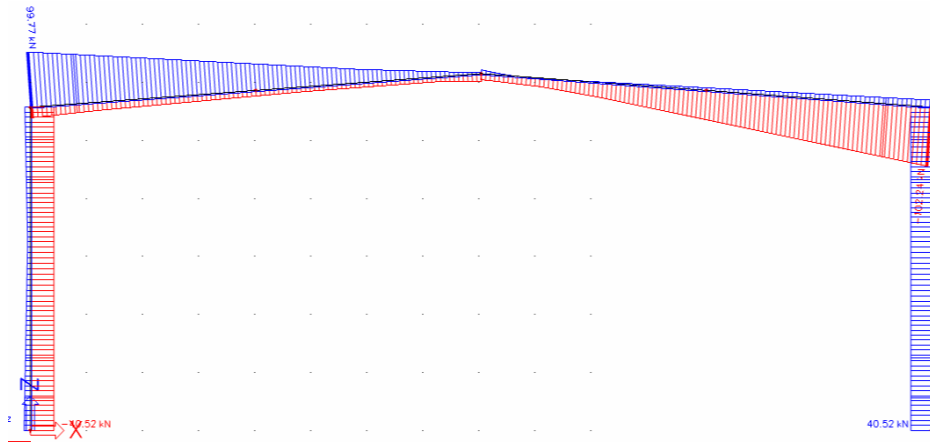
Ενδεικτικά, τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών για το βέλτιστο φορέα απλού δικλινούς πλαισίου φαίνονται στα παρακάτω Σχήματα 3.4 έως 3.8.



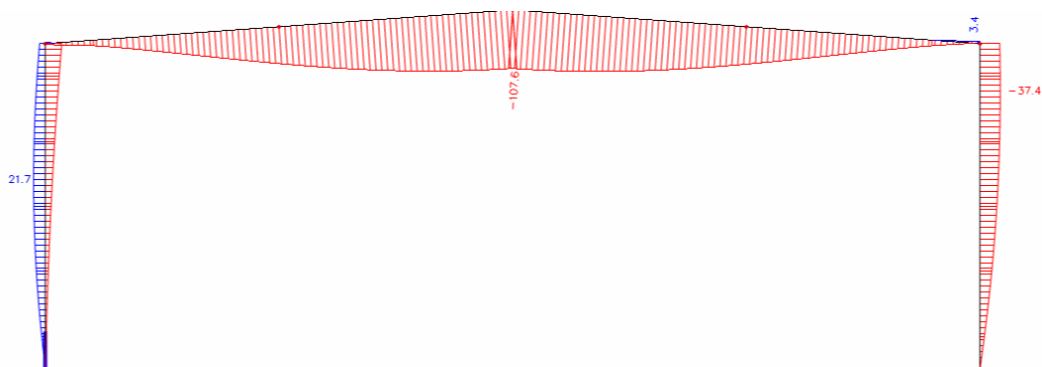
Σχήμα 3.4: Περιβάλλουσα Ροπών Κάμψης M_y



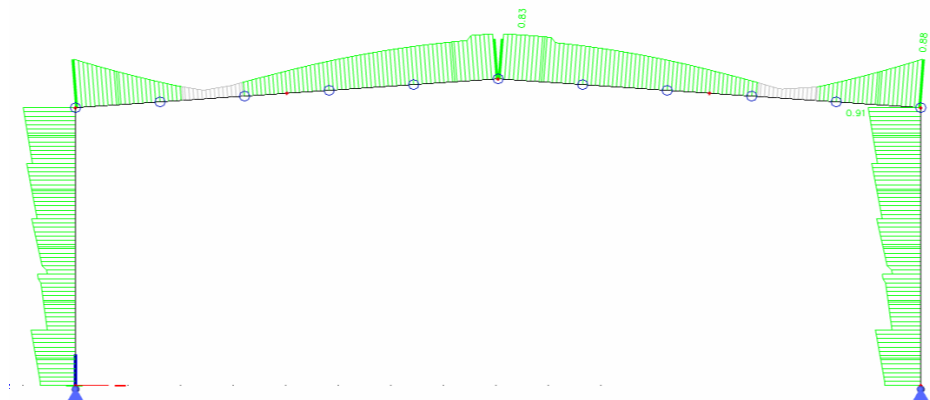
Σχήμα 3.5: Περιβάλλουσα Αξονικών N



Σχήμα 3.6: Περιβάλλουσα Τεμνουσών Vz



Σχήμα 3.7: Περιβάλλουσα Βελών uz



Σχήμα 3.8: Συντελεστές Επάρκειας Μελών σε Ο.Κ.Α.

Αναλυτικά, οι κρισιμότερες επαναλήψεις που πραγματοποιήθηκαν, παρουσιάζονται στους παρακάτω Πίνακες 3.1 και 3.2. Σημειώνονται με κόκκινη γραμματοσειρά οι δοκιμές που τα μέλη δεν επαρκούν σε Ο.Κ.Α., ενώ με κίτρινη οι δοκιμές που τα μέλη δεν επαρκούσαν οριακά. Σε κίτρινο φόντο είναι οι δοκιμές, όπου οι στύλοι δεν επαρκούν σε Ο.Κ.Α. Η βέλτιστη διατομή σημειώνεται με πράσινο φόντο.

Πίνακας 3.1: Εντατικά μεγέθη για επαναλήψεις βελτιστοποίησης σε δικλινή στέγη

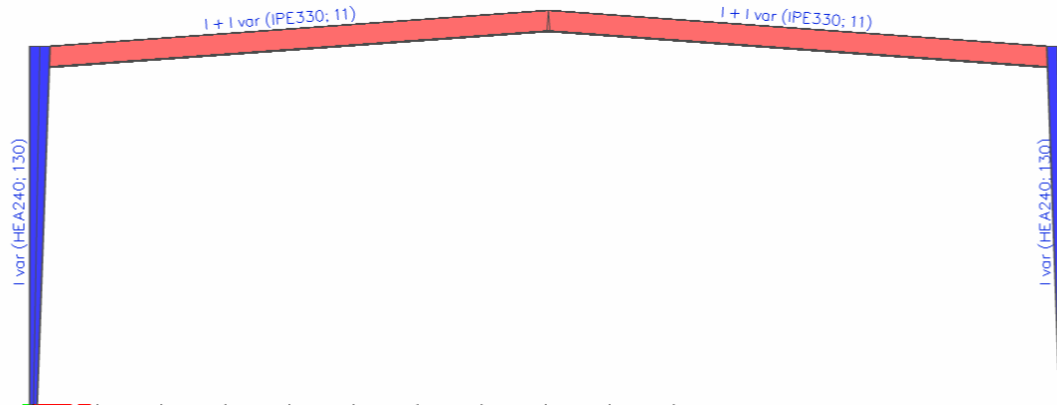
Α/Α	Διατομή Στόλου			Διατομή Ζυγώματος	Ενίσχυση (άκρο)				Εντατικά μεγέθη Στόλου				Εντατικά μεγέθη Ζυγώματος			
	διατομή	h άνω (mm)	h κάτω (mm)		h (mm)	l (m)	h (mm)	l (m)	M (kNm)	Q (kN)	N (kN)	Μάκρου (kN/m ²)	Μμέσου (kN/m ²)	Q (kN)	N (kN)	
1	HE A340	330	330	IPE450	-	-	-	-	-225.72	40.52	-116.20	-212.70	194.56	105.28	-48.19	
2	HE A340	330	330	IPE360	-	-	-	-	-247.65	-44.45	-113.99	-237.93	159.40	-102.79	-51.96	
3	HE A300	410	170	IPE360	-	-	-	-	-235.06	-44.28	-112.78	-236.58	160.85	-102.81	-51.78	
4	HE A340	330	330	IPE300	-	-	-	-	-257.22	-46.17	-112.32	-249.22	140.65	-101.00	-53.55	
5	HE A340	330	330	IPE300	130	1.2	-	-	-269.66	-48.41	-112.59	-257.26	127.52	-101.11	-55.82	
6	HE A340	330	330	IPE300	150	1.2	-	-	-270.38	48.53	-112.60	-257.56	127.76	-101.11	-55.92	
7	HE A300	290	290	IPE300	150	1.2	-	-	-257.81	46.28	-110.59	-245.51	140.23	101.27	-53.67	
8	HE A300	290	290	IPE300	150	1.2	-	-	-241.25	44.46	-110.96	-237.13	150.88	101.40	-51.90	
9	HEA260	350	150	IPE300	150	1.2	-	-	-246.48	45.95	-109.98	-243.48	143.50	101.39	-53.35	
10	HEA260	350	150	IPE300	130	1.2	-	-	-245.61	45.83	-109.98	-243.23	144.18	101.39	-53.23	
11	HEA260	350	150	IPE300	200	1.2	-	-	-248.02	46.22	-110.00	-244.01	143.29	101.38	-53.63	
12	HEA260	350	150	IPE300	240	1.2	-	-	-249.01	46.40	-110.02	-244.19	142.73	101.39	-53.81	
13	HEA260	330	170	IPE300	150	1.2	-	-	-246.69	45.64	-109.98	-241.91	145.25	101.41	-53.05	
14	HEA260	330	170	IPE300	240	1.2	-	-	-249.19	46.09	-110.90	-242.60	144.50	101.29	-53.50	
15	HEA260	310	190	IPE300	150	1.2	-	-	-249.08	45.90	-110.03	-243.32	143.68	101.39	-53.31	
16	HEA280	390	150	IPE300	150	1.2	-	-	-252.51	47.38	-110.59	-251.03	135.05	101.29	-54.78	
17	HEA280	390	150	IPE270	244	1.2	-	-	-265.54	49.70	-110.02	-262.63	117.66	100.56	-57.06	
18	HEA280	390	150	IPE270	244	1.2	100	2.4	-247.89	46.54	-110.51	-245.80	142.93	101.26	-53.04	
19	HEA280	370	170	IPE270	244	1.2	100	2.4	-258.23	48.06	-110.67	-253.86	133.61	101.32	-55.47	
20	HE A340	330	330	IPE270	210	1.2	-	-	-276.21	49.58	-111.93	-262.95	117.00	-100.37	-56.92	
21	HE A340	330	330	IPE270	210	2.4	-	-	-288.06	51.71	-112.19	-274.30	104.77	100.48	-59.06	
22	HE A340	330	330	IPE270	240	2.4	-	-	-289.74	52.01	-112.22	-275.26	102.99	100.49	-59.36	
23	HE A340	330	330	IPE270	244	2.4	100	2.0	-274.65	49.30	-112.58	-260.75	124.85	101.34	-56.59	
24	HE A240	330	130	IPE270	244	2.4	-	-	-257.53	47.97	-108.93	-253.16	127.74	100.77	-55.28	
25	HE A240	330	130	IPE270	244	2.4	150	2.0	-241.69	45.08	-109.34	-238.04	151.17	101.38	-52.48	
26	HEA240	290	170	IPE300	150	1.2	-	-	-241.00	43.26	-109.31	-229.39	158.25	101.49	-50.66	
27	HEA240	290	170	IPE300	100	1.2	-	-	-239.56	43.00	-109.29	-228.87	159.76	101.48	-50.40	
28	HEA240	290	170	IPE300	150	1.6	-	-	-235.17	43.23	-109.38	-229.96	158.79	101.55	-50.54	
29	HEA240	290	170	IPE300	274	1.6	-	-	-242.64	44.57	-109.56	-234.04	150.99	101.61	-51.99	
30	HEA240	330	130	IPE300	270	1.6	-	-	-243.76	45.45	-109.56	-238.61	145.82	101.58	-52.87	
31	HEA240	330	130	IPE300	274	2.0	-	-	-246.53	45.95	-109.68	-241.26	143.84	101.36	-53.38	
32	HEA240	346	114	IPE300	274	1.6	-	-	-243.56	45.76	-109.56	-240.13	144.05	101.56	-53.16	
33	HEA240	346	114	IPE300	274	2.0	-	-	-246.46	46.21	-109.68	-242.60	142.32	101.64	-53.64	
34	HEA240	330	130	IPE330	-	-	-	-	-216.67	40.54	-109.87	-216.14	179.06	102.25	-47.99	
35	HEA240	290	150	IPE330	-	-	-	-	-215.59	40.06	-109.87	-213.52	182.07	102.28	-47.51	
36	HEA240	310	150	IPE360	-	-	-	-	-202.01	37.64	-110.72	-199.74	200.63	103.32	-45.16	
37	HEA220	310	150	IPE360	-	-	-	-	-184.27	34.79	-110.00	-184.48	217.54	103.50	-42.32	
38	HEA220	310	150	IPE400	-	-	-	-	-164.17	31.20	-110.99	-164.42	243.66	104.75	-38.80	
39	HEA240	330	130	IPE330	-	-	-	-	-216.65	40.54	-109.87	-216.12	178.99	102.24	-47.99	
40	HEA240	330	130	IPE330	-	-	-	-	-216.24	40.52	-109.87	-216.01	178.88	102.24	-47.97	

Πίνακας 3.2: Συντελεστές επάρκειας σε Ο.Κ.Α. και προμέτρηση υλικών για επαναλήψεις βελτιστοποίησης σε δικλινή στέγη

Α/Α	Διατομή Στόλου			Διατομή Ζυγώματος	Ενίσχυση				Συντελεστής Επάρκειας Ο.Κ.Α.			Προμέτρηση Υλικών (kg.)		
	διατομή	h άνω (mm)	h κάτω (mm)		Ενίσχυση (άκρο)		Ενίσχυση (μέσο)		Στόλου(κ/π)	Ζυγώματος(μ)	Ζυγώματος(α)	Στόλου	Ζυγώματος	Συνολικά
				h (mm)	l (m)	h(mm)	l (m)							
1	HE A340	330	330	IPE450	-	-	-	-	0.4	0.38	0.45	1168.4	1251.53	2419.93
2	HE A340	330	330	IPE360	-	-	-	-	0.46	0.54	0.78	1168.4	920.8	2089.2
3	HE A300	410	170	IPE360	-	-	-	-	0.54/0.48	0.54	0.77	985.2	920.8	1906
4	HE A340	330	330	IPE300	-	-	-	-	0.52	0.87	1.4	1168.4	719.2	1887.6
5	HE A340	330	330	IPE300	130	1.2	-	-	0.53	0.83	0.98	1168.4	720.5	1888.9
6	HE A340	330	330	IPE300	150	1.2	-	-	0.53	0.84	0.95	1168.4	720.7	1889.1
7	HE A300	290	290	IPE300	150	1.2	-	-	0.78	0.89	0.91	985.2	722	1707.2
8	HE A300	290	290	IPE300	150	1.2	-	-	0.92/0.80	0.95	0.87	922	722	1644
9	HE A260	350	150	IPE300	150	1.2	-	-	0.83/0.80	0.91	0.89	760.2	723	1483.2
10	HE A260	350	150	IPE300	130	1.2	-	-	0.84/0.80	0.95	0.94	760.2	721.7	1481.9
11	HE A260	350	150	IPE300	200	1.2	-	-	0.81/0.80	0.93	0.89	760.2	725.5	1485.7
12	HE A260	350	150	IPE300	240	1.2	-	-	0.81/0.80	0.91	0.92	760.2	728.2	1488.4
13	HE A260	330	170	IPE300	150	1.2	-	-	0.68/0.84	0.95	0.89	760.2	723	1483.2
14	HE A260	330	170	IPE300	240	1.2	-	-	0.66/0.84	0.92	0.91	760.2	728.2	1488.4
15	HE A260	310	190	IPE300	150	1.2	-	-	0.66/0.83	0.91	0.92	760.2	723	1483.2
16	HE A280	390	150	IPE300	150	1.2	-	-	0.85/0.66	0.87	0.92	851.5	723	1574.5
17	HE A280	390	150	IPE270	244	1.2	-	-	0.97/0.72	1.16	1.3	851.5	637.4	1488.9
18	HE A280	390	150	IPE270	244	1.2	100	2.4	0.94/0.69	1.09	1.11	851.5	708.2	1559.7
19	HE A280	370	170	IPE270	244	1.2	100	2.4	0.70/0.71	1	1.1	851.5	732.6	1584.1
20	HE A340	330	330	IPE270	210	1.2	-	-	0.57	1.13	1.58	1168.4	653.2	1821.6
21	HE A340	330	330	IPE270	210	2.4	-	-	0.57	1.07	1.33	1168.4	675.4	1843.8
22	HE A340	330	330	IPE270	240	2.4	-	-	0.56	1.06	1.22	1168.4	684.3	1852.7
23	HE A340	330	330	IPE270	244	2.4	100	2.0	0.54	1	1.15	1168.4	703.1	1871.5
24	HE A240	330	130	IPE270	244	2.4	-	-	0.92/0.88	1.19	1.01	672.7	685.2	1357.9
25	HE A240	330	130	IPE270	244	2.4	150	2.0	0.91/0.83	1.22	0.97	672.7	710.5	1383.2
26	HE A240	290	170	IPE300	150	1.2	-	-	0.54/0.89	1.02	0.86	672.7	722	1394.7
27	HE A240	290	170	IPE300	100	1.2	-	-	0.54/0.89	1.02	0.95	672.7	718.6	1391.3
28	HE A240	290	170	IPE300	150	1.6	-	-	0.55/0.91	1.02	0.95	672.7	718.6	1391.3
29	HE A240	290	170	IPE300	274	1.6	-	-	0.52/0.92	0.98	0.64	672.7	746.4	1419.1
30	HE A240	330	130	IPE300	270	1.6	-	-	0.81/0.82	0.96	0.65	672.7	746.4	1419.1
31	HE A240	330	130	IPE300	274	2.0	-	-	0.79/0.82	0.93	0.66	672.7	763.7	1436.4
32	HE A240	346	114	IPE300	274	1.6	-	-	1.05/0.78	0.95	0.66	672.7	746.4	1419.1
33	HE A240	346	114	IPE300	274	2.0	-	-	0.95/0.79	0.92	0.66	672.7	763.7	1436.4
34	HE A240	330	130	IPE330	-	-	-	-	0.79/0.74	0.83	0.88	672.7	794.9	1467.6
35	HE A240	290	150	IPE330	-	-	-	-	0.62/0.78	0.83	0.87	672.7	794.9	1467.6
36	HE A240	310	150	IPE360	-	-	-	-	0.54/0.72	0.63	0.64	672.7	923	1595.7
37	HE A220	310	150	IPE360	-	-	-	-	0.93/0.82	0.67	0.59	563.2	923	1486.2
38	HE A220	310	110	IPE400	-	-	-	-	0.82/0.73	0.55	0.39	563.2	1072.8	1636
39	HE A240	330	130	IPE330	-	-	-	-	0.79/0.75	0.83	0.88	672.7	794.9	1467.6
40	HE A240	330	130	IPE330	-	-	-	-	0.79/0.91	0.83	0.88	672.7	794.9	1467.6

3.2.3 Αποτέλεσμα Ανάλυσης

Μετά το πέρας της συγκριτικής μελέτης, προέκυψαν ο παρακάτω βέλτιστος φορέας του Σχήματος 3.9.



Σχήμα 3.9: Προσομοίωση Τελικού Πλαισίου Δικλίνους Στέγης

Ο κρίσιμος έλεγχος επάρκειας κάθε μέλους σε Ο.Κ.Α., όπως προέκυψε από το πρόγραμμα, περιγράφεται ακολούθως στα Σχήματα 3.10 έως 3.13.

....:ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1)
 λόγος 36.13 στην θέση 1.462 m

Λόγος		
μέγιστο ποσοστό	1	28.85
μέγιστο ποσοστό	2	30.92
μέγιστο ποσοστό	3	42.77

==> Κατηγορία διατομής 3

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2)
 λόγος 5.07 στην θέση 1.462 m

Λόγος		
μέγιστο ποσοστό	1	7.32
μέγιστο ποσοστό	2	8.14
μέγιστο ποσοστό	3	11.20

==> Κατηγορία διατομής 1

The critical check is on position 3.992 m

Internal forces		
NEd	-47.86	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	-101.71	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-213.06	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Ιδιότητες διατομής

A	6.265784e+003	mm ²	Az/A	0.378
Ay/A	0.516		Iz	7.882127e+008
Iy	1.177806e+008	mm ⁴	Αυτό	2.837164e+005
Iyz	0.000000e+000	mm ⁴		
Iw	2.011289e+011	mm ⁶		
Wely	7.138220e+005	mm ³	Welz	9.852658e+004
Wply	8.050889e+005	mm ³	Wplz	1.537315e+005
cy	165.00	mm	cz	80.00
dy	-0.00	mm	dz	0.00

....:ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy	zz	
Τύπος μετάθεσης	μετάθετο	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	8.065	1.613	m
Συντελεστής λυγισμού k	2.80	1.00	
Μήκος λυγισμού Lcr	22.560	1.613	m
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	479.66	6279.45	kN
Λυγηρότητα	164.54	45.48	
Σχετική λυγηρότητα λ	2.15	0.60	
Περιορισμός λυγηρότητας λ,0	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	a	b	
Ατέλεια α	0.21	0.34	
Συντελεστής μείωσης χ	0.19	0.84	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	432.20	1867.29	kN

Πίνακας τιμών

A	6.2658e-03	m ²
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	432.20	kN
Έλεγχος μονάδος	0.11	-

Έλεγχος Στρεπτικού (-Καμπτικού) λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Πίνακας τιμών		
Μήκος λυγισμού σε στρέψη	1.613	m
Ncr,T	9131.66	kN
Ncr,TF	479.66	kN
Σχετική λυγηρότητα λ,T	2.15	
Περιορισμός λυγηρότητας λ,0	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	
Ατέλεια α	0.34	
A	6.2658e-03	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.18	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	408.08	kN
Έλεγχος μονάδος	0.12	-

Σχήμα 3.10: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας ζυγώματος σε Ο.Κ.Α.

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
	Θετική άξονα	*Θετική άξονα*
kyz	1.034	
kzy	0.873	
kzy	0.630	
kzz	1.106	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	6.2658e-03	m ²
Wy	8.0509e-04	m ³
Wz	1.5373e-04	m ³
NRk	2224.35	kN
My,Rk	285.81	kNm
Mz,Rk	54.67	kNm
My,Ed	-213.06	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm
Interaction Method 1		
Ma0	1072.42	kNm
reduced slenderness 0	0.52	
Psi y	-0.834	
Psi z	1.000	
Cmy,0	0.946	
Cmz,0	1.002	
Cmy	0.993	
Cmz	1.002	
CmLT	1.000	
my	0.918	
mz	0.999	
wy	1.128	
wz	1.500	
ηpl	0.022	
aLT	0.998	
bLT	0.000	
cLT	0.390	
dLT	0.000	
eLT	2.916	
Cyy	0.979	
Cyz	0.734	
Czy	0.909	
Czz	0.912	

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
	Θετική άξονα	*Θετική άξονα*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
Wy	8.0509e-04	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή Mφ	1594.28	kNm
Σχετική λυγρότητα λLT	0.42	
Όριο λυγρότητας λLT,0	0.40	

Μσφ Παράμετροι		
	Θετική άξονα	*Θετική άξονα*
LTB μήκος	1.613	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.49	
C2	0.01	
C3	0.98	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.11 + 0.77 + 0.00 = 0.88
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.12 + 0.47 + 0.00 = 0.68

Η λυγρότητα ή η ροπή κάμψης είναι τέτοια ώστε το φαινόμενο του Στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί

Σχήμα 3.11: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας ζυγώματος σε Ο.Κ.Α. (συνέχεια)

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:...

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1)
 λόγος 32.53 στην θέση 4.457 m

Λόγος		
	Θετική άξονα	*Θετική άξονα*
μέγιστο ποσοστό	1	49.08
μέγιστο ποσοστό	2	56.52
μέγιστο ποσοστό	3	86.32

==> Κατηγορία διατομής 1
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2)
 λόγος 7.94 στην θέση 4.457 m

Λόγος		
	Θετική άξονα	*Θετική άξονα*
μέγιστο ποσοστό	1	7.32
μέγιστο ποσοστό	2	8.14
μέγιστο ποσοστό	3	11.20

==> Κατηγορία διατομής 2
The critical check is on position 5.571 m

Internal forces		
	Θετική άξονα	*Θετική άξονα*
NEd	-105.42	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	40.44	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	215.59	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Ιδιότητες διατομής

A	8.290581e+003	mm ²	Az/A	0.262	
Ay/A	0.605		Iz	2.769210e+007	mm ⁴
Iy	1.499443e+008	mm ⁴	Αυτό	3.183883e+005	mm ⁴
Iyz	1.344605e-008	mm ⁴			
Iw	6.162497e+011	mm ⁶			
Wely	9.673829e+005	mm ³	Welyz	2.307675e+005	mm ³
Wply	1.064916e+006	mm ³	Wplz	3.528972e+005	mm ³
ey	0.00	mm	ez	3.75	mm
ey	0.00	mm	ez	0.00	mm

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:...

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού			
	yy	zz	
	Θετική άξονα	*Θετική άξονα*	*Θετική άξονα*
Τύπος μετάθεσης	μετάθετο	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	5.571	5.571	m
Συντελεστής λυγισμού k		1.00	
Μήκος λυγισμού Lcr	18.712	5.571	m
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	887.55	1849.31	kN
Λυγρότητα	139.14	96.39	
Σχετική λυγρότητα λ	1.82	1.26	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	a	b	
Ατέλεια α	0.21	0.34	
Συντελεστής μείωσης χ	0.26	0.45	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	778.83	1312.25	kN
VARH δεδομένα			
Ri'	0.00		
Rj'	8.14		
ξ	2.23		
α	2.09		

Πίνακας τιμών		
	Θετική άξονα	*Θετική άξονα*
A	8.2906e-03	m ²
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	778.83	kN
Έλεγχος μονάδος	0.14	-

Έλεγχος Στρεπτικού (-Καμπτικού) λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Πίνακας τιμών		
	Θετική άξονα	*Θετική άξονα*
Μήκος λυγισμού σε στρέψη	5.571	m
Ncr,T	3121.10	kN
Ncr,TF	1012.80	kN
Σχετική λυγρότητα λ,T	1.70	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	
Ατέλεια α	0.34	
A	8.2906e-03	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.28	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	814.53	kN
Έλεγχος μονάδος	0.13	-

Σχήμα 3.12: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος σε Ο.Κ.Α.

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62) Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
Θεωρητική δύσωση	*Θεωρητική δύσωση*	*Θεωρητική δύσωση*
k _{yy}	1.111	
k _{yz}	1.496	
k _{zy}	0.660	
k _{zz}	1.122	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	8.2900e-03	m ²
Wy	1.0649e-03	m ³
Wz	3.5290e-04	m ³
NRk	2943.16	kN
My,Rk	378.05	kNm
Mz,Rk	125.28	kNm
My,Ed	215.59	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	351.67	kNm
reduced slenderness 0	1.04	
Psi y	-0.005	
Psi z	1.000	
Cmy,0	1.016	
Cmz,0	1.014	
Cmy	1.003	
Cmz	1.014	
CmLT	1.052	
my	0.910	
mz	0.968	
wy	1.101	
wz	1.500	
ηpl	0.036	
aLT	0.998	
bLT	0.000	
cLT	0.987	
dLT	0.000	
eLT	0.463	
Cyy	0.980	
Cyz	0.458	
Czy	0.903	
Czz	0.927	

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
Θεωρητική δύσωση	*Θεωρητική δύσωση*	*Θεωρητική δύσωση*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
Wy	1.0649e-03	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	662.16	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ _{LT}	0.76	
Όριο λυγηρότητας λ _{LT,0}	0.40	
καμπύλη LTB	a	
Ατέλεια α _{LT}	0.21	
Συντελεστής μείωσης χ _{LT}	0.82	
Ανοχή λυγισμού M _{b,Rd}	310.03	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.70	-

Mcr Παράμετροι		
Θεωρητική δύσωση	*Θεωρητική δύσωση*	*Θεωρητική δύσωση*
LTB μήκος	5.571	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C1	1.88	
C2	0.00	
C3	0.94	

Σημείωση: Παράμετροι C σύμφωνα με το ENV 1993-1-1:1992 Παράρτημα F
 *Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.14 + 0.77 + 0.00 = 0.91
 *Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.13 + 0.46 + 0.00 = 0.59

Σχήμα 3.13: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος σε Ο.Κ.Α. (συνέχεια)

3.2.4 Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις

Λειτουργία κόμβου συμβολής υποστυλώματος-ζυγώματος: Τον πιο καθοριστικό ρόλο στη λειτουργία του πλαισίου και στη συμπεριφορά των μελών διαδραματίζει ο κόμβος συμβολής υποστυλωμάτων-ζυγώματος. Εφόσον διεξάγεται ελαστική ανάλυση, το μέγεθος του κόμβου που μας ενδιαφέρει για την ενσωμάτωση του στην ανάλυση είναι η δυσκαμψία του. Όταν αυξάνεται η διατομή του στύλου ή της ενίσχυσης ή όταν μειώνεται η διατομή του ζυγώματος, αυξάνεται η «ανάγκη» χρησιμοποίησης της δυσκαμψίας του κόμβου. Με άλλα λόγια, ο κόμβος λειτουργεί ως σημαντικά δύσκαμπτη στήριξη και παραλαμβάνει σημαντική ροπή, με αποτέλεσμα το διάγραμμα των ροπών να «ανεβαίνει». Σε διαφορετική περίπτωση, λειτουργεί ως περισσότερη εύκαμπτη στήριξη, με αποτέλεσμα το διάγραμμα ροπών να «κατεβαίνει».

Μηχανισμός κατάρρευσης - Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων: Εφόσον ο φορέας είναι ενός βαθμού ελευθερίας υπερστατικός, μηχανισμό κατάρρευσης έχουμε για το σχηματισμό δύο πλαστικών αρθρώσεων. Σύμφωνα με τις δοκιμές που προηγήθηκαν, συμπεραίνουμε ότι οι πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων είναι οι εξής:

1. Εμφάνιση στο ζύγωμα (μηχανισμός στέγης), κοντά στο μέσο του ζυγώματος (παραπλεύρως του κορυφιά), στη θέση της μέγιστης ροπής ανοίγματος. Εμφανίζεται όταν μειώνεται η δυσκαμψία του κόμβου, με αποτέλεσμα να «κατεβαίνει» το διάγραμμα ροπών.
2. Εμφάνιση στο ζύγωμα (μηχανισμός στέγης), στο άκρο της ακραίας ενίσχυσης, παραπλεύρως του κόμβου. Αυτός ο τύπος πλαστικής άρθρωσης εμφανίζεται

όταν τα υποστυλώματα έχουν πιο «ισχυρή» διατομή σε σχέση με εκείνη του ζυγώματος, με αποτέλεσμα να αυξάνεται η δυσκαμψία του κόμβου. Επιπλέον, η ακραία ενίσχυση αυξάνει λόγω δυσκαμψίας τα εντατικά μεγέθη στο άκρο, με αποτέλεσμα τα γειτονικά μη ενισχυμένα σημεία μειωμένης αδράνειας και δυσκαμψίας να μην επαρκούν.

3. Εμφάνιση στο υποστυλώμα (μηχανισμός ορόφου), κάτωθεν του κόμβου συμβολής με το ζύγωμα, όταν η διατομή ζυγώματος είναι πιο «ισχυρή» από την αντίστοιχη του υποστυλώματος.
4. Εμφάνιση στο υποστυλώμα (μηχανισμός ορόφου), σε κάποια κατώτατη καθ' ύψος θέση του υποστυλώματος, λόγω μειωμένης διατομής. Ο τύπος αυτός αστοχίας εμφανίζεται όταν κάποια κατώτατη διατομή του στύλου δεν επαρκεί στα αυξημένα εντατικά μεγέθη, που διαμορφώνει ο δύσκαμπτος κόμβος.

Για την τελική επιλογή: Η ελάχιστη διατομή που επαρκεί στο μέσο, μετά από δοκιμές, είναι η ΙΡΕ300, για την οποία έχουμε οριακή επάρκεια σε Ο.Κ.Α. στο μέσο, με μέγιστη ακραία ενίσχυση ύψους 274mm σε μεγάλο μήκος (2.00m). Επιπλέον, στην περίπτωση μικρότερης διατομής ζυγώματος, η διατομή του στύλου στον πόδα επαρκεί οριακά (συντελεστής επάρκειας 0.95), λόγω της αυξημένης ροπής που προκαλεί η ενίσχυση στον κόμβο. Με ανακατανομή της διατομής του στύλου, δημιουργείται πρόβλημα επάρκειας σε Ο.Κ.Α. στο στύλο στην κορυφή, λόγω μείωσης της δυσκαμψίας του κόμβου, αφού στην προηγούμενη περίπτωση η επάρκεια έναντι οριζοντίων βελών ήταν οριακή. Συνεπώς, διαπιστώθηκε, τελικά, ως καλύτερη λύση η εκλογή μεγαλύτερης διατομής για ολόκληρο το ζύγωμα, λύση μόλις κατά 2% πιο αντιοικονομική, το οποίο θεωρείται αμεληταίο, συνεκτιμώντας και το βιομηχανικό κόστος παραγωγής που απαιτείται για την ενίσχυση.

Ευστάθεια-Παραμορφώσεις Υποστυλωμάτων: Υπάρχουν δύο καθοριστικοί παράγοντες αστοχίας των υποστυλωμάτων. Ο πρώτος είναι η ευστάθεια, λόγω της συνδυασμένης κάμψης και θλίψης στην οποία υπόκεινται. Το γεγονός ότι αποτελούν μέλη μεταβλητής διατομής, καθιστά τον κίνδυνος αστοχίας ακόμα μεγαλύτερο, καθώς αυξάνονται τα εντατικά μεγέθη λόγω της δυσκαμψίας σε ορισμένες θέσεις, με αποτέλεσμα τα γειτονικά τους σημεία μειωμένης αδράνειας και δυσκαμψίας να μην μπορούν να ανταποκριθούν. Ωστόσο, στην περίπτωση μας, επιλέξαμε πολύ πυκνό σύστημα πλευρικής εξασφάλισης, με αποτέλεσμα η συμπεριφορά των υποστυλωμάτων έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού να εμφανίζεται σημαντικά βελτιωμένη, επιτρέποντας τη μείωση των διατομών του στύλου, τόσο στον πόδα (παρά τη μειωμένη διατομή του) όσο και στον πόδα (παρά τα αυξημένα εντατικά μεγέθη).

Εξ αυτού του λόγου, σε πολλές δοκιμές και στην τελική επιλογή διατομών, το κριτήριο για μη περαιτέρω μείωση των διατομών είναι ο έλεγχος των οριζοντίων βελών σε Ο.Κ.Α., καθώς η παραμορφωσιμότητα της κατασκευής στην οριζόντια δράση του εγκάρσιου ανέμου αποδεικνύεται κρίσιμη. Το μέγιστο οριζόντιο βέλος για τον τελικό βέλτιστο φορέα, όπως προκύπτει από την ανάλυση, έχει τιμή: $u = 37.4\text{mm}$ τιμή ίση με την μέγιστη επιτρεπόμενη. Η τιμή της μέγιστης επιτρεπόμενης τιμής προκύπτει, όπως ορίζεται στην παράγραφο 3.1.2.2 ($u_{\max} = 37.4\text{mm}$)

Συμπεριφορά Ζυγωμάτων: Στα ζυγώματα, κύρια δράση είναι η κάμψη που αναπτύσσεται περί τον ισχυρό άξονα. Με τη μείωση της διατομής ζυγώματος, ελατώνεται η ροπή στο μέσο του ανοίγματος, ενώ παράλληλα αυξάνεται η ροπή στον κόμβο. Η ανακατανομή αυτή των ροπών οφείλεται στο γεγονός ότι μειώνεται η δυσκαμψία ΕΙ του ζυγώματος, με αποτέλεσμα το μη ενισχυμένο ζύγωμα στο μέσο να παραλαμβάνει μικρότερη ροπή.

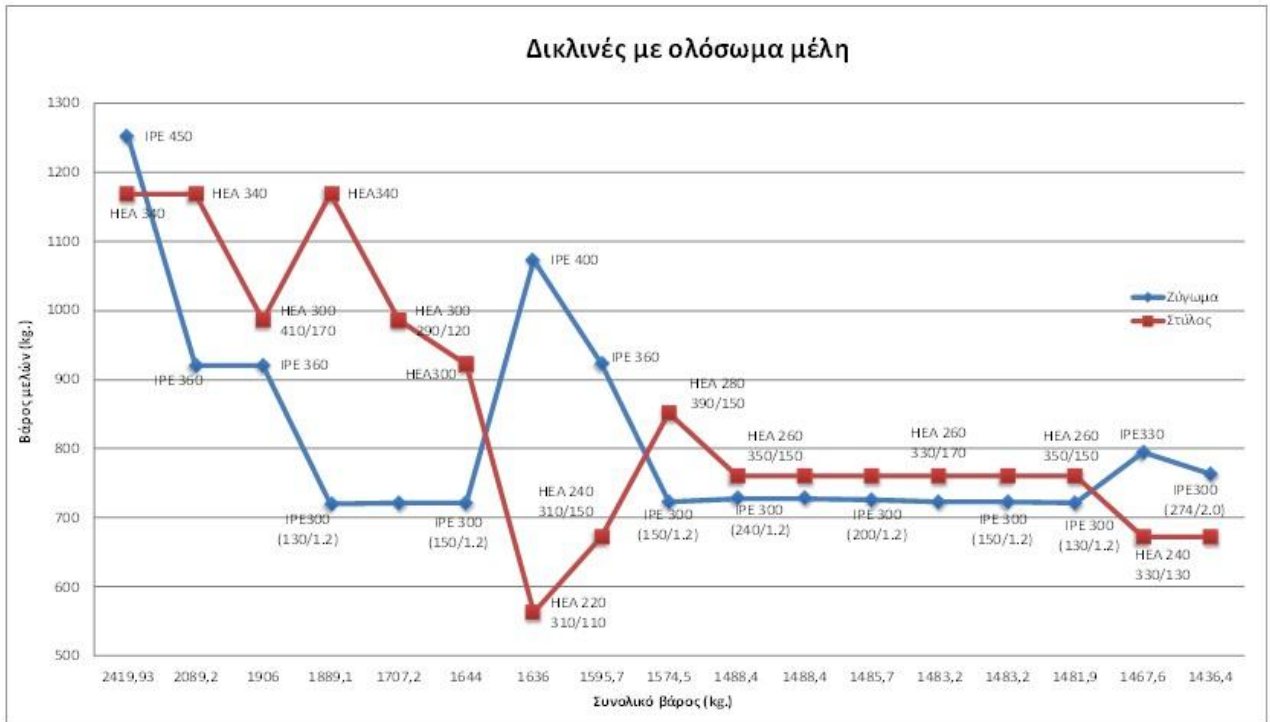
Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στο θέμα των ενδιάμεσων ενισχύσεων. Σε πολλές περιπτώσεις, λόγω της μορφής του διαγράμματος ροπών, προκύπτει στο μέσο ανάγκη ενίσχυσης σε πολύ μεγάλο μήκος. Σε αυτές τις περιπτώσεις, κρίνεται σκόπιμο, και για λόγους κατασκευαστικούς και για λόγους οικονομίας, πολλές φορές να επιλέξουμε μεγαλύτερη διατομή ζυγώματος συνολικά.

Λόγω της μεγάλης ροπής κάμψης περί τον ισχυρό άξονα και παρά των μικρών αξονικών δυνάμεων, δεν θα μπορούσαμε να έχουμε πιο αραιή πλευρική εξασφάλιση (π.χ. κάθε δεύτερη τεγίδα), επειδή υπάρχει ο κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού λόγω της μεγάλης ροπής κάμψης. Ο κίνδυνος αστοχίας για το τελικό ζύγωμα εμφανίζεται μεγαλύτερος στην ακραία διατομή και στην περίπτωση πιο αραιών πλευρικών στηρίξεων θα μπορούσε να αντιμετωπιστεί με ενίσχυση μικρού μήκους. Υπό αυτή τη βάση, ο κύριος φορέας που θα προέκυπτε θα ήταν ελαφρώς πιο αντιοικονομικός, παρά το γεγονός ότι μια ακραία ενίσχυση θα εξασφάλιζε τον απαραίτητο χώρο διαμόρφωσης της κοχλίωσης με το υποστύλωμα. Ο ακριβής έλεγχος του κόμβου, ωστόσο, και του χώρου που απαιτείται δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας.

Επιπλέον, αναπτύσσεται στο ζύγωμα κατακόρυφο βέλος $\delta=107.6mm$ στο μέσο του ανοίγματος, το οποίο ξεπερνά τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή $\delta_{max}=80.5mm$. Οπότε θεωρείται η θεώρηση κατάλληλου αντιβέλους: $\delta_0 = \delta - \delta_{max} = 107.6mm - 80.5mm = 27.1mm < \delta_{0,επ.} = 52.33mm$. Οι τιμές των μέγιστων επιτρεπόμενων τιμών προκύπτουν, όπως ορίζονται στην παράγραφο 3.1.2.2.

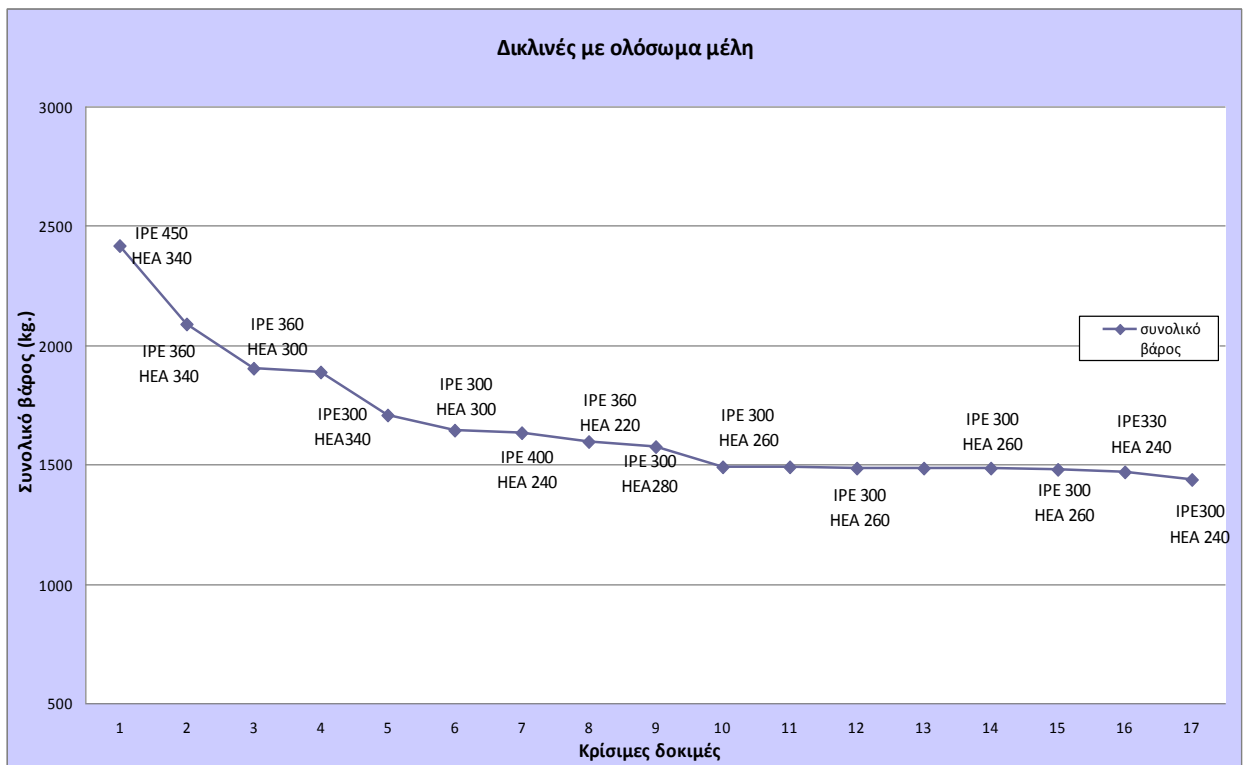
Διερεύνηση μεγαλύτερων υψών: Στην παρούσα περίπτωση με κλίση 7%, η καμπτική ροπή, σε περίπτωση ελαστικής ανάλυσης, στον κόμβο ζυγώματος-υποστυλώματος είναι αρκετά μεγάλη συγκριτικά με την αντίστοιχη που θα εμφανιζόταν σε μεγαλύτερα ύψη. Θα μπορούσε, λοιπόν, να εξεταστεί περαιτέρω η διερεύνηση των αποτελεσμάτων για μεγαλύτερη κλίση της στέγης. Ωστόσο, η περαιτέρω διερεύνηση, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας γίνεται, στη συνέχεια, στην περίπτωση τοξωτού ζυγώματος που θεωρείται ακόμα ευμενέστερη.

Σύγκριση αποτελεσμάτων: Παρατίθεται παρακάτω το Σχήμα 3.14, που δείχνει συγκεντρωτικά πως μεταβάλλονται τα βάρη των επιμέρους μελών, καθώς μειώνεται προοδευτικά το συνολικό βάρος. Στις παρενθέσεις των διατομών του στύλου, το ύψος άνω και κάτω της αντίστοιχης μεταβλητής διατομής σε χιλιοστά. Από το συγκεντρωτικό αυτό διάγραμμα, συμπεραίνουμε ότι η μείωση της διατομής του στύλου κατά το μέγιστο δυνατό συνεπάγεται μεγάλη αύξηση της διατομής ζυγώματος και, αντίστροφα, η αρχική μεγάλη διατομή στύλου μπορεί να δώσει μειωμένες διατομές ζυγώματος με σχετικά μικρή ενίσχυση. Αυτές, ωστόσο, αποτελούν ακραίες λύσεις και δεν μειώνουν στο επιθυμητό το συνολικό βάρος του φορέα. Η βέλτιστη λύση, με το επακόλουθο μειωμένο συνολικό βάρος, προκύπτει σε μία ενδιάμεση θέση των διατομών των μελών. Γίνεται, επίσης, φανερό ότι σημαντικές συνολικές μειώσεις έχουμε γενικά για μείωση των διατομών των μελών, ενώ η ακραία ενίσχυση ζυγώματος, μετρίου ύψους και μήκους, επηρεάζει ελάχιστα το συνολικό βάρος. Σημαντική συμβολή της ενίσχυσης στο συνολικό βάρος, έχουμε μόνο στην τελευταία δοκιμή με IPE (274/2.0), όπου η ενίσχυση μέγιστου δυνατού ύψους σε μεγάλο μήκος αυξάνει το βάρος του ζυγώματος σε τέτοιο σημείο, ώστε να μην απέχει πολύ από την μεγαλύτερη διατομή.



Σχήμα 3.14: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του βάρους των μελών συναρτήσει του συνολικού

Στο Σχήμα 3.15, παρουσιάζεται η προοδευτική μείωση του συνολικού βάρους του φορέα, μέσα από τη διαδικασία βελτιστοποίησης του παρόντος τύπου πλαισίου. Παρατηρούμε ότι προέκυψε τελικά μια σημαντική εξοικονόμηση υλικού ίση με 952.53kg., που ισοδυναμεί με ποσοστό 40% της αρχικής προμέτρησης.



Σχήμα 3.15: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του συνολικό βάρους στις πιο κρίσιμες δοκιμές

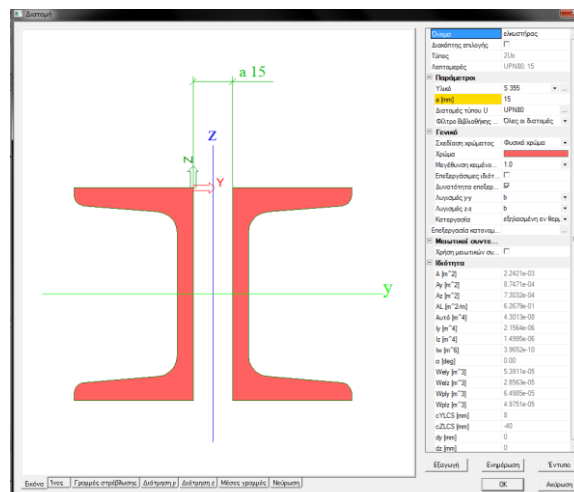
3.3 Πλαίσιο με ολόσωμα μέλη και ελκυστήρα δικλινούς στέγης με κλίση 7%

3.3.1 Μοντέλο προσομοίωσης πλαισίου

Αυτός ο τύπος πλαισίου αποτελείται από ένα ζύγωμα στηριζόμενο σε δύο υποστυλώματα και έναν ελκυστήρα στο άνοιγμα του ζυγώματος. Ο ελκυστήρας μπορεί να είναι οριζόντιος ή κεκλιμένος με κλίση s , να βρίσκεται εντός του κόμβου ή εκτός σε κατάλληλη απόσταση e_z από αυτόν. Η κλίση s και η απόσταση e_z περιορίζονται από τις λειτουργικές απαιτήσεις του κτιρίου. Κατά τη συγκριτική μελέτη του παρόντος κεφαλαίου, επιδιώκεται αφενός η βελτιστοποίηση των διατομών των μελών και τυχόν ενισχύσεων του ζυγώματος στο άκρο ή στο μέσο και αφετέρου η βελτιστοποίηση της κλίσης s ή/και της εκκεντρότητας e_z του ελκυστήρα.

Τα υποστυλώματα μεταβλητής διατομής και το ζύγωμα εισάγονται στο προσομοίωμα με τον ίδιο τρόπο, όπως στην προηγούμενη περίπτωση πλαισίου δικλινούς στέγης, χωρίς ελκυστήρα (Παράγραφος 3.2.1). Ο ελκυστήρας μορφώνεται από διπλή διατομή με μέλη της σειράς UPN. Θεωρούμε ότι από τον ελκυστήρα δεν αναρτώνται πρόσθετα φορτία, αλλά τα φορτία αυτά αναρτώνται απευθείας από τη στέγη, και συνυπολογίζονται στη μελέτη μέσω του φορτίου αναρτήσεων.

Στα παρακάτω Σχήμα 3.16, παρουσιάζεται ο ελκυστήρας, όπως προσομοιάζεται στο πρόγραμμα.



Σχήμα 3.16: Προσομοίωση Διατομής Ελκυστήρα στο Πρόγραμμα

Ως αρχική τιμή των δοκιμών θεωρήθηκαν και πάλι, για λόγους σύγκρισης αποτελεσμάτων, οι σταθερές διατομές: HEA 340 για τα υποστυλώματα και IPE 450 για τα ζυγώματα. Ο ελκυστήρας εισήχθηκε, αρχικά, στο προσομοίωμα οριζόντιος στο Κ.Β. των διατομών ζυγώματος-υποστυλώματος με διατομή 2UPN80 (την ελάχιστη της σειράς). Μετά την εισαγωγή των διατομών ελέγχεται το μήκος λυγισμού των μελών, το οποίο ορίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα, ανάλογα με τον τύπο πλαισίου (μεταθετό) στη διεύθυνση X και τις πλευρικές στηρίξεις στην διεύθυνση Y.

3.3.2 Πορεία που ακολουθήθηκε

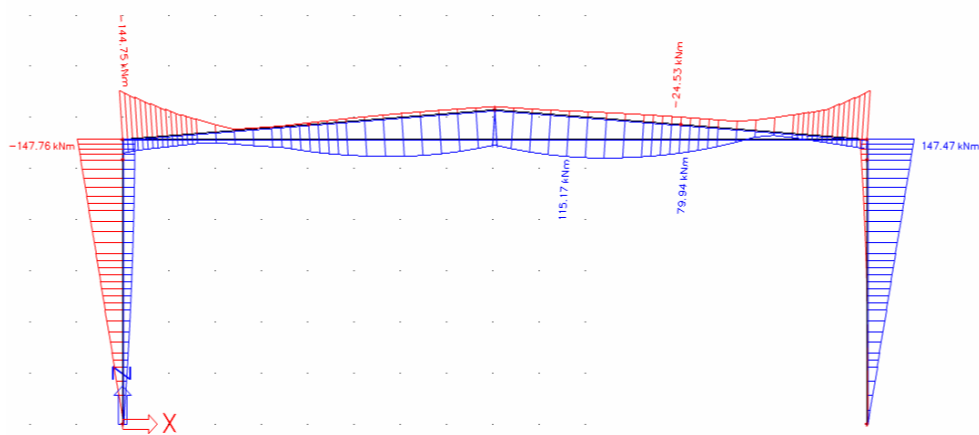
Από την επίλυση και την περιβάλλουσα αξονικών του αρχικού πλαισίου, παρατηρούμε ότι στο ζύγωμα αναπτύσσονται σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις, λόγω της παρουσίας του

ελκυστήρα, έτσι που η συμβολή τους στη συνολική καταπόνηση να είναι σημαντική. Οι καμπτικές ροπές εμφανίζονται σημαντικά μειωμένες, με τις μεγαλύτερες τιμές τους και πάλι στον κόμβο και στο μέσο του ανοίγματος. Το ζύγωμα διαστασιολογείται κατ'αρχήν με βάση τη συνδυασμένη ροπή και κάμψη στο μέσο και ελέγχεται εάν χρειάζεται κάποια ακραία ενίσχυση για να παραλάβει την επιπλέον ροπή στον κόμβο. Και στην περίπτωση αυτή επιδιώκεται ο ακριβής υπολογισμός του ύψους και του μήκους της ενίσχυσης, ώστε να ενισχύεται το ελάχιστο δυνατό τμήμα του ζυγώματος. Ο υπολογισμός γίνεται κατά τρόπο αντίστοιχο με την προηγούμενη περίπτωση (Παράγραφος 3.2.2). Ως αποτέλεσμα της μείωσης της διατομής ζυγώματος «ανεβαίνει» το διάγραμμα ροπών και κατά συνέπεια αυξάνονται τα εντατικά μεγέθη στον κόμβο.

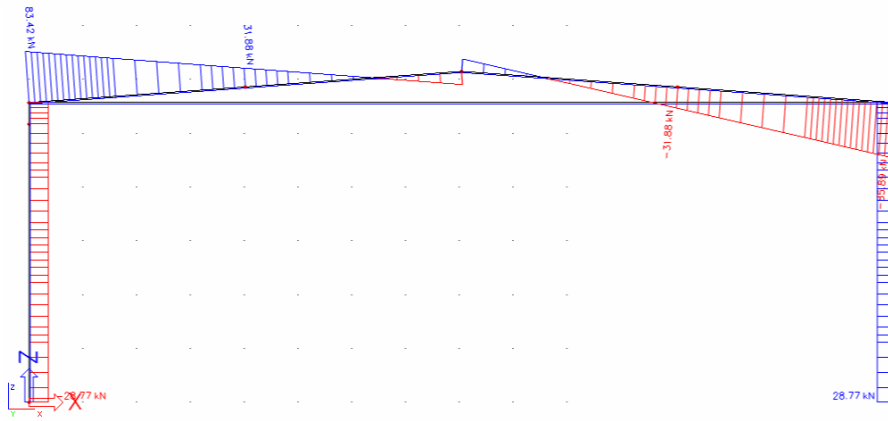
Επαναλαμβάνεται για το υποστύλωμα η διαδικασία που περιγράφεται στην Παράγραφο 3.2.2, για την περίπτωση απλού δικλινούς. Οι καμπτικές ροπές, ωστόσο, εμφανίζονται σημαντικά μειωμένες σε σχέση με την προηγούμενη περίπτωση, με αποτέλεσμα να μπορεί να μειωθεί κατά πολύ η διατομή του στύλου. Η αξονική του στύλου διατηρείται, γενικά, στα ίδια επίπεδα. Γενικά, η ανακατανομή των ροπών, καθώς μεταβάλλονται οι διατομές των μελών, πιθανόν να μην είναι κρίσιμη για το ζύγωμα, καθώς κύριο αίτιο αστοχίας του είναι ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, ως μέλος υπό συνδυασμένη κάμψη και θλίψη.

Δοκιμάζεται, στη συνέχεια, εκ νέου η μείωση κατά το δυνατόν της διατομής του ζυγώματος. Αυτό επιδιώκεται απομειώνοντας τα δύο αίτια που οδηγούν το ζύγωμα σε αστοχία: αφενός προσπαθώντας να μειωθεί η ροπή στο μέσο, αφετέρου να μειωθεί η αξονική σε ολόκληρο το ζύγωμα. Συνεπώς, εξετάζουμε την περίπτωση στύλου μεγάλης διατομής, ώστε να ανεβαίνει το διάγραμμα ροπών, και στη συνέχεια για τη μέγιστη αυτή τιμή του στύλου, αυξάνουμε τη διατομή του ελκυστήρα, ώστε να μειώνεται κατά το δυνατόν το εύρος ροπών. Ως αποτέλεσμα, το μέσο ζυγώματος ανακουφίζεται έναντι καμπτικής ροπής, επιβαρύνεται, όμως, λόγω της αξονικής που εισάγει ο ελκυστήρας. Η μέγιστη τιμή του στύλου θεωρείται η αρχική διατομή, εφόσον πρόκειται για μελέτη βελτιστοποίησης. Εναλλακτικά, μπορούμε να μειώσουμε τη διατομή του ελκυστήρα, ώστε να ανακουφίζεται έναντι αξονικής το ζύγωμα. Στην περίπτωση που είναι δυνατή αυτή η περαιτέρω μείωση του ζυγώματος, έχοντας ως δεδομένο την νέα ελάχιστη δυνατή διατομή για το ζύγωμα, βρίσκουμε τη ελάχιστη διατομή στύλου που επαρκεί. Οδηγούμαστε, δηλαδή, σε μια επαναληπτική διαδικασία.

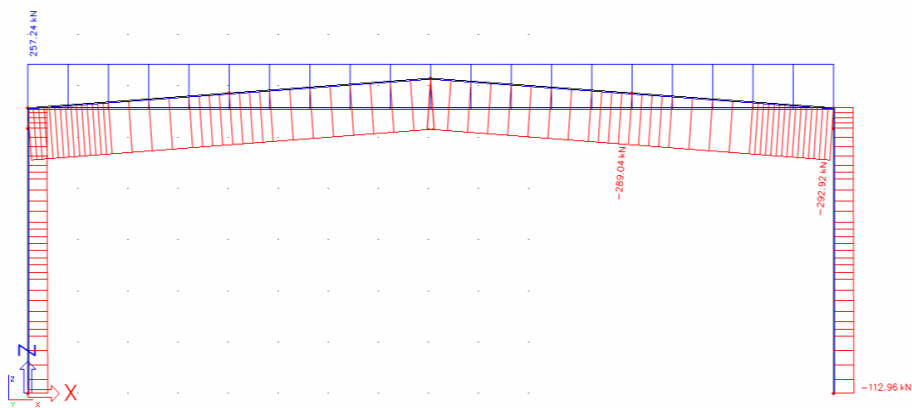
Ενδεικτικά τα εντατικά μεγέθη για πλαίσιο με ελκυστήρα στο Κ.Β. των μελών φαίνονται στα παρακάτω Σχήματα 3.17 έως 3.21.



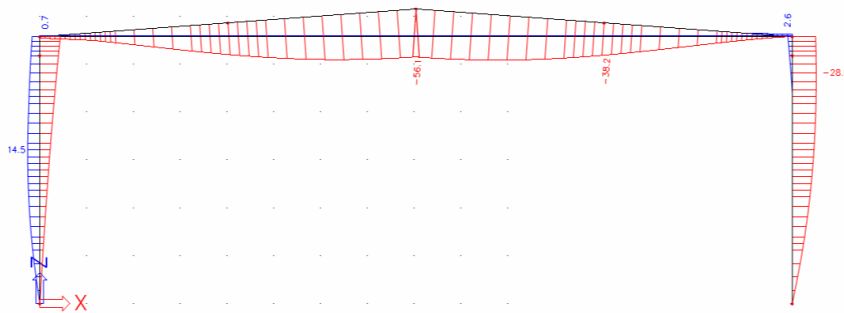
Σχήμα 3.17: Περιβάλλουσα Καμπτικών Ροπών M_y



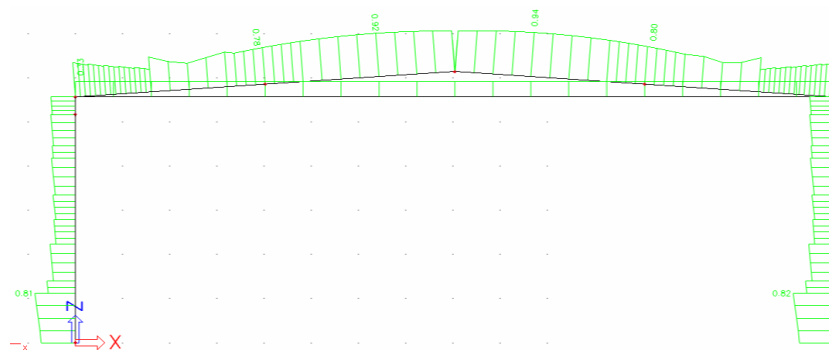
Σχήμα 3.18: Περιβάλλουσα Τεμνουσών Q



Σχήμα 3.19: Περιβάλλουσα Αξονικών N



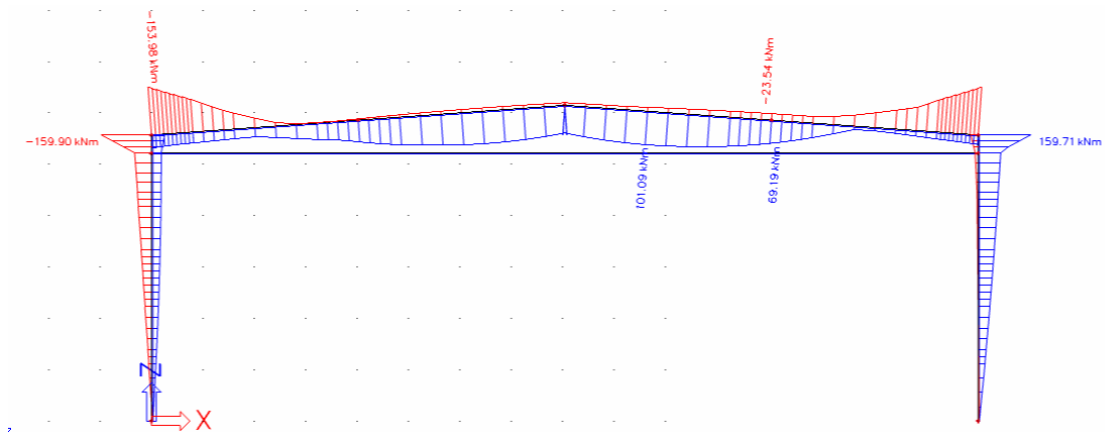
Σχήμα 3.20: Περιβάλλουσα Βελών uz



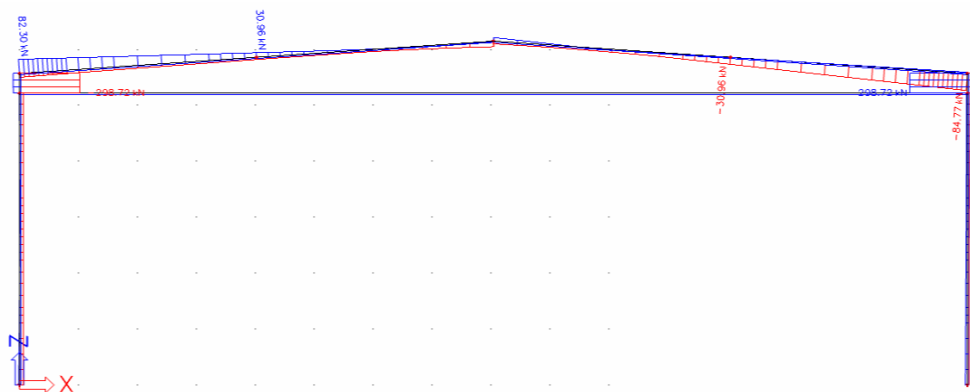
Σχήμα 3.21: Έλεγχος μελών σε Ο.Κ.Α.

Έχοντας βρει τις βέλτιστες διατομές για τον ελκυστήρα στο Κ.Β. των διατομών, εξετάζεται η περίπτωση ελκυστήρα με εκκεντρότητα. Με αυτό τον τρόπο, μειώνεται σε μεγάλο βαθμό η αξονική που χρειάζεται να παραλάβει ο ελκυστήρας, άρα και η αντίστοιχη αξονική που εισάγει στο ζυγώμα. Αναπτύσσεται, ωστόσο, μία επιπρόσθετη ροπή στον κόμβο, ίση με: $M = N_{ελκ.} * e_z$, η οποία παίρνει αυξημένες τιμές για μεγάλες εκκεντρότητες ή για μεγάλες αξονικές ελκυστήρα. Δημιουργείται, ακόμη, μια επιπλέον σημαντική τέμνουσα στην κορυφή του στύλου, στο ύψος του ελκυστήρα. Αυξάνουμε προοδευτικά την εκκεντρότητα του ελκυστήρα, έτσι ώστε να μειώνεται η αξονική του ζυγώματος και να ανεβαίνει συγχρόνως το διαγραμμα ροπών, ελατώνοντας τη ροπή στο μέσο. Ελέγχουμε σε ποια τιμή εκκεντρότητας, τα εντατικά μεγέθη μειώνονται τόσο, ώστε να έχουμε μικρότερη διατομή ζυγώματος. Στη θέση αυτή, ωστόσο, μπορεί να μην επαρκεί ο στύλος, λόγω της αυξημένης καμπτικής ροπής στο ύψος του κόμβου. Στην περίπτωση αυτή, δοκιμάζουμε τη μείωση της διατομής του ελκυστήρα, ώστε να μειωθεί η ροπή στον κόμβο. Ελέγχουμε, στη συνέχεια, εάν μπορούμε να μειώσουμε περαιτέρω τη διατομή του στύλου, μειώνοντας την εκκεντρότητα του ελκυστήρα ή τη διατομή του, ώστε να μειωθεί η καμπτική ροπή στον κόμβο. Αφού βρεθεί η βέλτιστη διατομή ζυγώματος και στύλου για αυτό το ύψος, αυξάνουμε την εκκεντρότητα, κατά τέτοια τιμή, ώστε να επαρκεί η μικρότερη διατομή ζυγώματος και επαναλαμβάνουμε την ίδια διαδικασία στο νέο ύψος. Οι δοκιμές σταματούν όταν η εκκεντρότητα φτάσει σε τέτοια ακραία τιμή, ώστε να μην ενδείκνυται πλέον για λόγους λειτουργικότητας.

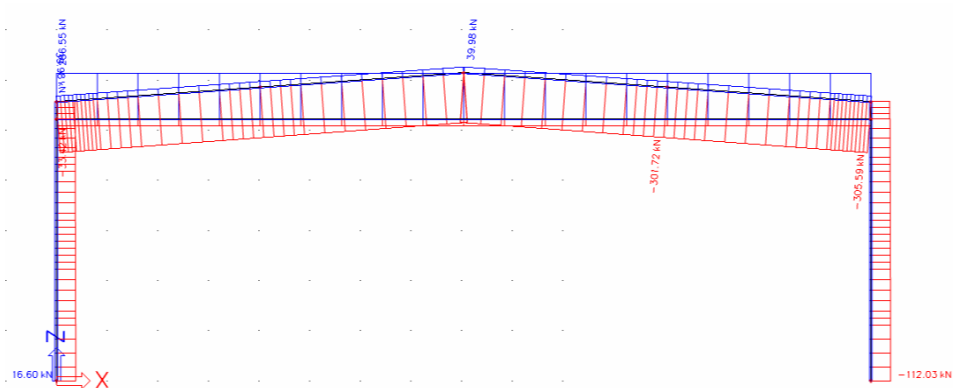
Ενδεικτικά, τα εντατικά μεγέθη για τον βέλτιστο συνδυασμό με ελκυστήρα σε εκκεντρότητα $e_z = 0.35m$, φαίνονται στα παρακάτω Σχήματα 3.22 έως 3.26.



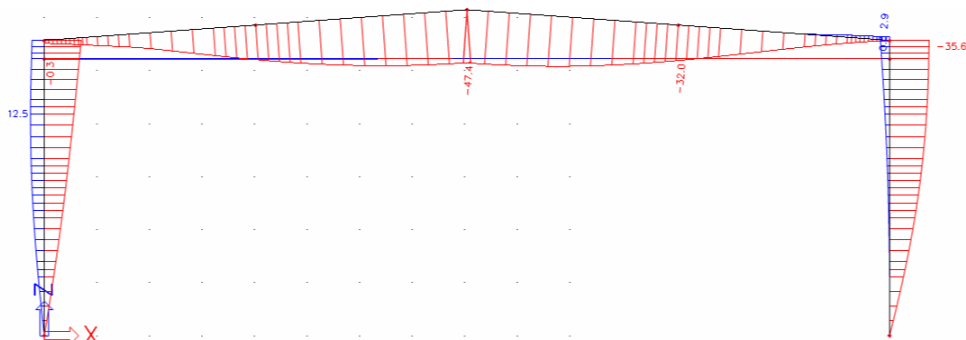
Σχήμα 3.22: Περιβάλλουσα Καμπτικών Ροπών M_y



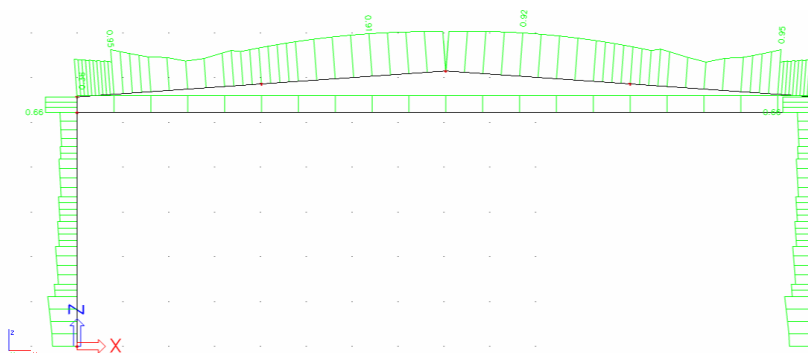
Σχήμα 3.23: Περιβάλλουσα Τεμνουσών Q



Σχήμα 3.24: Περιβάλλουσα Αξονικών N



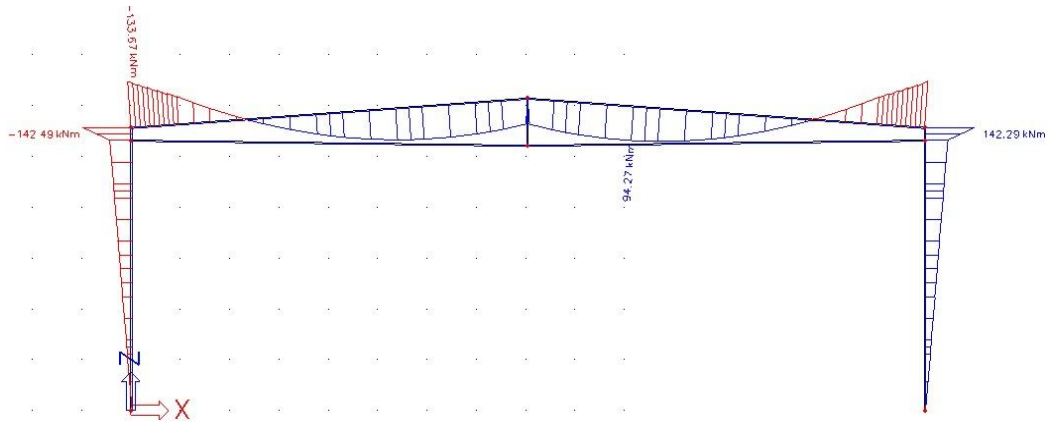
Σχήμα 3.25: Περιβάλλουσα Βελών uz



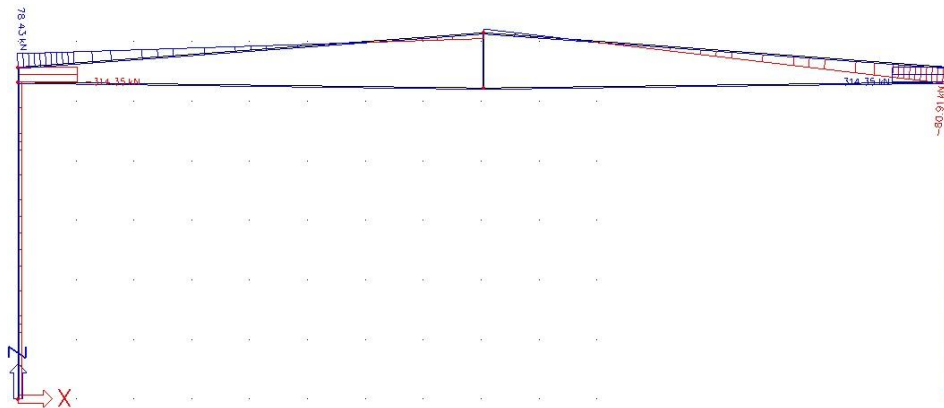
Σχήμα 3.26: Έλεγχος μελών σε Ο.Κ.Α.

Επόμενο βήμα είναι η διερεύνηση πιθανών βέλτιστων διατομών για *ελκυστήρα με κλίση στο Κ.Β. των διατομών ή σε εκκεντρότητα*. Προκειμένου να μην αναπτυχθούν βέλη κάμψης λόγω του ίδιου βάρους του ελκυστήρα, γεγονός που δεν θα τον καθιστούσε άμεσα ενεργό υπό τα κατακόρυφα φορτία, ο ελκυστήρας αναρτάται στο μέσο του. Για την ανάρτηση, λαμβάνεται γωνιακό διατομής L40*5. Στην περίπτωση αυτή, αποφεύγεται ή μειώνεται η αυξημένη καμπτική ροπή στον κόμβο λόγω εκκεντρότητας, ενώ παράλληλα ελατώνεται η θλίψη του ζυγώματος. Εξετάζουμε εάν μπορούν να μειωθούν περαιτέρω οι διατομές στύλου και ζυγώματος ή να επιτευχθούν οι ίδιες διατομές με μικρότερες ενισχύσεις ζυγώματος ή σε πιο βελτιωμένα ύψη. Προς αυτή την κατεύθυνση, ακολουθείται επαναληπτική διαδικασία, όπως περιγράφηκε και για τις προηγούμενες περιπτώσεις. Οι δοκιμές σταματούν και πάλι το κατώτερο σημείο του κεκλιμένου τμήματος, φτάσει σε τέτοιο ύψος, ώστε να μην ενδείκνυται πλέον για λόγους λειτουργικότητας.

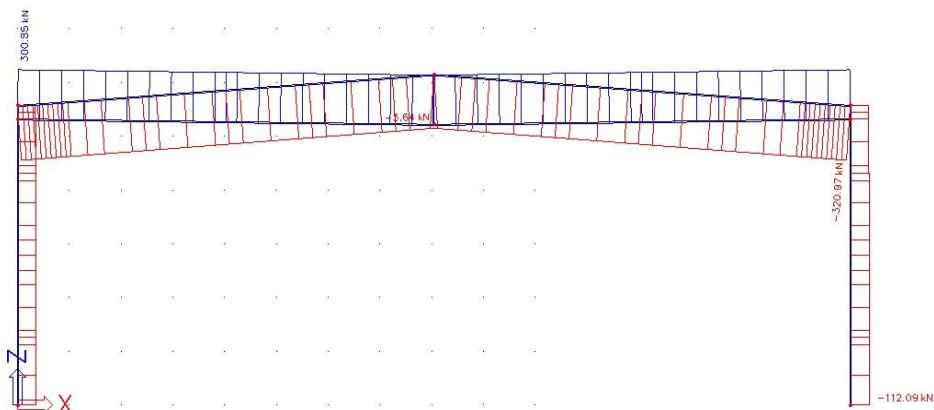
Τα εντατικά μεγέθη για το βέλτιστο συνδυασμό με ελκυστήρα σε εκκεντρότητα $e_z = 0.25m$ και κλίση σε ύψος $h=0.10m$ φαίνονται στα παρακάτω Σχήματα 3.27 έως 3.31.



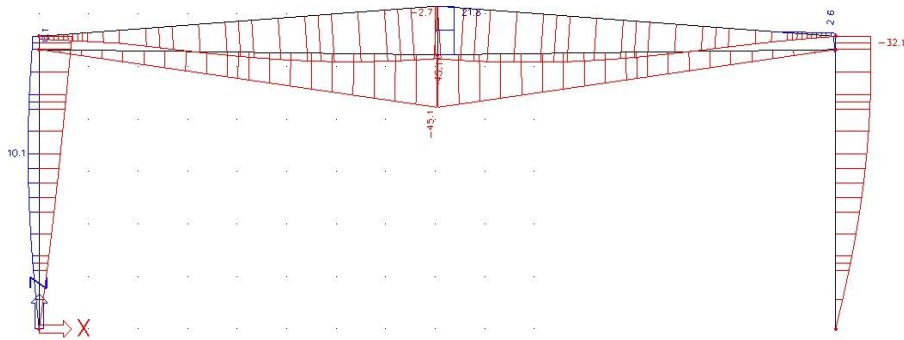
Σχήμα 3.27: Περιβάλλουσα Καμπτικών Ροπών M_y



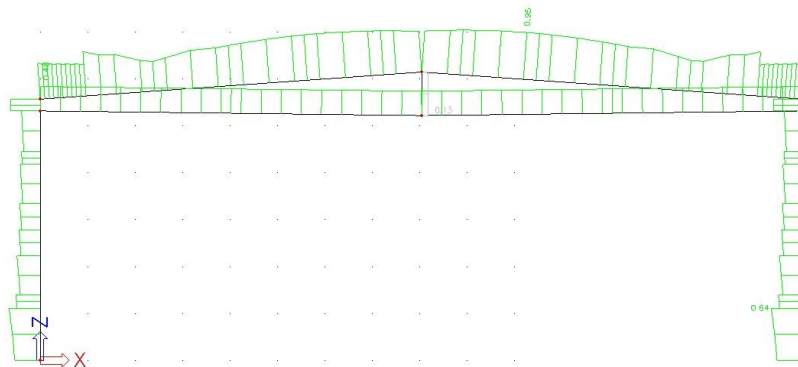
Σχήμα 3.28: Περιβάλλουσα Τεμνουσών Q



Σχήμα 3.29: Περιβάλλουσα Αξονικών N



Σχήμα 3.30: Περιβάλλουσα Βελών uz



Σχήμα 3.31: Έλεγχος μελών σε Ο.Κ.Α.

Οι διαφορές της συνολικής προμέτρησης υλικών σε σχέση με τον προηγούμενο φόρμα, που προέκυψε με ελκυστήρα σε εκκεντρότητα, είναι πολύ μικρές, αλλά αντίθετα στην συγκεκριμένη περίπτωση στην ενίσχυση του ζυγώματος εξασφαλίζεται ο απαιτούμενος χώρος για τη σύνδεση του ελκυστήρα. Διαφορετικά, για μεγαλύτερη εκκεντρότητα ελκυστήρα και μικρή ενίσχυση ζυγώματος, απαιτείται η προσθήκη επιπλέον ελάσματος, στο ύψος του ελκυστήρα, για τη σύνδεση του στον κόμβο. Γι' αυτό το λόγο, ως βέλτιστη λύση κρίνεται η τελευταία περίπτωση.

Αναλυτικά, οι κρισιμότερες επαναλήψεις που πραγματοποιήθηκαν, παρουσιάζονται στους παρακάτω Πίνακες 3.3 και 3.4. Σημειώνονται με κόκκινη γραμματοσειρά οι δοκιμές που τα μέλη δεν επαρκούν σε Ο.Κ.Α., ενώ με κίτρινη οι δοκιμές που τα μέλη δεν επαρκούσαν οριακά. Σε κίτρινο φόντο είναι οι δοκιμές, όπου οι στύλοι δεν επαρκούν σε Ο.Κ.Α. Η βέλτιστη διατομή σε κάθε περίπτωση σημειώνεται με πράσινο φόντο.

Πίνακας 3.3:Εντατικά μεγέθη για επαναλήψεις βελτιστοποίησης σε δικλινές πλαίσιο με ελκυστήρα

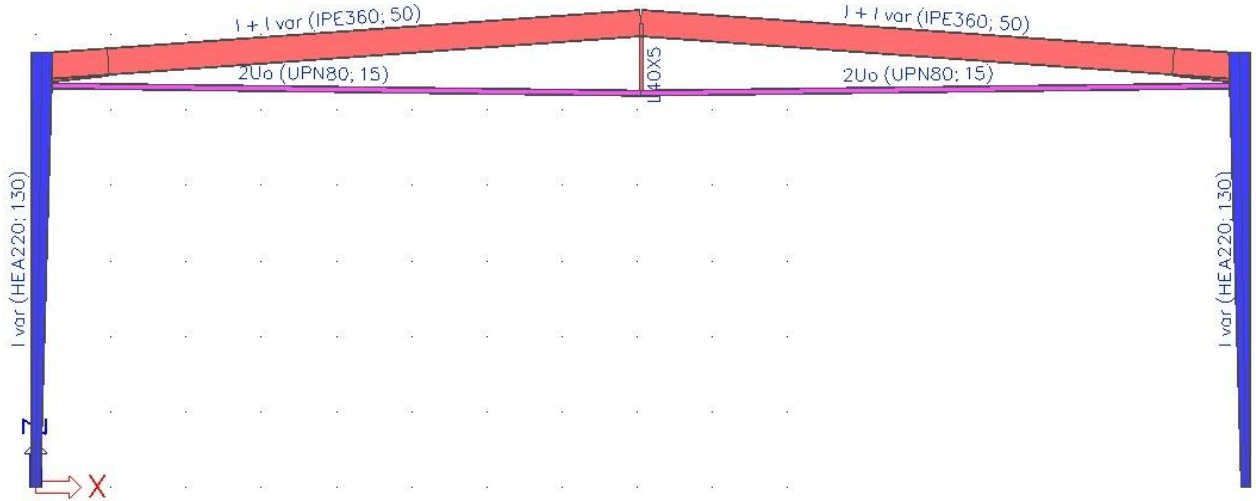
A/A	Διατομή Στόλου			Διατομή Ζυγίσματος	Διατομή εντάσεως (άκρο)		Διατομή Ελκυστήρα	Χαρακτηριστικά Ελκυστήρα	Εντατικά μεγέθη Στόλου			Εντατικά μεγέθη Ζυγίσματος			Εντατικά μεγέθη Ελκυστήρα	
	Διατομή	h (mm)	h _{κέντρου} (mm)		h (mm)	l (m)			M (kNm ²)	Q (kN)	N (kN)	M άκρο (kNm)	M μέσο (kNm)	Q (kN)		N (kN)
1	HEA340	330	330	IRE450	-	-	-	-	-225.57	-40.49	-116.09	-214.78	193.40	105.17	-48.15	-
2	HEA340	330	330	IRE450	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-183.23	32.89	-118.43	-174.24	136.93	92.62	-215.85	175.81
3	HEA340	330	330	IRE360	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-187.09	33.58	-116.44	-176.76	99.42	87.46	-268.02	227.48
4	HEA340	330	330	IRE360	50	0.81	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-188.31	33.78	-116.46	-174.41	98.82	87.07	-266.7	225.93
5	HEA240	330	130	IRE360	50	0.81	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-138.99	26.82	-113.18	-132.36	112.17	83.58	-322.33	288.69
6	HEA240	330	130	IRE360	50	0.81	2UPN80	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-144.84	27.87	-112.77	-139.59	118.34	85.45	-296.35	261.59
7	HEA240	350	110	IRE360	50	0.81	2UPN80	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-145.07	28.34	-112.77	-142.32	117.35	85.6	-292.98	257.74
8	HEA240	350	110	IRE360	50	1.61	2UPN80	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-147.76	28.77	-112.96	-144.75	115.17	85.89	-292.92	257.24
9	HEA260	350	150	IRE360	50	1.21	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-151.12	28.89	-113.75	-143.52	106.49	84.34	-307.76	275.89
10	HEA260	350	150	IRE360	50	1.21	2UPN80	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-157.7	30.06	-113.33	-150.62	112.2	86.13	-286.78	249.8
11	HEA340	330	330	IRE330	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-184.28	33.08	-115.54	-173.38	86.70	84.7	-294.36	254.46
12	HEA340	330	330	IRE330	-	-	2UPN80	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-190.5	34.19	-115.59	-180.44	90.93	80.32	-271.83	230.75
13	HEA340	330	330	IRE330	50	0.81	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-191.33	34.34	-115.59	-167.14	86.07	84.66	-295.07	253.9
14	HEA340	330	330	IRE330	300	0.81	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-197.02	35.37	-115.66	-150.94	82.25	85.3	-287.17	244.97
15	HEA340	330	330	IRE330	300	1.61	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-207.58	37.27	-115.91	-162.58	79.16	86.3	-276.94	232.68
16	HEA260	350	150	IRE400	-	-	2UPN80	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-141.99	27.74	-114.05	-151.45	139.54	106.84	-260.72	225.95
17	HEA260	350	150	IRE400	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-136.57	26.79	-114.47	-146.01	133.21	107.32	-285.86	252.1
18	HEA240	350	110	IRE400	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-132.88	25.98	-113.95	-137.47	137.58	107.36	-300.02	267.11
19	HEA220	310	110	IRE400	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-111.89	21.85	-113.23	-115.34	147.2	107.65	-326.9	298.19
20	HEA200	270	110	IRE400	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-89.39	17.45	-112.62	-91.86	157.45	107.97	-355.56	331.32
21	HEA200	284	96	IRE400	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-90.74	17.99	-112.62	-94.44	156.32	107.93	-352.39	327.66
22	HEA200	284	96	IRE400	-	-	2UPN120	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-85.44	17	-113.21	-89.42	146.51	108.58	-386.98	363.28
23	HEA200	270	110	IRE400	-	-	2UPN120	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-84.14	16.52	-113.21	-86.86	147.68	108.62	-390.4	367.19
24	HEA200	270	110	IRE400	-	-	2UPN140	στο Κ.Β. Ζυγίσματος-στίλου	-80.09	18.19	-113.8	-86.27	139.14	109.25	-409.02	386.48
25	HEA200	280	100	IRE400	200	0.8	2UPN140	με εζ =-400mm	-153.89	317.73/14.22	-114.07	-128.13	99.66	84.22	-324.6	311.41
26	HEA240	350	110	IRE360	50	1.2	2UPN100	με εζ =-300mm	-163.62	301.52/18.31	-113.28	-159.7	92.15	84.69	-308.38	285.28
27	HEA220	310	110	IRE360	50	1.2	2UPN100	με εζ =-300mm	-154.62	320.41/16.91	-112.56	-147.68	94.44	83.33	-327.22	307.35
28	HEA220	310	110	IRE360	50	1	2UPN100	με εζ =-300mm	159.5	312.67/16.78	-112.5	-152.96	93.03	83.83	-319.5	301.1
29	HEA220	310	110	IRE360	50	1.2	2UPN100	με εζ =-325mm	-157.42	316.01/16.63	-112.56	-150.69	93.7	83.65	-322.83	303.61
30	HEA220	310	110	IRE360	50	1.2	2UPN100	με εζ =-350mm	-160.15	311.48/16.36	-112.56	-153.64	93.08	83.97	-318.32	299.72
31	HEA220	310	110	IRE360	30	1	2UPN100	με εζ =-350mm	-159.22	311.02/16.29	-112.5	-154.78	94.16	83.96	-317.85	299.4
32	HEA200	270	110	IRE360	50	1	2UPN100	με εζ =-350mm	157.04	305.89/15.47	-111.48	-148.8	100.68	84.32	-312.74	297.02
33	HEA200	270	110	IRE360	50	1	2UPN100	με εζ =-400mm	163.84	304.75/14.49	-111.89	-155.81	94.46	84.41	-311.6	297.94
34	HEA220	310	110	IRE360	30	1	2UPN80	με εζ =-350mm	-160.53	296.23/16.83	-112.08	-156.76	99.7	85.01	-303.1	283.37
35	HEA220	290	130	IRE360	30	0.8	2UPN80	με εζ =-350mm	-159.9	298.72/16.78	-112.03	-153.98	101.09	84.77	-305.59	286.55
36	HEA220	310	110	IRE360	50	1	2UPN80	με εζ =-300mm	159.81	289.03/17.51	-112.09	-153.99	99.03	84.81	-305.88	285.93
37	HEA220	310	110	IRE360	50	0.8	2UPN80	με εζ =-275mm	-153.71	307.28/17.77	-112.14	-147.48	101.4	84.27	-314.13	292.26
38	HEA220	310	110	IRE360	25	1.2	2UPN80	με εζ =-250mm	-150.55	310.43/18.04	-112.13	-146.77	103.06	84.03	-317.27	294.77
39	HEA260	350	150	IRE360	50	0.8	2UPN80	με εζ =-250mm	-167.49	20.12	-113.33	-166.02	94.06	85.74	-292.11	266.65
40	HEA340	330	330	IRE330	100	2.4	2UPN80	με εζ =-600mm	-219.49	296.26/17.81	-115.58	-203.44	75.93	88.79	-243.25	220.63
41	HEA340	330	330	IRE330	100	2.4	2UPN80	με εζ =-600mm	-200.9	236.38/17.66	-113.94	-198.68	90.38	89.24	-248.4	221.64
42	HEA240	350	110	IRE360	50	1.2	2UPN80	στο Κ.Β. με κλίση (η=0.289m)	-113.56	22.66	-112.96	-109.76	87.09	75.44	-310.2	281.55
43	HEA220	310	110	IRE360	50	1.2	2UPN80	στο Κ.Β. με κλίση (η=0.289m)	-95.87	19.62	-112.23	-88.83	92.43	72.86	-332.87	307.93
44	HEA220	310	110	IRE360	50	1.2	2UPN80	στο Κ.Β. με κλίση (η=0.471m)	-80.72	18.4	-112.26	-74.42	81.42	65.57	-318.73	297.26
45	HEA220	320	100	IRE360	30	1.2	2UPN80	στο Κ.Β. με κλίση (η=0.471m)	-80.71	18.5	-112.25	-77.55	81.17	67.71	-316.63	296.96
46	HEA220	310	110	IRE360	40	1	2UPN80	με εζ =-220mm και κλίση (η=0.150m)	-132.38	315.96/17.70	-112.18	-127.42	91.19	79.01	-322.45	301.29
47	HEA220	290	130	IRE360	20	0.8	2UPN80	με εζ =-300mm και κλίση (η=0.150m)	-142.90	307.27/16.45	-112.04	-137.59	79.95	80.25	-309.8	291.99
48	HEA220	290	130	IRE360	50	1	2UPN80	με εζ =-250mm και κλίση (η=0.100m)	-142.29	314.15/17.22	-112.09	-133.57	94.27	80.91	-320.97	300.85
49	HEA220	310	110	IRE360	50	1	2UPN80	με εζ =-300mm και κλίση (η=0.171m)	142.49/65.66	299.78/16.95	-112.21	-136.15	85.31	79.69	-306.28	288.03
50	HEA200	270	110	IRE360	50	1	2UPN80	με εζ =-300mm και κλίση (η=0.171m)	133.71/59.27	314.05/15.34	-111.6	-124.67	87.95	78.3	-320.48	305.16

Πίνακας 3.4: Συντελεστές επάρκειας σε Ο.Κ.Α., προμέτρηση υλικών για επαναλήψεις βελτιστοποίησης σε δικλινές πλαίσιο με ελκυστήρα

Α/Α	Διατομή Στόλου			Διατομή Ζυγώματος	Διατομή ενίσχυσης (άκρο)		Διατομή Ελκυστήρα	Χαρακτηριστικά Ελκυστήρα	Συντελεστές Επάρκειας Ο.Κ.Α.				Προμέτρηση Υλικών			
	διατομή	h όνω (mm)	h έσω (mm)		h (mm)	l (m)			Στόλου(κ/π)	Ζυγώματος(μ)	Ζυγώματος(ε)	Ελκυστήρα	Στόλο (kg)	Ζυγώματος (kg)	Ελκυστήρα (kg)	Συνολικά (kg)
1	HEA340	330	330	IPE450	-	-	-	-	0.4	0.38	0.45	-	1168.4	1251	-	2419.4
2	HEA340	330	330	IPE450	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.34	0.47	0.49	0.19	1168.4	1251	341	2760.4
3	HEA340	330	330	IPE360	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.37	0.89	1.21	0.24	1168.4	949.3	341	2498.7
4	HEA340	330	330	IPE360	50	0.81	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.37	0.81	0.92	0.24	1168.4	952	341	2461.4
5	HEA240	330	130	IPE360	50	0.81	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.65/0.49	1.1	1	0.24	672.7	962	341	1968.7
6	HEA240	330	130	IPE360	50	0.81	2UPN80	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.65/0.51	1.02	0.92	0.33	672.7	962	278.3	1908
7	HEA240	350	110	IPE360	50	0.81	2UPN80	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.85/0.49	0.98	0.92	0.33	672.7	950.7	341.9	1945.3
8	HEA240	350	110	IPE360	50	1.61	2UPN80	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.95/0.48	0.92	0.74	0.32	672.7	982.2	278.3	1932.2
9	HEA260	350	150	IPE360	50	1.21	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.59/0.49	1.01	0.98	0.29	760.2	950.7	341.9	2092.8
10	HEA260	350	150	IPE360	50	1.21	2UPN80	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.59/0.51	0.94	0.91	0.32	760.2	950.7	278.3	1989.2
11	HEA340	330	330	IPE330	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.38	1.27	1.56	0.26	1168.4	817.8	341	2327.2
12	HEA340	330	330	IPE330	-	-	2UPN80	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.37	1.18	1.48	0.25	1168.4	817.8	278.3	2264.5
13	HEA340	330	330	IPE330	50	0.81	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.39	1.49	1.71	0.26	1168.4	817.8	341	2327.2
14	HEA340	330	330	IPE330	300	0.81	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.4	1.37	1.46	0.25	1168.4	898.9	341	2378.3
15	HEA340	330	330	IPE330	300	1.61	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.4	1.35	1	0.24	1168.4	872.5	341	2381.9
16	HEA260	350	150	IPE400	-	-	2UPN80	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.83/0.46	0.65	0.68	0.29	747	1070.2	278.3	2095.5
17	HEA260	350	150	IPE400	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.82/0.44	0.67	0.71	0.26	747	1070.2	341	2158.2
18	HEA240	350	110	IPE400	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.75/0.44	0.69	0.7	0.27	672.7	1070.2	341	2083.9
19	HEA220	310	110	IPE400	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.77/0.51	0.77	0.71	0.31	563.2	1070.2	341	1974.4
20	HEA200	270	110	IPE400	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.86/0.64	0.87	0.71	0.34	471.3	1070.2	341	1882.5
21	HEA200	284	96	IPE400	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	1.03/0.63	0.86	0.71	0.34	471.3	1070.2	341	1882.5
22	HEA200	284	96	IPE400	-	-	2UPN120	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	1.03/0.60	0.93	0.77	0.3	471.3	1070.2	429.4	1970.9
23	HEA200	270	110	IPE400	-	-	2UPN120	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.82/0.62	0.93	0.77	0.3	471.3	1070.2	429.4	1970.9
24	HEA200	270	110	IPE400	-	-	2UPN140	στο Κ.Β. Ζυγώματος-στόλου	0.85/0.58	0.97	0.82	0.27	471.3	1070.2	515.3	2056.8
25	HEA200	280	100	IPE400	200	0.81	2UPN140	με εζ =-400mm	0.94/0.84	0.82	0.83	0.22	471.3	1070.2	515.3	2056.8
26	HEA240	350	110	IPE360	50	1.21	2UPN100	με εζ =-300mm	0.83/0.51	0.9	0.88	0.3	672.7	967.1	341	1980.8
27	HEA220	310	110	IPE360	50	1.21	2UPN100	με εζ =-300mm	0.86/0.66	0.97	0.91	0.32	563.2	967.1	341	1871.3
28	HEA220	310	110	IPE360	50	1	2UPN100	με εζ =-300mm	0.84/0.64	0.96	0.96	0.31	563.2	958.4	341	1862.6
29	HEA220	310	110	IPE360	50	1.21	2UPN100	με εζ =-325mm	0.85/0.65	0.96	0.9	0.31	563.2	967.1	341	1871.3
30	HEA220	310	110	IPE360	50	1.21	2UPN100	με εζ =-350mm	0.84/0.65	0.93	0.89	0.31	563.2	967.1	341	1871.3
31	HEA220	310	110	IPE360	30	1	2UPN100	με εζ =-350mm	0.84/0.65	0.93	0.92	0.31	563.2	958.3	341	1862.5
32	HEA200	270	110	IPE360	50	1	2UPN100	με εζ =-350mm	0.90/0.78	0.96	0.93	0.38	471.3	958.4	341	1770.7
33	HEA200	270	110	IPE360	50	1	2UPN100	με εζ =-400mm	0.85/0.78	0.93	0.94	0.31	471.3	958.4	341	1770.7
34	HEA220	310	110	IPE360	30	1	2UPN80	με εζ =-350mm	0.86/0.66	0.9	0.89	0.36	563.2	958.3	278.3	1799.8
35	HEA220	290	130	IPE360	30	0.81	2UPN80	με εζ =-350mm	0.87/0.66	0.92	0.96	0.36	563.2	961	278.3	1792.5
36	HEA220	310	110	IPE360	50	1	2UPN80	με εζ =-300mm	0.87/0.61	0.93	0.92	0.36	563.2	958.4	278.3	1799.9
37	HEA220	310	110	IPE360	50	0.81	2UPN80	με εζ =-275mm	0.90/0.63	0.96	0.86	0.36	563.2	967.1	278.3	1808.6
38	HEA220	310	110	IPE360	25	1.21	2UPN80	με εζ =-250mm	0.92/0.64	0.96	0.83	0.37	563.2	965.2	278.3	1806.7
39	HEA260	350	150	IPE360	50	0.81	2UPN80	με εζ =-250mm	0.51/0.34	0.87	0.97	0.34	760.2	950.8	278.3	1989.3
40	HEA340	330	330	IPE330	100	2.41	2UPN80	με εζ =-600mm	0.42	0.97	0.94	0.28	1168.4	879	278.3	2325.7
41	HEA340	330	330	IPE330	100	2.41	2UPN80	με εζ =-600mm	0.63/0.46	0.98	0.92	0.28	851.5	946.8	278.3	2076.6
42	HEA240	350	110	IPE360	50	1.21	2UPN80	στο Κ.Β. με κλίση (h=0.289m)	0.81/0.40	0.93	0.78	0.3	672.7	965.9	293.5	1932.1
43	HEA220	310	110	IPE360	50	1.21	2UPN80	στο Κ.Β. με κλίση (h=0.289m)	0.84/0.47	1.07	0.81	0.38	563.2	965.9	293.5	1822.6
44	HEA220	310	110	IPE360	50	1.21	2UPN80	στο Κ.Β. με κλίση (h=0.471m)	0.82/0.42	0.99	0.73	0.35	563.2	965.9	297	1826.1
45	HEA220	320	100	IPE360	30	1.21	2UPN80	στο Κ.Β. με κλίση (h=0.471m)	0.95/0.41	0.96	0.71	0.35	563.2	964.4	297	1824.6
46	HEA220	310	110	IPE360	40	1	2UPN80	με εζ =-220mm και κλίση (h=0.150m)	0.92/0.56	0.96	0.88	0.38	563.2	957.1	294.4	1814.7
47	HEA220	310	110	IPE360	20	0.81	2UPN80	με εζ =-300mm και κλίση (h=0.150m)	0.61/0.57	0.88	0.91	0.37	563.2	949.7	296.2	1809.1
48	HEA220	290	130	IPE360	50	1	2UPN80	με εζ =-250mm και κλίση (h=0.100m)	0.64/0.55	0.87	0.96	0.49	563.2	956.7	281.2	1801.1
49	HEA220	310	110	IPE360	50	1	2UPN80	με εζ =-300mm και κλίση (h=0.471m)	0.85/0.53	0.89	0.88	0.36	563.2	958.4	296.6	1818.2
50	HEA200	270	110	IPE360	50	1	2UPN80	με εζ =-300mm και κλίση (h=0.471m)	0.90/0.66	0.96	0.89	0.39	471.3	958.4	296.6	1726.3

3.3.3 Αποτέλεσμα Ανάλυσης

Μετά το πέρας της συγκριτικής μελέτης, προέκυψαν ο βέλτιστος φορέας που παρουσιάζεται στο παρακάτω Σχήμα 3.32.



Σχήμα 3.32: Προσομοίωση Τελικού Πλαισίου Δικλίνους Στέγης με Ελκυστήρα

Ο κρίσιμος έλεγχος επάρκειας κάθε μέλους σε Ο.Κ.Α., όπως προέκυψε από το πρόγραμμα, περιγράφεται ακολούθως στα Σχήματα 3.33 έως 3.36.

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 λόγος 37.33 στην θέση 5.645 m

λόνος		
μέγιστο ποσοστό	1	28.85
μέγιστο ποσοστό	2	30.92
μέγιστο ποσοστό	3	36.88

==> Κατηγορία διατομής 4
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 λόγος 4.98 στην θέση 5.645 m

λόνος		
μέγιστο ποσοστό	1	7.32
μέγιστο ποσοστό	2	8.14
μέγιστο ποσοστό	3	11.20

==> Κατηγορία διατομής 1
 The critical check is on position 2.151 m

Internal forces		
NEd	-315.30	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	-2.03	kN
TEd	0.00	kNm
Mx,Ed	94.27	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Ιδιότητες διατομής

A	7.288341e+003 mm ²	Az/A	0.376
Ay/A	0.517	Iz	1.043670e+007 mm ⁴
Iy	1.630567e+008 mm ⁴	Aυτό	3.759985e+005 mm ⁴
Iyz	-7.579816e+003 mm ⁴		
Iw	3.167801e+011 mm ⁶		
Wely	9.054932e+005 mm ³	Welz	1.227783e+005 mm ³
Wply	1.021630e+006 mm ³	Wplz	1.912646e+005 mm ³
cy	179.92 mm	cz	85.00 mm
dy	-0.00 mm	dz	0.00 mm

Combined bending, axial force and shear force check
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. και τον τύπο (6.31)
 Η κατάταξη διατομής είναι 1.

Πίνακας τιμών		
MNVy,Rd	362.68	kNm
MNVz,Rd	67.90	kNm

α 2.00 β 1.00
 Έλεγχος μονάδος 0.26

Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο διατομής!

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:.....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy		zz
	Τύπος μετάθεσης	μεταθ ετό	αμετάθ ετο
Μήκος Συστήματος L	8.085	1.613	m
Συντελεστής λυγισμού k	2.83	0.80	
Μήκος λυγισμού Lcr	22.791	1.290	m
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	650.63	1300.146	kN
Λυγηρότητα	152.37	34.09	
Σχετική λυγηρότητα λ	1.99	0.45	
Περιορισμός λυγηρότητας λ0	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	a	b	
Ατέλεια α	0.21	0.34	
Συντελεστής μείωσης χ	0.22	0.91	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	579.83	2347.64	kN

Πίνακας τιμών		
A	7.2883e-03	m ²
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	579.83	kN
Έλεγχος μονάδος	0.54	-

Σχήμα 3.33: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας ζυγώματος σε Ο.Κ.Α.

Έλεγχος Στρεπτικού (Καμπτικού) Λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Πίνακας τιμών		
Θεωρητική δύναμη	*Θεωρητική δύναμη*	*Θεωρητική δύναμη*
Μήκος λυγισμού σε στρέψη	1.613	m
N _{or,T}	11876.99	kN
N _{or,TF}	650.63	kN
Σχετική λυγρότητα λ,T	1.99	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	
Ατέλεια α	0.34	
A	7.2883e-03	m ²
Συντελεστής μείωσης γ	0.21	
Αποχή λυγισμού N _{b,Rd}	544.77	kN
Έλεγχος μονάδος	0.58	-

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
Θεωρητική δύναμη	*Θεωρητική δύναμη*	*Θεωρητική δύναμη*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
W _y	1.0216e-03	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	1600.26	kNm
Σχετική λυγρότητα λ,LT	0.48	
Όριο λυγρότητας λ,LT,0	0.40	

Μεγ Παράμετροι		
Θεωρητική δύναμη	*Θεωρητική δύναμη*	*Θεωρητική δύναμη*
LTB μήκος	1.613	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C1	1.04	
C2	0.02	
C3	1.00	

Η λυγρότητα ή η ροπή κάμψης είναι τέτοια ώστε το φαινόμενο του Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
 Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
Θεωρητική δύναμη	*Θεωρητική δύναμη*	*Θεωρητική δύναμη*
k _{yy}	1.105	
k _{yz}	0.684	
k _{zy}	1.432	
k _{zz}	1.602	
Δ M _y	0.00	kNm
Δ M _z	0.00	kNm
A	7.2883e-03	m ²
W _y	1.0216e-03	m ³
W _z	1.9126e-04	m ³
NR _k	2587.36	kN
M _{y,Rk}	362.68	kNm
M _{z,Rk}	67.90	kNm
M _{y,Ed}	94.27	kNm
M _{z,Ed}	0.00	kNm
Interaction Method 1		
M _{cr0}	1633.25	kNm
reduced slenderness 0	0.49	
Ψ _y	-0.508	
Ψ _z	1.000	
C _{my,0}	0.766	
C _{mz,0}	1.006	
C _{my}	0.908	
C _{mz}	1.006	
C _{mLT}	1.000	
υ _y	0.578	
υ _z	0.998	
w _y	1.128	
w _z	1.500	
n _{pl}	0.122	
a _{LT}	0.998	
b _{LT}	0.000	
d _{LT}	0.134	
e _{LT}	0.000	
e _{LT}	1.691	
C _{yy}	0.922	
C _{yz}	0.603	
C _{zy}	0.639	
C _{zz}	0.642	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.54 + 0.29 + 0.00 = 0.83
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.58 + 0.37 + 0.00 = 0.95

Σχήμα 3.34: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας ζυγώματος σε Ο.Κ.Α. (συνέχεια)

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:.....

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
Θεωρητική δύναμη	*Θεωρητική δύναμη*	*Θεωρητική δύναμη*
N _{Ed}	300.85	kN
V _{y,Ed}	0.00	kN
V _{z,Ed}	0.00	kN
T _{Ed}	0.00	kNm
M _{y,Ed}	0.00	kNm
M _{z,Ed}	0.00	kNm

Normal force check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.3. και τον τύπο (6.5)

Πίνακας τιμών		
Θεωρητική δύναμη	*Θεωρητική δύναμη*	*Θεωρητική δύναμη*
N _{t,Rd}	791.03	kN
Έλεγχος μονάδος	0.38	-

Combined bending, axial force and shear force check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1: 6.2.9.2 & 6.2.10 και τον τύπο (6.42)
 Η κατάαξη διατομής είναι 3.

Πίνακας τιμών		
Θεωρητική δύναμη	*Θεωρητική δύναμη*	*Θεωρητική δύναμη*
σ _N	-134.2	MPa
σ _{Myy}	0.0	MPa
σ _{Mzz}	0.0	MPa

ρ = 0.00 μέρος = 28
 Έλεγχος μονάδος = 0.38 -

Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο διατομής!

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:.....

Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο ευστάθειας!

Σχήμα 3.35: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας ελκυστήρα σε Ο.Κ.Α.

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1),
 λόγος 12.57 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θαμπητή έδραση	*Θαμπητή έδραση*	*Θαμπητή έδρα*
μέγιστο ποσοστό	1	28.85
μέγιστο ποσοστό	2	30.92
μέγιστο ποσοστό	3	36.08

==> Κατηγορία διατομής 1

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2),
 λόγος 8.05 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θαμπητή έδραση	*Θαμπητή έδραση*	*Θαμπητή έδρα*
μέγιστο ποσοστό	1	7.32
μέγιστο ποσοστό	2	8.14
μέγιστο ποσοστό	3	11.20

==> Κατηγορία διατομής 2

The critical check is on position 1.114 m

Internal forces		
Θαμπητή έδραση	*Θαμπητή έδραση*	*Θαμπητή έδρα*
NEd	-111.40	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	13.53	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	14.17	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Ιδιότητες διατομής

A	5.991284e+003	mm ²	Az/A	0.142
Ay/A	0.701		Iz	1.954448e+007
Iy	2.416738e+007	mm ⁴	Autó	2.106483e+005
Iyz	-2.468381e-009	mm ⁴		
Iw	8.920722e+10	mm ⁶		
Wely	3.310800e+005	mm ³	Welz	1.776769e+005
Wply	3.700196e+005	mm ³	Wplz	2.698625e+005
cy	0.00	mm	cz	3.50
dy	0.00	mm	dz	-0.00

Έλεγχος Στρεπτικού (Καμπητικού) Λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Πίνακας τιμών		
Θαμπητή έδραση	*Θαμπητή έδραση*	*Θαμπητή έδραση*
Μήκος λυγισμού σε στρέψη	1.393	m
N _{cr,T}	16395.70	kN
N _{cr,TF}	254.40	kN
Σχετική λυγρότητα λ,T	2.89	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	c	
Ατέλεια α	0.49	
A	5.9913e-03	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.10	
Ανοχή λυγισμού N _{b,Rd}	216.40	kN
Έλεγχος μονάδος	0.51	-

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
Θαμπητή έδραση	*Θαμπητή έδραση*	*Θαμπητή έδραση*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
Wy	3.7002e-04	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	2949.27	kNm
Σχετική λυγρότητα λ,LT	0.21	
Όριο λυγρότητας λ,LT,0	0.40	

Μεγ Παράμετροι

Θαμπητή έδραση	*Θαμπητή έδραση*	*Θαμπητή έδρα*
LTB μήκος	1.393	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.93	
C2	0.03	
C3	0.94	

Combined bending, axial force and shear force check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. και τον τύπο (6.31)
 Η καπάση διατομής είναι 2.

Πίνακας τιμών		
Θαμπητή έδραση	*Θαμπητή έδραση*	*Θαμπητή έδρα*
MNVy,Rd	131.36	kNm
MNVz,Rd	95.80	kNm

α 2.00 β 1.00

Έλεγχος μονάδος 0.11
 Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο διατομής!

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:.....

Έλεγχος καμπητικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού		yy	zz
Θαμπητή έδραση	*Θαμπητή έδραση*	*Θαμπητή έδραση*	*Θαμπητή έδραση*
Τύπος μετάθεσης	μεταθετό	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	5.321	1.393	m
Συντελεστής λυγισμού k	2.64	1.00	
Μήκος λυγισμού L _{cr}	14.032	1.393	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N _{cr}	254.40	20883.16	kN
Λυγρότητα	220.93	24.38	
Σχετική λυγρότητα λ	2.89	0.32	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	c	
Ατέλεια α	0.34	0.49	
Συντελεστής μείωσης χ	0.11	0.94	
Ανοχή λυγισμού N _{b,Rd}	226.64	1997.93	kN

Ειδοποίηση : η λυγρότητα 220.93 είναι μεγαλύτερη από 200.00 !

Πίνακας τιμών		
Θαμπητή έδραση	*Θαμπητή έδραση*	*Θαμπητή έδραση*
A	5.9913e-03	m ²
Ανοχή λυγισμού N _{b,Rd}	226.64	kN
Έλεγχος μονάδος	0.49	-

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
 Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
Θαμπητή έδραση	*Θαμπητή έδραση*	*Θαμπητή έδραση*
kyv	0.976	
kyz	0.647	
kzy	1.151	
kzz	1.392	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	5.9913e-03	m ²
Wy	3.7002e-04	m ³
Wz	2.6986e-04	m ³
NRk	2126.91	kN
My,Rk	131.36	kNm
Mz,Rk	95.80	kNm
My,Ed	14.17	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm
Interaction Method 1		
Mα0	1531.61	kNm
reduced slenderness 0	0.29	
Psi y	-0.014	
Psi z	1.000	
Cmy,0	0.679	
Cmz,0	1.001	
Cmy	0.872	
Cmz	1.001	
CmLT	1.000	
μy	0.590	
μz	1.000	
wy	1.118	
wz	1.500	
npl	0.052	
eLT	0.991	
bLT	0.000	
cLT	0.021	
dLT	0.000	
eLT	0.653	
Cyy	0.937	
Cyz	0.637	
Czy	0.698	
Czz	0.723	

Η λυγρότητα ή η ροπή κάμψης είναι τέτοια ώστε το φαινόμενο του Στρεπτοκαμπητικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί
 Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.49 + 0.11 + 0.00 = 0.60
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.51 + 0.12 + 0.00 = 0.64

Σχήμα 3.36: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος σε Ο.Κ.Α.

3.3.4 Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις

Συμπεριφορά Ζυγωμάτων: Ο ελκυστήρας, ο οποίος λειτουργεί μόνο όταν εφελκύεται, εισάγει σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις στο ζύγωμα, το οποίο, συνεπώς, καταπονείται έναντι συνδυασμένης θλίψης και κάμψης. Τα αίτια αυτά δρούν καταχραστικά το ένα ως προς το άλλο, χωρίς να ξέρουμε πιο είναι το κυρίαρχο αίτιο που θα ήταν καλύτερο να απομειωθεί κάθε φορά. Μείωση του εύρους ροπών πραγματοποιείται με αύξηση της διατομής του ελκυστήρα, ενώ μείωση της αξονικής πραγματοποιείται με μείωση της διατομής του ελκυστήρα. Λόγω μεταθετού αμφίarthρωτού πλαισίου, αυξάνεται σημαντικά το μήκος λυγισμού του ζυγώματος, το οποίο συνεπώς δεν μπορεί να παραλάβει σημαντική θλίψη. Εξ' αυτού του λόγου, η διατομή του ζυγώματος, σε αντίθεση με τη διατομή του στύλου, δεν μπορεί να μειωθεί σημαντικά.

Υπάρχει, κατά συνέπεια, η απαίτηση για μεγαλύτερες διατομές ζυγώματος, ώστε να επαρκούν έναντι ευστάθειας. Το κατακόρυφο βέλος στην περίπτωση αυτή προκύπτει μειωμένο και ικανοποιείται ο έλεγχος σε Ο.Κ.Λ., χωρίς τη χρήση αντιβέλους. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι απαιτείται μεγαλύτερη διατομή ζυγώματος, οπότε αυξάνεται η δυσκαμψία στο μέσο του ανοίγματος, ενώ παράλληλα μειώνεται η ροπή στο μέσο του ανοίγματος, όπου εμφανίζεται το μέγιστο βέλος.

Συμπεριφορά Υποστυλωμάτων: Η διάταξη με ελκυστήρα στη στάθμη των κόμβων συμβολής ζυγώματος- υποστυλώματος οδηγεί σε μείωση των καμπτικών ροπών υπό τα κατακόρυφα φορτία, καθώς και των πλευρικών ωθήσεων στη θεμελίωση. Η αξονική του στύλου εξαρτάται αποκλειστικά από τα κατακόρυφα φορτία και την κατακόρυφη αντίδραση που προκαλούν. Οπότε, για την ίδια περίπτωση στηρίξεων, παραμένει σε μεγάλο βαθμό η ίδια. Ως επακόλουθο, οδηγούμαστε, στα υποστυλώματα, σε σχετικά μικρές διατομές, καθώς ο στρεπτοκαμπτικός έλεγχος έναντι συνδυασμένης θλίψης και κάμψης εμφανίζεται πιο ευνοϊκός. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην παραμορφωσιμότητα των στύλων, η οποία αυξάνεται όσο πιο εύκαμπτο γίνεται το σύστημα. Επιπλέον, με μείωση της διατομής του στύλου, μεγαλύτερο φορτίο να χρειάζεται να παραληφθεί από το σύστημα ζύγωμα-ελκυστήρας.

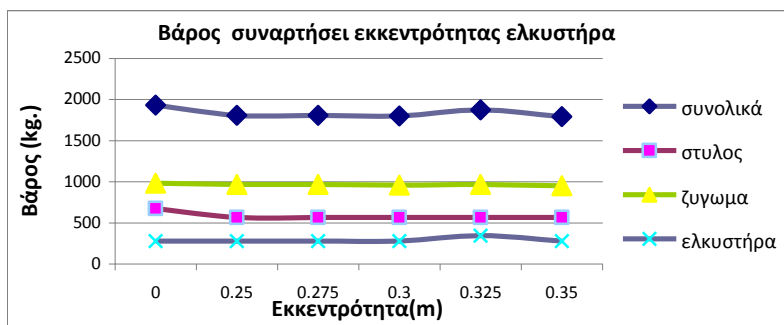
Συμπεριφορά Ελκυστήρα: Στη γενική περίπτωση, συνίσταται ο ελκυστήρας να παραμένει στην ελαστική περιοχή ακόμα και στην οριακή κατάσταση αστοχίας, καθώς ο σχηματισμός πλαστικός αρθρώσεων στα άκρα του θα τον καταστύσαν άμεσα ανενεργό. Το γεγονός αυτό θα υποχρέωνε το πλαίσιο να συμπεριφερθεί ως απλό δίστυλο πλαίσιο, χωρίς την παρουσία ελκυστήρα, με αποτέλεσμα πιθανός μηχανισμός ορόφου να προκληθεί λόγω της ανεπάρκειας των υποστυλωμάτων στα αυξημένα εντατικά μεγέθη.

Περίπτωση χωρίς εκκεντρότητα: Στην περίπτωση χωρίς εκκεντρότητα, δεν ασκούνταν καμία επιπρόσθετη δύναμη ή ροπή στον στύλο, καθώς η αξονική του ελκυστήρα δρούσε ως επικόμβια δύναμη σχεδόν παράλληλη με το ζύγωμα. Και, ως γνωστόν, επικόμβια δύναμη παράλληλη σε μέλος παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από το μέλος. Ως αποτέλεσμα, σε κάποιες περιπτώσεις, χρειάζονται μεγάλες διατομές στύλου στην κεφαλή, στο ύψος του κόμβου, έτσι ώστε να ανεβαίνει το διάγραμμα ροπών και να ανακουφίζεται το ζύγωμα (να μην οδηγούμαστε σε μεγάλες διατομές ζυγώματος και εύκαμπτα συστήματα).

Περίπτωση με εκκεντρότητα: Στην περίπτωση με ελκυστήρα σε εκκεντρότητα, ο αξονικός εφελκυσμός δεν μεταφέρεται απευθείας στο ζύγωμα ως θλίψη, αλλά μεταφέρεται αρχικά στον στύλο ως τέμνουσα μεγάλου μεγέθους. Με αυτό τον τρόπο, μειώνεται σε μεγάλο βαθμό η αξονική του ελκυστήρα, άρα και η αντίστοιχη αξονική που εισάγει στο ζύγωμα. Όσο μεγαλώνει η εκκεντρότητα του ελκυστήρα, αυξάνεται η ροπή στον κόμβο, με αποτέλεσμα να ανεβαίνει το διάγραμμα ροπών. Οπότε, έχουμε ευνοικότερες συνθήκες για το ζύγωμα στο μέσο του ανοίγματος και δυσμενέστερες συνθήκες για το στύλο στην

κορυφή. Με εκκεντρότητα, ωστόσο, η οριζόντια αντίδραση στην θεμελίωση μειώνεται ακόμα περισσότερο, οπότε επιτυγχάνεται γενικώς μείωση των διατομών του στύλου. Επιπλέον, το διάγραμμα ροπών ανεβαίνει και ανακουφίζεται το ζύγωμα έναντι ροπής, από την αυξημένη ροπή λόγω εκκεντρότητας. Όσο μεγαλώνει η εκκεντρότητα, η αξονική μειώνεται και η τελική ροπή στον κόμβο είναι συνάρτηση και των δύο παραγόντων.

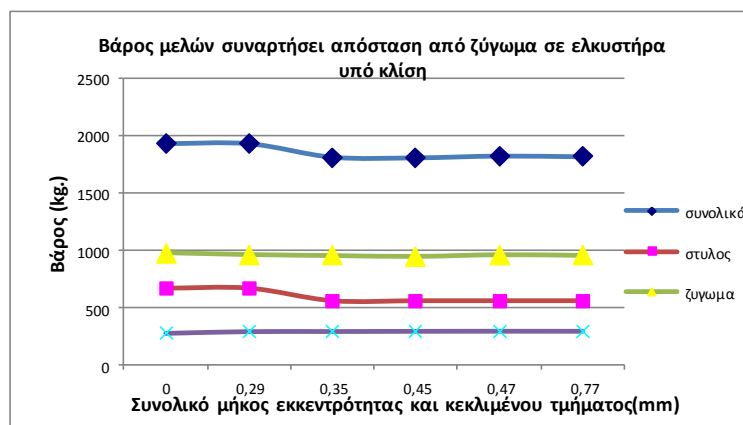
Παρατίθεται, ενδεικτικά στο παρακάτω διάγραμμα 3.30 πώς μεταβάλλεται το βάρος των μελών και το συνολικό συναρτήσει της εκκεντρότητας. Παρατηρούμε, ότι παρά την ανακούφιση του, η διατομή ζυγώματος δεν μπορεί να μειωθεί περαιτέρω, καθώς δεν επαρκεί η μικρότερη διατομή. Η μείωση του συνολικού βάρους οφείλεται στην μείωση του βάρους του στύλου, λόγω της μικρότερης ροπής.



Σχήμα 3.37: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του βάρους συναρτήσει της εκκεντρότητας

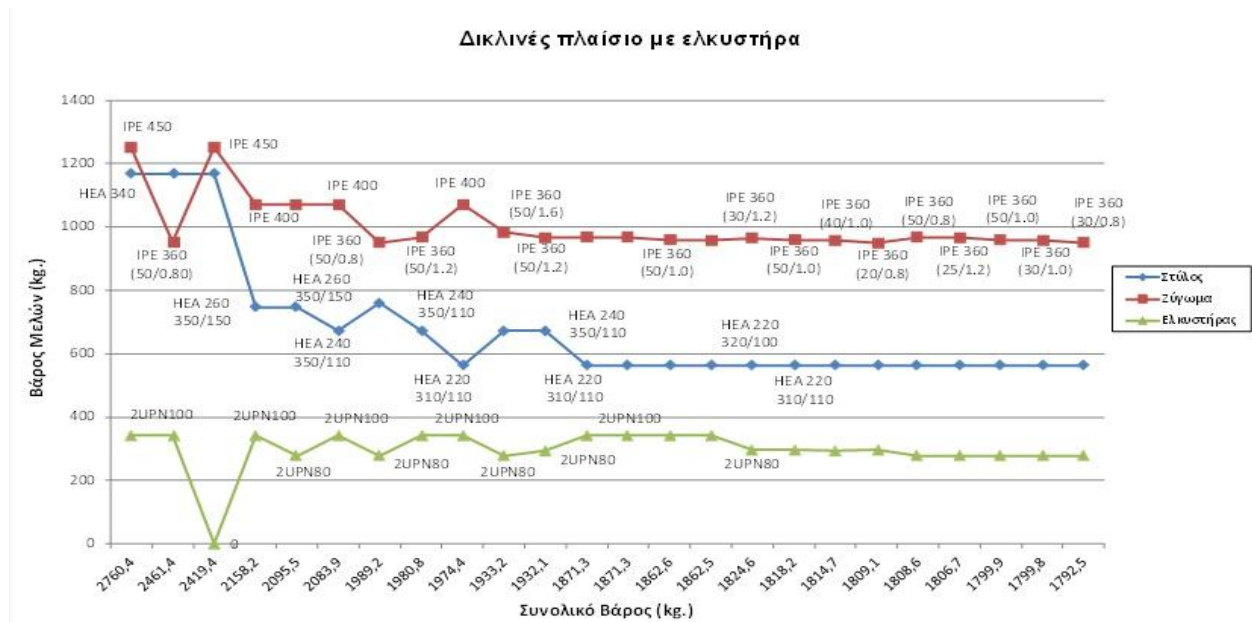
Περίπτωση με κλίση: Στην περίπτωση ελκυστήρα με κλίση στο Κ.Β. των διατομών ή σε εκκεντρότητα, επιτυγχάνεται μειωμένη θλίψη στο ζύγωμα, επειδή λόγω αύξησης της κλίσης ελκυστήρα-ζυγώματος, μεταβιβάζεται μικρότερη συνιστώσα της οριζόντιας αξονικής του ελκυστήρα. Επιπλέον, μειώνονται η καμπτική ροπή και η τέμνουσα στον κόμβο, λόγω δυνατότητας μείωσης των διατομών με μειωμένη εκκεντρότητα, με ανάλογη επιβάρυνση του μέσου ζυγώματος έναντι κάμψης.

Παρατίθεται, ενδεικτικά στο παρακάτω διάγραμμα 3.38 πώς μεταβάλλεται το βάρος των μελών και το συνολικό συναρτήσει του συνολικού μήκους εκκεντρότητας και κεκλιμένου τμήματος. Παρατηρούμε, και πάλι η μείωση του συνολικού βάρους οφείλεται στην μείωση του βάρους του στύλου. Εμφανίζονται, ωστόσο, αυξημένες εκκεντρότητες σε απαγορευτικά μεγάλο ύψος, χωρίς να μπορούν να μειωθούν περαιτέρω οι διατομές.



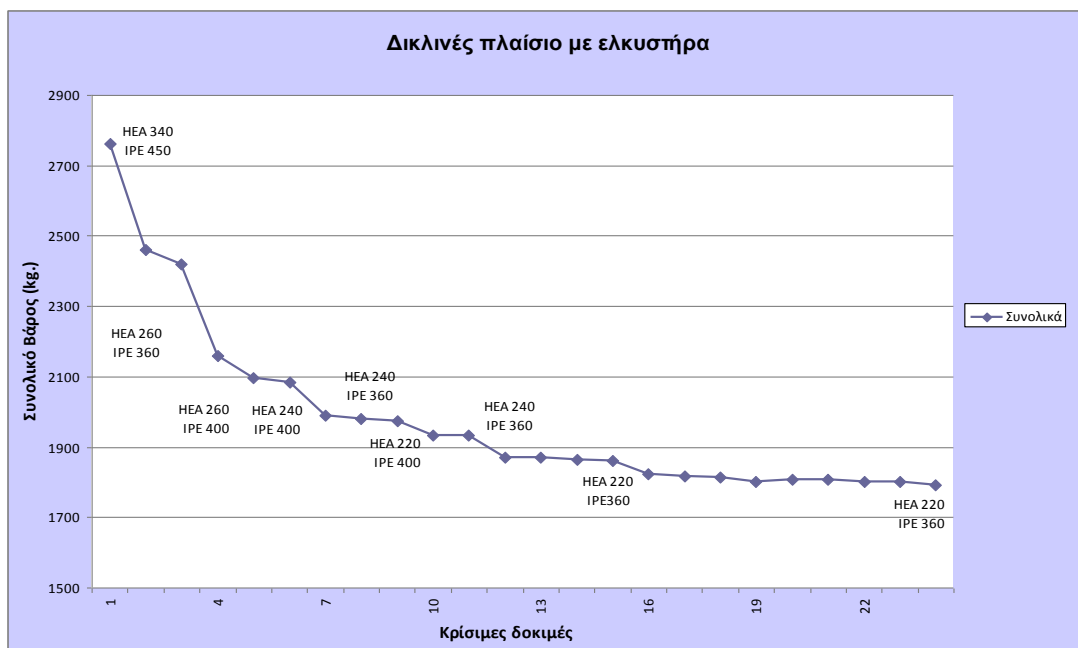
Σχήμα 3.38: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του βάρους συναρτήσει του συνολικού μήκους εκκεντρότητας και κεκλιμένου τμήματος

Σύγκριση αποτελεσμάτων: Παρατίθεται το συγκεντρωτικό διαγράμμα 3.39 μεταβολής των βαρών των επιμέρους μελών, καθώς μειώνεται προοδευτικά το συνολικό βάρος του φορέα. Στις παρενθέσεις των διατομών του ελκυστήρα, αναφέρεται σε μέτρα η αντίστοιχη εκκεντρότητα, ενώ στις παρενθέσεις των διατομών του στύλου, το ύψος άνω και κάτω της αντίστοιχης μεταβλητής διατομής σε χλυστά. Παρατηρούμε σημαντική μείωση της διατομής των υποστυλωμάτων, ενώ οι διατομές του ζυγώματος εμφανίζονται αυξημένες.



Σχήμα 3.39: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του βάρους των μελών συναρτήσει του συνολικού

Στο Σχήμα 3.40, παρουσιάζεται η προοδευτική μείωση του συνολικού βάρους του φορέα, μέσα από τη διαδικασία βελτιστοποίησης του παρόντος τύπου πλαισίου, με τελική εξοικονόμηση υλικού 6218.3kg., δηλαδή ποσοστού 26% της αρχικής προμέτρησης.



Σχήμα 3.40: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του συνολικού βάρους στις πιο κρίσιμες δοκιμές

3.4 Τοξωτό πλαίσιο μεταβητού ύψους με ολόσωμα μέλη

3.4.1 Μοντέλο προσομοίωσης πλαισίου

Αυτός ο τύπος πλαισίου αποτελείται από ένα ζυγώμα τοξωτής μορφής, στηριζόμενο σε δύο υποστυλώματα μεταβλητής διατομής. Εξετάζονται και οι δύο περιπτώσεις, παρουσίας ή μη ελκυστήρα στο ανοίγμα του ζυγώματος. Ο ελκυστήρας μπορεί και στην περίπτωση αυτή να βρίσκεται εντός του κόμβου ή εκτός σε κατάλληλη απόσταση e_z από αυτόν, σε αποδεκτά όρια από άποψη λειτουργικότητας του κτιρίου. Κατά τη συγκριτική μελέτη του παρόντος κεφαλαίου, επιδιώκεται αφενός η βελτιστοποίηση των διατομών των μελών και τυχόν ενισχύσεων του ζυγώματος στο άκρο ή στο μέσο και αφετέρου η βελτιστοποίηση του ύψους h του τόξου και της εκκεντρότητας e_z του ελκυστήρα. Διερευνάται η συμπεριφορά του πλαισίου για μια ευρύα διακύμανση του ύψους f του τόξου από το ύψος $L/20=0.80\text{m}$ μέχρι το ύψος $L/5=3.20\text{m}$, με αντίστοιχα ύψη κορφιά h από 6.40m έως 8.80m.

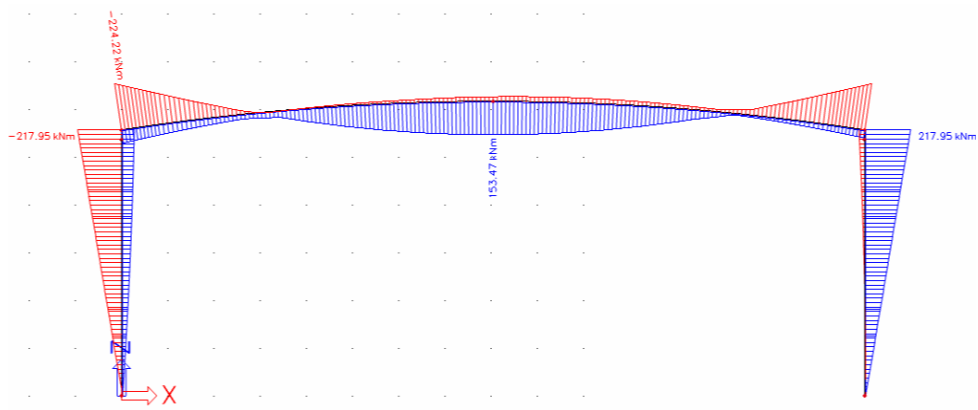
Οι διατομές των υποστυλωμάτων μεταβλητής διατομής, του ζυγώματος και του ελκυστήρα εισάγονται στο προσομοίωμα κατά τον ίδιο τρόπο, όπως στο απλό σικλινές πλαίσιο (Παράγραφος 3.2.1). Το τόξο ορίζεται ως τόξο κύκλου και στη συνέχεια χωρίζεται σε τέσσερα μέρη, δύο ανά κάθε ημιζυγώμα, ώστε να υπάρχει η δυνατότητα να εισάγουμε διαφορετικές ακραίες και μεσαίες ενισχύσεις επί του ζυγώματος. Επιπλέον, το ύψος του τόξου f καθορίζεται σε κάθε επανάληψη από το χρήστη, ενώ η αντίστοιχη ακτίνα R προσδιορίζεται αυτόματα από το λογισμικό. Καθώς μεταβάλλουμε το ύψος f , μεταβάλλονται και τα φορτία χιονιού και ανέμου, όπως περιγράφονται στις Παραγράφους 2.5 και 2.6.

Ως αρχική τιμή των δοκιμών θεωρήθηκαν και πάλι, για λόγους σύγκρισης αποτελεσμάτων, οι σταθερές διατομές: HEA 340 για τα υποστυλώματα και IPE 450 για τα ζυγώματα. Ο ελκυστήρας εισήχθη με διατομή 2UPN80, την ελάχιστη της σειράς. Εξετάζεται, αρχικά, η περίπτωση απλού πλαισίου και στη συνέχεια εισάγεται στο προσομοίωμα και ο ελκυστήρας.

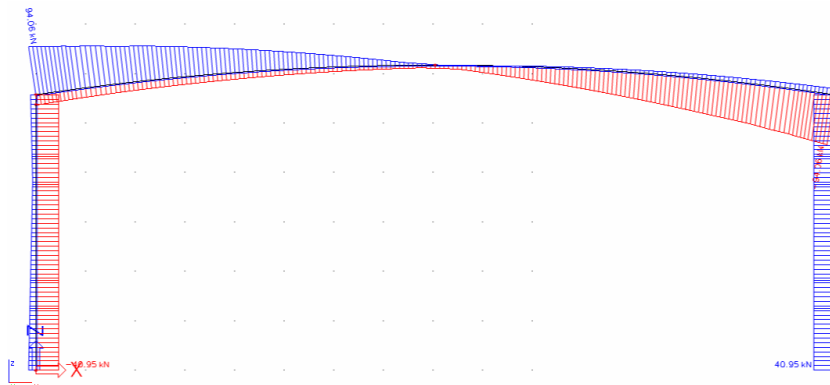
3.4.2 Πορεία που ακολουθήθηκε

Από την επίλυση και τις περιβάλλουσες ροπών και αξονικών του αρχικού πλαισίου, παρατηρούμε ότι η μορφή καταπόνησης των μελών είναι αντίστοιχη αυτής της δικλινούς στέγης της πρώτης περίπτωσης, όπως ήταν αναμενόμενο. Παρουσιάζονται, ωστόσο, ελαφρώς πιο ευνοϊκές τιμές. Σε κάθε περίπτωση, η διαδικασία που ακολουθούμε για την εύρεση των βέλτιστων διατομών των μελών και των διαστάσεων της ακραίας ή και της μεσαίας ενίσχυσης είναι ίδια με εκείνη που περιγράφεται στην Παράγραφο 3.2.2. Αφού βρούμε το βέλτιστο συνδυασμό στο αρχικό μικρότερο ύψος, δοκιμάζουμε να αυξήσουμε το ύψος. Παρατηρούμε ότι καθώς αυξάνεται το ύψος, μειώνεται το εύρος ροπών και αυξάνεται η αξονική του ζυγώματος, οδηγώντας γενικώς σε πιο βελτιωμένα αποτελέσματα. Επομένως, εξετάζουμε σε ποιο ύψος μπορούμε να πετύχουμε μείωση διατομών και σε αυτό το ύψος αναζητούμε κατά τον ίδιο τρόπο τις βέλτιστες διατομές των μελών. Οδηγούμαστε, λοιπόν, σε μια επαναληπτική διαδικασία, μέχρι το ανώτατο όριο ύψους που έχουμε θέσει ή μέχρι οι διατομές να μην μπορούν να μειωθούν περαιτέρω για ύψος μικρότερο ή ίσο με αυτό.

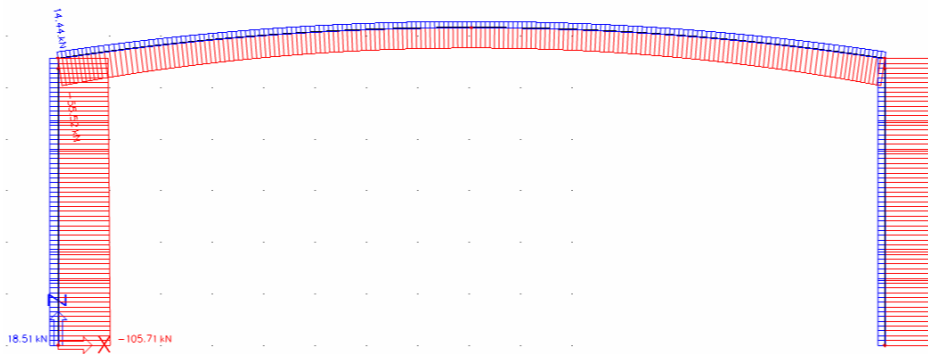
Ενδεικτικά, τα εντατικά μεγέθη για την περίπτωση χωρίς ελκυστήρα φαίνονται στα παρακάτω Σχήματα 3.41 έως 3.45.



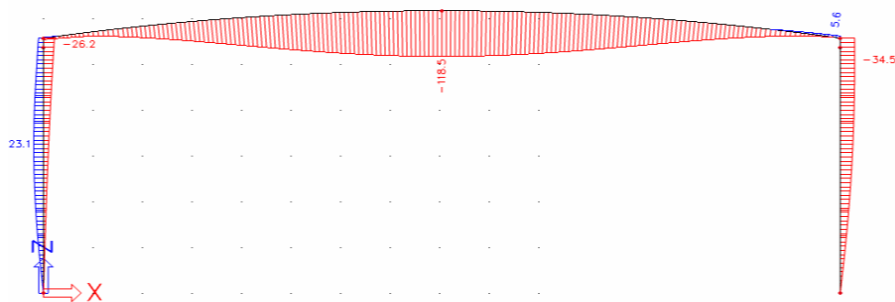
Σχήμα 3.41: Περιβάλλουσα Καμπτικών Ροπών M_y



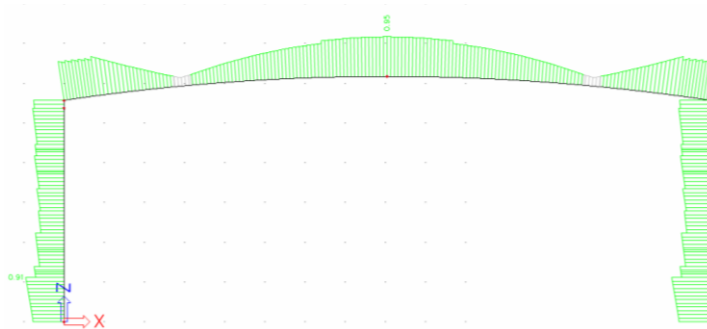
Σχήμα 3.42: Περιβάλλουσα Τεμνουσών Q



Σχήμα 3.43: Περιβάλλουσα Αξονικών N

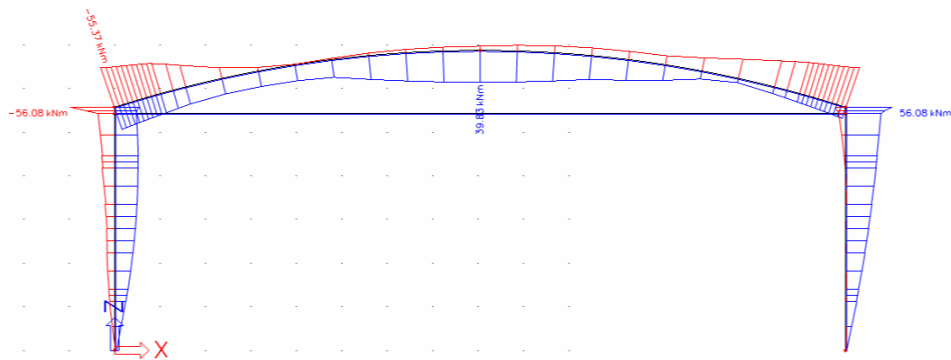


Σχήμα 3.44: Περιβάλλουσα Βελών u_z

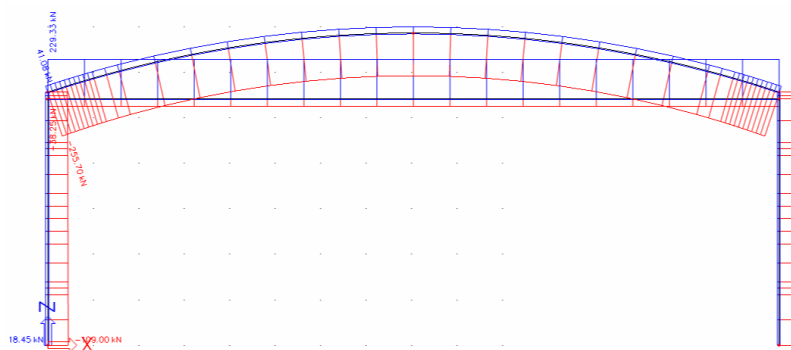


Σχήμα 3.45: Περιβάλλουσα Βελών u_z

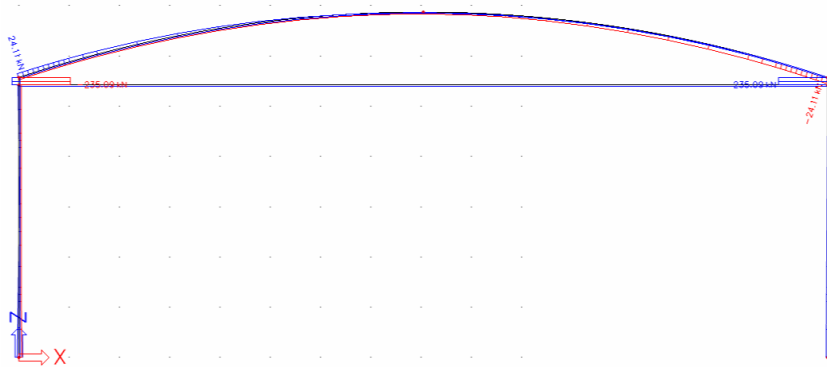
Ακολουθώντας, εξετάζουμε την περίπτωση τοξωτού πλαισίου με ελκυστήρα. Στην περίπτωση αυτή, εμφανίζεται σημαντική θλίψη στο ζύγωμα, ενώ η μορφή καταπόνησης των μελών γενικά είναι ανάλογη με αυτή της δικλινούς στέγης με ελκυστήρα της δεύτερης περίπτωσης. Ακολουθούμε, συνεπώς, τη διαδικασία που περιγράφεται στην Παράγραφο 3.3.2. Προκειμένου να απομειωθεί περαιτέρω η αξονική του ζυγώματος, εξετάζουμε και την περίπτωση ελκυστήρα με εκκενρότητα. Αφού βρούμε τις βέλτιστες διατομές των μελών στο αρχικό ύψος για ελκυστήρα στο Κ.Β., αυξάνουμε προοδευτικά την εκκενρότητα του ελκυστήρα και ελέγχουμε εάν μπορούν να μειωθούν ακόμα περισσότερο οι διατομές των μελών, κατά τρόπο αντίστοιχο με την Παράγραφο 3.3.2. Όταν φτάσουμε στη μέγιστη δυνατή εκκενρότητας (από άποψη λειτουργικότητας), δοκιμάζουμε να αυξήσουμε το ύψος του τόξου, μέχρι την τιμή όπου μπορούμε να πετύχουμε μείωση των διατομών. Οδηγούμαστε, λοιπόν, εκ νέου σε μια επαναληπτική διαδικασία. Ο βέλτιστος συνδυασμός των μελών και τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη για ελκυστήρα σε εκκενρότητα $e_z = 0.15m$ φαίνονται στα παρακάτω Σχήματα 3.46 έως 3.50



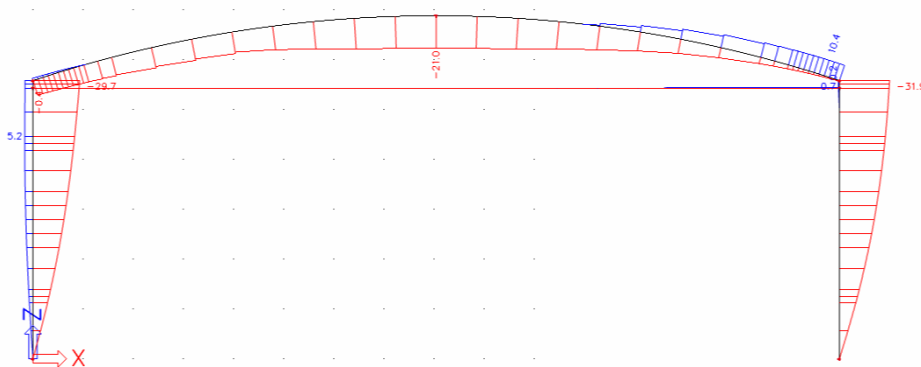
Σχήμα 3.46: Περιβάλλουσα Καμπτικών Ροπών M_y



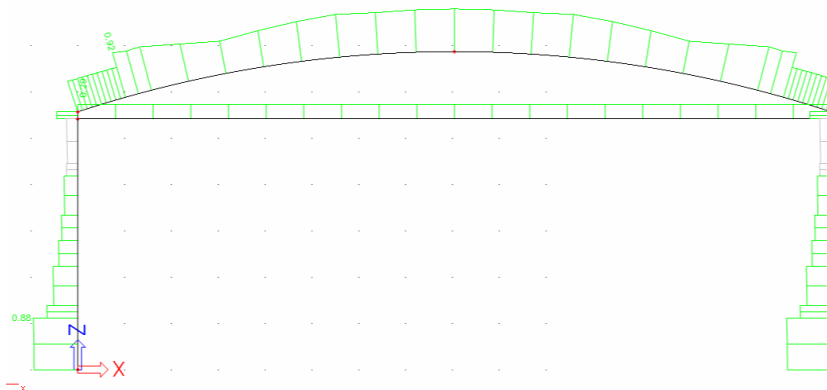
Σχήμα 3.47: Περιβάλλουσα Αξονικών N



Σχήμα 3.48: Περιβάλλουσα Τεμνουσών Q



Σχήμα 3.49: Περιβάλλουσα Βελών uz



Σχήμα 3.50: Έλεγχος μελών σε Ο.Κ.Α.

Αναλυτικά, οι κρισιμότερες επαναλήψεις που πραγματοποιήθηκαν, παρουσιάζονται στους παρακάτω Πίνακες 3.5 και 3.6. Σημειώνονται με κόκκινη γραμματοσειρά οι δοκιμές που τα μέλη δεν επαρκούν σε Ο.Κ.Α., ενώ με κίτρινη οι δοκιμές που τα μέλη δεν επαρκούσαν οριακά. Σε κίτρινο φόντο είναι οι δοκιμές, όπου οι στύλοι δεν επαρκούν σε Ο.Κ.Α. Η βέλτιστη διατομή σε κάθε περίπτωση σημειώνεται με πράσινο φόντο.

Πίνακας 3.5:Εντατικά μεγέθη για επαναλήψεις βελτιστοποίησης σε τοξωτό πλαίσιο

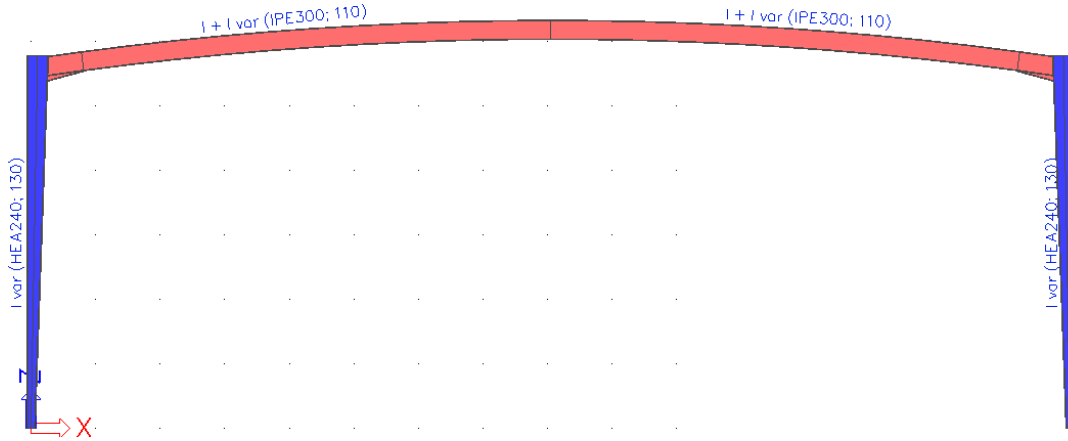
Α/Α	Διατομή Στόλου			Διατομή Ζυγώματος	Ύψος Κορφοιά	Ενίσχυση (άκρο)			Ενίσχυση (μέσο)		Διατομή Ελκυστήρα	Χαρακτηριστικό Ελκυστήρα	Εντατικά μεγέθη Στόλου			Εντατικά μεγέθη Ζυγώματος			Εντατικά μεγέθη Ελκυστήρα		
	διατομή	h άνω (mm)	h κάτω (mm)			h (m)	h (mm)	l (m)	h (mm)	l (m)			M (kNm)	Q(kN)	N (kN)	Μέγρο (kN/m ²)	Μέσο (kN/m ²)	Q (kN)		N (kN)	N (kN)
1	HE A340	330	330	IPE450	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-212.26	38.10	-112.49	-210.67	189.44	99.29	-50.78	-	
2	HE A340	330	330	IPE300	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-241.80	43.40	-108.71	-240.23	142.09	94.80	-55.57	-	
3	HE A340	330	330	IPE300	0.5	150	1.2	-	-	-	-	-	-253.95	45.59	-108.98	-249.93	129.07	94.32	-57.77	-	
4	HE A280	350	190	IPE300	0.5	150	1.2	-	-	-	-	-	-237.97	44.18	-106.88	-241.41	137.80	94.99	-56.38	-	
5	HE A240	330	130	IPE300	0.5	150	1.2	-	-	-	-	-	-223.00	41.85	-105.70	-228.61	151.95	95.28	-54.07	-	
6	HE A240	330	130	IPE300	0.5	100	1.0	100	1.0	-	-	-	-214.49	40.33	-105.83	-221.14	165.21	95.60	-52.57	-	
7	HE A240	330	130	IPE300	0.6	110	0.8	-	-	-	-	-	-217.95	40.95	-105.71	-224.22	153.47	94.06	-55.52	-	
8	HE A340	330	330	IPE450	0.8	-	-	-	-	-	-	-	-217.33	39.02	-112.88	-203.82	183.93	95.66	-58.53	-	
λο ύψος-Δεν επαρκεί μικρότερη διατομή στόλου σε Ο.Κ.Α. πάνω & σε Ο.Κ.Α. κάτω																					
9	HE A340	330	330	IPE360	0.5	30	0.8	-	-	2UPN80	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	-180.37	32.38	-112.36	-171.87	120.32	73.38	-249.46	206.08		
10	HE A260	350	150	IPE360	0.5	30	0.8	-	-	2UPN80	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	-144.73	27.87	-109.66	-145.31	128.04	69.00	-284.50	245.90		
11	HE A260	350	150	IPE360	0.5	30	0.8	-	-	2UPN80	με εz = -200mm	154.81/101.05	273.67/20.58	-109.68	-155.31	118.32	69.05	-284.31	252.99		
12	HE A340	330	330	IPE450	0.8	-	-	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	-124.52	22.35	-115.17	-124.52	109.11	57.30	-249.94	211.52		
13	HE A340	330	330	IPE450	0.8	-	-	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	-127.65	22.91	-116.17	-118.90	109.49	56.32	-254.83	215.94		
14	HE A340	330	330	IPE360	0.8	-	-	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	-114.81	20.61	-112.97	-114.81	77.31	47.17	-289.43	253.97		
15	HE A340	330	330	IPE360	0.8	-	-	-	-	2UPN80	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	-114.21	20.50	-112.67	-112.78	77.28	45.08	-270.97	234.33		
16	HE A260	330	170	IPE360	0.8	-	-	-	-	2UPN80	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	-84.66	16.70	-109.97	-91.42	77.56	40.03	-292.68	262.41		
17	HE A260	330	170	IPE360	0.8	-	-	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	-84.96	16.77	-110.27	-93.20	77.59	41.97	-315.45	284.34		
18	HE A240	330	130	IPE360	0.8	-	-	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	-75.25	16.13	-109.69	-85.56	77.69	40.13	-324.65	295.09		
19	HE A240	330	130	IPE360	0.8	-	-	-	-	2UPN80	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	-75.04	15.34	-109.39	-83.85	77.66	38.24	-303.09	272.34		
20	HE A220	310	110	IPE360	0.8	-	-	-	-	2UPN100	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	-62.72	15.33	-108.96	-73.03	77.86	37.11	-339.74	312.73		
21	HE A220	310	110	IPE360	0.8	-	-	-	-	2UPN80	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	-62.60	14.71	-108.56	-71.41	77.83	35.30	-316.89	288.73		
22	HE A220	310	110	IPE360	0.8	-	-	-	-	2UPN80	με εz = -200mm	101.21/50.02	277.94/13.86	-108.55	-110.59	81.34	45.09	-292.81	268.77		
23	HE A200	270	110	IPE360	0.8	-	-	-	-	2UPN80	με εz = -200mm	94.31/46.70	288.95/13.06	-107.94	-101.68	81.60	43.91	-303.83	281.93		
24	HE A200	280	100	IPE360	0.8	-	-	-	-	2UPN80	με εz = -200mm	83.59/44.83	281.10/12.74	-108.06	-101.68	75.77	40.61	-296.64	274.28		
25	HE A200	280	100	IPE360	0.8	30	0.8	-	-	2UPN120	με εz = -200mm	80.28/42.71	208.86/12.36	-109.25	-75.04	63.73	37.01	-314.03	293.31		
26	HE A200	280	100	IPE360	0.8	30	0.8	-	-	2UPN120	με εz = -350mm	103.81/39.07	267.45/12.64	-109.25	-99.85	67.66	43.71	-283.34	263.74		
27	HE A200	280	100	IPE360	0.8	30	0.8	-	-	2UPN80	με εz = -350mm	106.60/41.42	254.50/12.36	-108.25	-103.22	76.13	46.48	-270.69	249.39		
28	HE A200	280	100	IPE330	0.8	30	0.8	-	-	2UPN80	με εz = -350mm	106.08/40.26	261.00/12.53	-107.37	-103.15	66.87	44.04	-277.74	257.40		
29	HE A220	310	110	IPE330	1.0	30	1.6	-	-	2UPN80	με εz = -300mm	92.77/41.95	245.05/12.24	-108.47	-91.52	54.50	37.61	-263.93	240.41		
30	HE A200	280	100	IPE330	1.0	30	1.6	-	-	2UPN80	με εz = -300mm	89.31/39.83	251.47/12.58	-107.86	-85.82	54.28	35.56	-269.27	247.29		
31	HE A220	310	110	IPE330	1.2	30	1.5	-	-	2UPN80	με εz = -200mm	72.67/42.71	205.01/12.42	-108.86	-71.41	49.30	29.97	-269.22	243.88		
32	HE A220	310	110	IPE330	1.3	30	1.0	-	-	2UPN80	με εz = -200mm	65.36/41.38	230.04/12.60	-108.99	-66.88	45.75	26.88	-253.46	223.47		
33	HE A220	310	110	IPE330	1.3	30	1.0	-	-	2UPN80	με εz = -150mm	56.08/42.86	235.09/12.65	-109.00	-55.37	39.83	24.11	-255.70	229.33		
34	HE A220	290	130	IPE300	1.7	30	2.4	-	-	2UPN80	με εz = -300mm	57.72/33.12	191.49/12.86	-109.94	-56.98	29.78	19.40	-217.71	189.92		
35	HE A220	290	130	IPE300	1.8	30	2.4	-	-	2UPN80	με εz = -200mm	47.01/34.72	193.04/12.67	-110.20	-47.29	25.91	16.24	-221.57	190.54		
36	HE A220	290	130	IPE300	1.9	30	1.5	-	-	2UPN80	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	37.84	12.54	-110.27	-38.73	20.89	11.20	-219.54	190.34		
37	HE A220	290	130	IPE300	2.0	30	0.8	-	-	2UPN80	στο Κ.Β. ζυγώματος -στόλου	35.69	12.65	-111.62	-37.74	19.68	9.77	-206.35	173.11		
38	HE A220	270	150	IPE270	3.2	30	3.8	-	-	2UPN80	με εz = -300mm	33.54/23.65	121.45/12.70	-121.15	-34.34	23.44	14.36	-167.14	122.77		

Πίνακας 3.6: Συντελεστές επάρκειας σε Ο.Κ.Α., προμέτρηση υλικών για επαναλήψεις βελτιστοποίησης σε τοξωτό πλαίσιο

Α/Α	Διατομή Στόλου		Διατομή Συγκολλητή	Ύψος Κορμού	Επίσχυση (άκρο)		Επίσχυση (μέσο)		Διατομή Είκοστηρη	Χαρακτηριστικά Είκοστηρη	Συντελεστής Επάρκειας Ο.Κ.Α.				Προμέτρηση Υλικών				
	h άνω	h κάτω			h (m)	l (m)	h (mm)	l (m)			Στόλου (κ/π)	Συγκολλητής (μ)	Συγκολλητής (σ)	Είκοστηρη	Στόλου (kg)	Συγκολλητής (kg)	Είκοστηρη (kg)	Συνολικά (kg)	
1	HEA340	330	330	ΙΡΕ450	0.5	-	-	-	-	-	-	0.38	0.33	0.39	-	1168.40	1251.60	-	2420.00
2	HEA340	330	330	ΙΡΕ300	0.5	-	-	-	-	-	-	0.50	0.87	1.29	-	1168.40	681.60	-	1850.00
3	HEA340	330	330	ΙΡΕ300	0.5	150.0	1.2	-	-	-	-	0.50	0.85	0.94	-	1168.40	720.90	-	1889.30
4	HEA280	350	190	ΙΡΕ300	0.5	150.0	1.2	-	-	-	-	0.37/0.69	0.89	0.90	-	851.50	720.90	-	1572.40
5	HEA240	330	130	ΙΡΕ300	0.5	150.0	1.2	-	-	-	-	0.88/0.75	0.95	0.82	-	672.70	720.90	-	1393.60
6	HEA240	330	130	ΙΡΕ300	0.5	100.0	1.0	100.0	1.0	-	-	0.90/0.75	0.95	0.93	-	672.70	741.10	-	1413.80
7	HEA240	330	130	ΙΡΕ300	0.6	110.0	0.8	-	-	-	-	0.91/0.72	0.95	0.95	-	672.70	707.40	-	1380.10
8	HEA340	330	330	ΙΡΕ450	0.8	-	-	-	-	-	-	0.39	0.32	0.36	-	1168.40	1226.40	-	2424.80
Δεν επαρκεί μικρότερη διατομή συγκολλητή ακόμα & σε μεγάλο ύψος-δεν επαρκεί μικρότερη διατομή στόλου σε Ο.Κ.Α. πάνω& σε Ο.Κ.Α. κάτω																			
9	HEA340	330	330	ΙΡΕ360	0.5	30.0	0.8	-	-	ΣΥΡΝ80	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.36	0.81	0.85	0.75	1168.40	946.00	287.00	2401.40
10	HEA260	350	150	ΙΡΕ360	0.5	30.0	0.8	-	-	ΣΥΡΝ80	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.32/0.48	0.97	0.90	0.90	760.20	946.00	287.00	1993.20
11	HEA260	350	150	ΙΡΕ360	0.5	30.0	0.8	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-200mm	0.33/0.46	0.92	0.92	0.91	760.20	946.00	290.50	1996.70
12	HEA340	330	330	ΙΡΕ450	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ100	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.25	0.39	0.44	0.81	1168.40	1256.30	353.20	2777.90
13	HEA340	330	330	ΙΡΕ450	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ100	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.25	0.40	0.43	0.81	1168.40	1256.30	353.20	2777.90
14	HEA340	330	330	ΙΡΕ360	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ100	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.26	0.78	0.96	0.83	1168.40	924.50	353.20	2446.10
15	HEA340	330	330	ΙΡΕ360	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ80	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.26	0.75	0.93	0.89	1168.40	924.50	288.50	2381.40
16	HEA260	330	170	ΙΡΕ360	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ80	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.43/0.33	0.84	0.95	0.88	760.20	924.50	288.50	1975.20
17	HEA260	330	170	ΙΡΕ360	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ100	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.43/0.33	0.84	0.96	0.88	760.20	924.50	353.20	2037.90
18	HEA240	330	130	ΙΡΕ360	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ100	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.61/0.31	0.88	0.96	0.90	672.70	924.50	353.20	1950.40
19	HEA240	330	130	ΙΡΕ360	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ80	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.61/0.32	0.88	0.95	0.92	672.70	924.50	288.50	1885.70
20	HEA220	310	110	ΙΡΕ360	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ100	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.83/0.36	0.95	0.97	0.91	563.20	924.50	353.20	1840.90
21	HEA220	310	110	ΙΡΕ360	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ80	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.82/0.36	0.92	0.95	0.95	563.20	924.50	288.50	1776.20
22	HEA220	310	110	ΙΡΕ360	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-200mm	0.80/0.49	0.79	0.92	0.93	563.20	924.50	299.15	1786.85
23	HEA200	270	110	ΙΡΕ360	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-200mm	0.83/0.61	0.83	0.93	0.94	471.30	924.50	299.15	1694.95
24	HEA200	280	100	ΙΡΕ360	0.8	-	-	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-200mm	0.97/0.58	0.83	0.94	0.93	471.30	924.50	299.15	1694.95
25	HEA200	280	100	ΙΡΕ360	0.8	30.0	0.8	-	-	ΣΥΡΝ120	με επ =-200mm	0.94/0.61	0.84	0.86	0.83	471.30	954.60	435.80	1861.70
26	HEA200	280	100	ΙΡΕ360	0.8	30.0	0.8	-	-	ΣΥΡΝ120	με επ =-350mm	0.92/0.62	0.82	0.74	0.81	471.30	954.60	450.25	1876.15
27	HEA200	280	100	ΙΡΕ360	0.8	30.0	0.8	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-350mm	0.93/0.63	0.74	0.79	0.91	471.30	954.60	299.15	1725.05
28	HEA200	280	100	ΙΡΕ330	0.8	30.0	0.8	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-350mm	1.01/0.64	1.12	1.30	0.92	471.30	821.90	299.15	1592.35
29	HEA220	310	110	ΙΡΕ330	1.0	30.0	1.6	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-300mm	0.84/0.44	0.92	0.92	0.89	563.20	849.80	301.70	1714.70
30	HEA200	280	100	ΙΡΕ330	1.0	30.0	1.6	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-300mm	0.85/0.58	0.95	0.92	0.90	471.30	849.80	301.70	1622.80
31	HEA220	310	110	ΙΡΕ330	1.2	30.0	1.5	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-200mm	0.86/0.44	0.93	0.94	0.91	563.20	846.90	301.70	1711.80
32	HEA220	310	110	ΙΡΕ330	1.3	30.0	1.0	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-200mm	0.87/0.42	0.86	0.95	0.87	563.20	831.00	303.40	1697.60
33	HEA220	270	150	ΙΡΕ330	1.3	30.0	1.0	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-150mm	0.88/0.43	0.88	0.92	0.89	563.20	831.00	302.60	1696.80
34	HEA220	290	130	ΙΡΕ300	1.7	30.0	2.4	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-300mm	0.71/0.37	0.91	0.95	0.72	563.20	767.80	312.60	1643.40
35	HEA220	290	130	ΙΡΕ300	1.8	30.0	2.4	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-200mm	0.73/0.36	0.95	0.95	0.71	563.20	764.80	312.69	1640.69
36	HEA220	290	150	ΙΡΕ300	1.9	30.0	1.5	-	-	ΣΥΡΝ80	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.78/0.24	0.95	0.94	0.72	563.20	754.90	314.60	1632.70
37	HEA220	290	130	ΙΡΕ300	2.0	30.0	0.8	-	-	ΣΥΡΝ80	στο Κ.Β. συγκολλητής στόλου	0.81/0.23	0.88	0.95	0.65	563.20	734.20	316.40	1613.80
38	HEA220	270	150	ΙΡΕ270	3.2	30.0	3.8	-	-	ΣΥΡΝ80	με επ =-300mm	0.75/0.32	0.88	0.97	0.47	563.20	734.90	338.60	1636.70

3.4.3 Αποτέλεσμα Ανάλυσης

Μετά το πέρας της συγκριτικής μελέτης, προέκυψε ο βέλτιστος φορέας χωρίς ελκυστήρα που παρουσιάζεται στο παρακάτω Σχήμα 3.51.



Σχήμα 3.51: Προσομοίωση Τελικού Πλαισίου Τοξωτής Στέγης χωρίς Ελκυστήρα ($f=0.80m$)

Ο κρίσιμος έλεγχος επάρκειας κάθε μέλους σε Ο.Κ.Α. για την περίπτωση χωρίς ελκυστήρα, όπως προέκυψε από το πρόγραμμα, περιγράφεται ακολούθως στα Σχήματα 3.52 έως 3.55.

....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1)
 λόγος 35.01 στην θέση 2.980 m

λόγος	1	2	3
μέγιστο ποσοστό	1	26.85	
μέγιστο ποσοστό	2	30.92	
μέγιστο ποσοστό	3	37.20	

==> Κατηγορία διατομής 3
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2)
 λόγος 5.28 στην θέση 2.980 m

λόγος	1	2	3
μέγιστο ποσοστό	1	7.32	
μέγιστο ποσοστό	2	8.14	
μέγιστο ποσοστό	3	11.20	

==> Κατηγορία διατομής 1
 The critical check is on position 8.074 m

Internal forces		
NEd	-40.99	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	0.00	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	153.47	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Ιδιότητες διατομής

A	5.387159e+003 mm ²	Az/A	0.374
Ay/A	0.519	Iz	6.038336e+006 mm ⁴
Iy	8.366746e+007 mm ⁴	Autó	2.028491e+005 mm ⁴
Iyz	2.571391e+003 mm ⁴	Iw	1.272191e+011 mm ⁶
Iw	1.272191e+011 mm ⁶	Wely	5.575650e+005 mm ³
Wely	5.575650e+005 mm ³	Welz	8.050735e+004 mm ³
Wply	6.291515e+005 mm ³	Wplz	1.252706e+005 mm ³
cy	150.06 mm	cz	75.00 mm
dy	0.00 mm	dz	0.00 mm

....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy	zz	
Τύπος μετάθεσης	μετάθετο	αμετάθετο	
Μήκος συστήματος L	16.148	1.615	m
Συντελεστής λυγισμού k	1.58	1.00	
Μήκος λυγισμού Lcr	25.542	1.615	m
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	265.81	4799.77	kN
Λυγηρότητα	204.95	48.23	
Σχετική λυγηρότητα λ	2.68	0.63	
Περιορισμός λυγηρότητας λ,0	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	a	b	
Ατέλεια a	0.21	0.34	
Συντελεστής μείωσης χ	0.13	0.82	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	245.41	1570.27	kN

Ειδοποίηση : η λυγηρότητα 204.95 είναι μεγαλύτερη από 200.00 !

Πίνακας τιμών		
A	5.3872e-03	m ²
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	245.41	kN
Έλεγχος μονάδος	0.17	-

Έλεγχος Στρεπτικού (-Καμπτικού) λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Πίνακας τιμών		
Μήκος λυγισμού σε στρέψη	1.615	m
Ncr,T	7056.42	kN
Ncr,TF	265.81	kN
Σχετική λυγηρότητα λ,T	2.68	
Περιορισμός λυγηρότητας λ,0	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	
Ατέλεια a	0.34	
A	5.3872e-03	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.12	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	234.46	kN
Έλεγχος μονάδος	0.17	-

Σχήμα 3.52: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας ζυγώματος σε Ο.Κ.Α.

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
Θετική άξονση	*Θετική άξονση*	*Θετική άξονση*
kyy	1.043	
kyz	0.914	
kzy	0.709	
kzz	1.148	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	5.3872e-03	m ²
IWy	6.2915e-04	m ⁴
IWz	1.2527e-04	m ⁴
NRk	1912.44	kN
My,Rk	223.35	kNm
Mz,Rk	44.47	kNm
My,Ed	153.47	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm
Interaction Method 1		
Mα0	751.01	kNm
reduced slenderness 0	0.55	
Psi y	1.000	
Psi z	1.000	
Cmy,0	0.924	
Cmz,0	1.002	
Cmy	0.989	
Cmz	1.002	
CmLT	1.000	
μy	0.853	
μz	0.998	
ωy	1.128	
ωz	1.500	
ηpl	0.021	
aLT	0.998	
bLT	0.000	
cLT	0.437	
dLT	0.000	
eLT	2.717	
Cyy	0.968	
Cyz	0.660	
Czy	0.857	
Czz	0.879	

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
Θετική άξονση	*Θετική άξονση*	*Θετική άξονση*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
Wy	6.2915e-04	m ⁴
Κρίσιμη ελαστική ροπή Mσ	787.57	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ,LT	0.53	
Όριο λυγηρότητας λ,LT,0	0.40	
καμπύλη LTB	a	
Ατέλεια α,LT	0.21	
Συντελεστής μείωσης χ,LT	0.91	
Αντοχή λυγισμού Mb,Rd	204.11	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.75	-

Mσr Παράμετροι		
Θετική άξονση	*Θετική άξονση*	*Θετική άξονση*
LTB μήκος	1.615	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.05	
C2	0.01	
C3	1.00	

Σημείωση: Παράμετροι C σύμφωνα με το ENV 1993-1-1:1992 Παράρτημα F φορτίο στο κέντρο βάρους

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.17 + 0.78 + 0.00 = 0.95
Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.17 + 0.53 + 0.00 = 0.71
Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο ευστάθειας!

Σχήμα 3.53: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας ζυγώματος σε Ο.Κ.Α. (συνέχεια)

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1),
λόγος 11.20 στην θέση 0.000 m

λόγος	1	2	3
μέγιστο ποσοστό	1	28.85	
μέγιστο ποσοστό	2	30.92	
μέγιστο ποσοστό	3	36.33	

==> Κατηγορία διατομής 1
Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2),
λόγος 7.94 στην θέση 0.000 m

λόγος	1	2	3
μέγιστο ποσοστό	1	7.32	
μέγιστο ποσοστό	2	8.14	
μέγιστο ποσοστό	3	11.20	

==> Κατηγορία διατομής 2
The critical check is on position 1.114 m

Internal forces		
Θετική άξονση	*Θετική άξονση*	*Θετική άξονση*
NEd	-104.89	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	-40.95	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-44.57	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Ιδιότητες διατομής

A	7.090581e+003	mm ²	Az/A	0.131	
Ay/A	0.711		Iz	2.788847e+007	mm ⁴
Iy	3.005748e+007	mm ⁴	Αυτό	2.958863e+005	mm ⁴
Iyz	5.529702e-010	mm ⁴	Welz	2.307206e+005	mm ³
Iw	1.320216e+011	mm ⁶	Wplz	3.506472e+005	mm ³
Wely	4.007604e+005	mm ³	cz	3.75	mm
Wply	4.496697e+005	mm ³	dz	-0.00	mm
cy	0.00	mm			
cy	-0.00	mm			

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:.....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού
Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy		zz	
	Θετική άξονση	*Θετική άξονση*	*Θετική άξονση*	*Θετική άξονση*
Τύπος μετάθεσης	μεταθέτο	αμετάθετο		
Μήκος Συστήματος L	5.571	1.393	m	
Συντελεστής λυγισμού k		1.00		
Μήκος λυγισμού Lσ	8.752	1.393	m	
Κρίσιμο φορτίο Euler Nσ	813.26	29582.87	kN	
Λυγηρότητα	134.43	22.29		
Σχετική λυγηρότητα λ	1.78	0.29		
Περιορισμός λυγηρότητας λ,0	0.20	0.20		
Καμπύλη λυγισμού	b	c		
Ατέλεια α	0.34	0.49		
Συντελεστής μείωσης χ	0.28	0.95		
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	660.03	2399.81	kN	
VARH δεδομένα				
Ri'	0.00			
Ri'	6.42			
ξ	2.36			
α	2.00			

Πίνακας τιμών		
Θετική άξονση	*Θετική άξονση*	*Θετική άξονση*
A	7.0906e-03	m ²
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	660.03	kN
Έλεγχος μονάδος	0.16	-

Έλεγχος Στρεπτικού (-Καμπτικού) λυγισμού
Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Πίνακας τιμών		
Θετική άξονση	*Θετική άξονση*	*Θετική άξονση*
Μήκος λυγισμού σε στρέψη	1.393	m
Nσr,T	20265.31	kN
Nσr,TF	162.15	kN
Σχετική λυγηρότητα λ,T	3.94	
Περιορισμός λυγηρότητας λ,0	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	c	
Ατέλεια α	0.49	
A	7.0906e-03	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.08	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	144.11	kN
Έλεγχος μονάδος	0.73	-

Σχήμα 3.54: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος σε Ο.Κ.Α.

Compression and bending check
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
 Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
Θετική άξονα	*Θετική άξονα*	*Θετική άξονα*
k _{yy}	1.031	
k _{yz}	0.696	
k _{zy}	0.649	
k _{zz}	1.106	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	7.0906e-03	m ²
W _y	4.4967e-04	m ³
W _z	3.5065e-04	m ³
NR _k	2517.16	kN
M _{y,Rk}	159.63	kNm
M _{z,Rk}	124.48	kNm
M _{y,Ed}	-44.57	kNm
M _{z,Ed}	0.00	kNm
Interaction Method 1		
M _{σθ}	2209.09	kNm
reduced slenderness	0	0.27
Ψ _{1 y}	-0.005	
Ψ _{1 z}	1.000	
C _{my,0}	0.900	
C _{mz,0}	1.001	
C _{my}	0.973	
C _{mz}	1.001	
C _{mLT}	1.000	
μ _y	0.902	
μ _z	1.000	
w _y	1.122	
w _z	1.500	
n _{pl}	0.042	
a _{LT}	0.990	
b _{LT}	0.000	
c _{LT}	0.041	
d _{LT}	0.000	
e _{LT}	1.210	
C _{yy}	0.977	
C _{yz}	0.902	
C _{zy}	0.893	
C _{zz}	0.908	

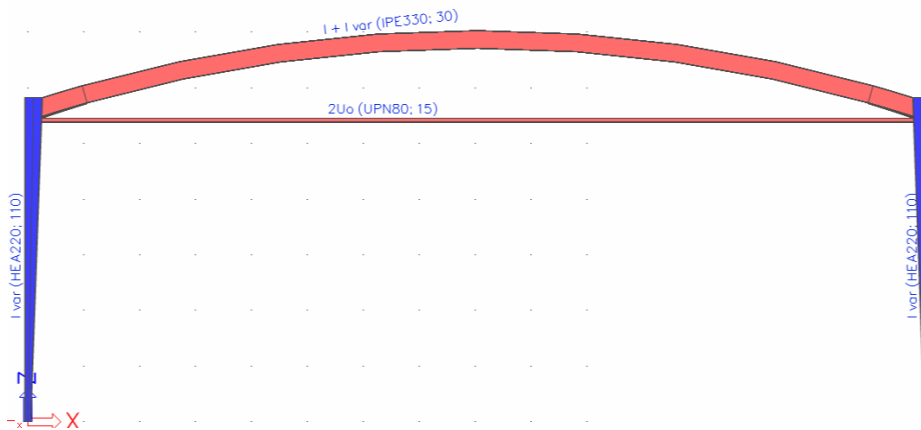
Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
Θετική άξονα	*Θετική άξονα*	*Θετική άξονα*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
W _y	4.4967e-04	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	4190.15	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ _{LT}	0.20	
Όριο λυγηρότητας λ _{LT,0}	0.40	

Μορ Παράμετροι		
Θετική άξονα	*Θετική άξονα*	*Θετική άξονα*
LTB μήκος	1.393	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C ₁	1.90	
C ₂	0.01	
C ₃	0.94	

Η λυγηρότητα ή η ροπή κάμψης είναι τέτοια ώστε το φαινόμενο του Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί
 Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.18 + 0.29 + 0.00 = 0.45
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.73 + 0.18 + 0.00 = 0.91

Σχήμα 3.55: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος σε Ο.Κ.Α. (συνέχεια)



Σχήμα 3.56: Προσομοίωση Τελικού Πλαισίου Τοξωτής Στέγης με Ελκυστήρα (f=1.30m)

Ο κρίσιμος έλεγχος επάρκειας κάθε μέλους σε Ο.Κ.Α. για την περίπτωση με ελκυστήρα, όπως προέκυψε από το πρόγραμμα, περιγράφεται ακολούθως στα Σχήματα 3.57 έως 3.59.

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1)
 Λόγος 36.13 στην θέση 3.273 m

Λόγος		
Θωπική άδωση	*Θωπική άδωση*	*Θωπική άδωση*
Μέγιστο ποσοστό	1	26.85
Μέγιστο ποσοστό	2	30.92
Μέγιστο ποσοστό	3	34.29

==> Κατηγορία διατομής 4
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2)
 Λόγος 5.07 στην θέση 3.273 m

Λόγος		
Θωπική άδωση	*Θωπική άδωση*	*Θωπική άδωση*
Μέγιστο ποσοστό	1	7.32
Μέγιστο ποσοστό	2	8.14
Μέγιστο ποσοστό	3	11.20

==> Κατηγορία διατομής 1
 The critical check is on position 1.064 m

Internal forces		
Θωπική άδωση	*Θωπική άδωση*	*Θωπική άδωση*
NEd	-250.53	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	21.52	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-41.23	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Ιδιότητες διατομής

A	6.265784e+003	mm ²	Az/A	0.378
Ay/A	0.516		Iz	7.882127e+006
Iy	1.177806e+008	mm ⁴	Autó	2.837164e+005
Iyz	0.000000e+000	mm ⁴	Welz	9.852668e+004
Iw	2.011289e+011	mm ⁶	Wplz	1.537315e+005
Wely	7.138220e+005	mm ³	cz	80.00
Wply	8.050889e+005	mm ³	dz	0.00
cy	165.00	mm		
dy	-0.00	mm		

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
Θωπική άδωση	*Θωπική άδωση*	*Θωπική άδωση*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
Wy	8.0509e-04	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	1335.55	kNm
Σχετική λυγρότητα λ _{LT}	0.46	
Όριο λυγρότητας λ _{LT,0}	0.40	

Mcr Παράμετροι		
Θωπική άδωση	*Θωπική άδωση*	*Θωπική άδωση*
LTB μήκος	1.637	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C1	1.28	
C2	0.02	
C3	0.99	

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ.....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού			
Θωπική άδωση	*Θωπική άδωση*	*Θωπική άδωση*	*Θωπική άδωση*
Τύπος μετάθεσης	μετάθετο	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	16.367	1.637	m
Συντελεστής λυγισμού k	1.44	1.00	
Μήκος λυγισμού L _{cr}	23.643	1.637	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N _{cr}	436.72	6098.76	kN
Λυγρότητα	172.44	46.15	
Σχετική λυγρότητα λ	2.26	0.60	
Περιορισμός λυγρότητας λ ₀	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	a	b	
Ατέλεια α	0.21	0.34	
Συντελεστής μείωσης χ	0.18	0.84	
Αντοχή λυγισμού N _{b,Rd}	395.88	1857.53	kN

Πίνακας τιμών		
Θωπική άδωση	*Θωπική άδωση*	*Θωπική άδωση*
A	6.2658e-03	m ²
Αντοχή λυγισμού N _{b,Rd}	395.88	kN
Έλεγχος μονάδος	0.63	-

Έλεγχος Στρεπτικού (-Καμπτικού) λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Πίνακας τιμών		
Θωπική άδωση	*Θωπική άδωση*	*Θωπική άδωση*
Μήκος λυγισμού σε στρέψη	1.637	m
N _{cr,T}	8901.77	kN
N _{cr,TF}	436.72	kN
Σχετική λυγρότητα λ _T	2.26	
Περιορισμός λυγρότητας λ ₀	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	
Ατέλεια α	0.34	
A	6.2658e-03	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.17	
Αντοχή λυγισμού N _{b,Rd}	374.82	kN
Έλεγχος μονάδος	0.67	-

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
 Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
Θωπική άδωση	*Θωπική άδωση*	*Θωπική άδωση*
k _{yy}	1.059	
k _{yz}	0.654	
k _{zy}	1.749	
k _{zz}	1.632	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	6.2658e-03	m ²
Wy	8.0509e-04	m ³
Wz	1.5373e-04	m ³
NRk	2224.35	kN
My,Rk	285.81	kNm
Mz,Rk	54.57	kNm
My,Ed	-41.23	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm
Interaction Method 1		
Mα0	1043.48	kNm
reduced slenderness 0	0.52	
Psi y	1.000	
Psi z	1.000	
Cmy,0	0.714	
Cmz,0	1.010	
Cmy	0.870	
Cmz	1.010	
CmLT	1.000	
ny	0.475	
μz	0.993	
wy	1.128	
wz	1.500	
ηpl	0.113	
eLT	0.998	
bLT	0.000	
cLT	0.088	
dLT	0.000	
eLT	0.632	
Cyy	0.915	
Cyz	0.529	
Czy	0.603	
Czz	0.641	

Η λυγρότητα ή η ροπή κάμψης είναι τέτοια ώστε το φαινόμενο του Στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί
 Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.63 + 0.15 + 0.00 = 0.79
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.67 + 0.25 + 0.00 = 0.92

Σχήμα 3.57: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας ζυγώματος σε Ο.Κ.Α.

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1)
 λόγος 10.29 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
μέγιστο ποσοστό	1	26.85
μέγιστο ποσοστό	2	30.92
μέγιστο ποσοστό	3	36.64

==> Κατηγορία διατομής 1
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2)
 λόγος 8.05 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
μέγιστο ποσοστό	1	7.32
μέγιστο ποσοστό	2	8.14
μέγιστο ποσοστό	3	11.20

==> Κατηγορία διατομής 2
The critical check is on position 1.114 m

Internal forces		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
NEd	-108.32	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	-5.76	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-5.33	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Ιδιότητες διατομής

A	5.879284e+003	mm ²	Az/A	0.125
Ay/A	0.715		Iz	1.954400e+007
Iy	1.862812e+007	mm ⁴	Autó	2.088190e+005
Iyz	-4.006449e+009	mm ⁴	Wely	1.776727e+005
Iw	6.931487e+010	mm ⁶	Wplz	2.696665e+005
Wely	2.865865e+005	mm ³	cy	0.00
Wply	3.225373e+005	mm ³	dy	-0.00
cy	0.00	mm	cz	3.50
dy	-0.00	mm	dz	0.00

Έλεγχος Στρεπτικού (Καμπτικού) Λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.54)

Πίνακας τιμών		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
Μήκος λυγισμού σε στρέψη	1.393	m
Nσ,T	14004.18	kN
Nσ,TF	144.25	kN
Σχετική λυγρότητα λ,T	3.80	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	c	
Ατέλεια α	0.49	
A	5.8793e-03	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.06	
Ανοχή λυγισμού Nb,Rd	127.66	kN
Έλεγχος μονάδος	0.85	-

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
W _y	3.2254e-04	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή Mσ	2810.55	kNm
Σχετική λυγρότητα λ,LT	0.20	
Όριο λυγρότητας λ,LT,0	0.40	

Mσr Παράμετροι		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
LTB μήκος	1.393	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	2.04	
C2	0.09	
C3	0.94	

Η λυγρότητα ή η ροπή κάμψης είναι τέτοια ώστε το φαινόμενο του Στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:.....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού			
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
Τύπος μετάθεσης	μετάθετο	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	5.571	1.393	m
Συντελεστής λυγισμού k		1.00	
Μήκος λυγισμού Lcr	6.947	1.393	m
Κρίσιμο φορτίο Euler Nσ	800.08	20882.67	kN
Λυγρότητα	123.41	24.16	
Σχετική λυγρότητα λ	1.62	0.32	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	c	
Ατέλεια α	0.34	0.49	
Συντελεστής μείωσης χ	0.30	0.94	
Ανοχή λυγισμού Nb,Rd	632.64	1963.79	kN
VARH δεδομένα			
Ri'	0.00		
Ri''	14.15		
ξ	2.59		
α	2.52		

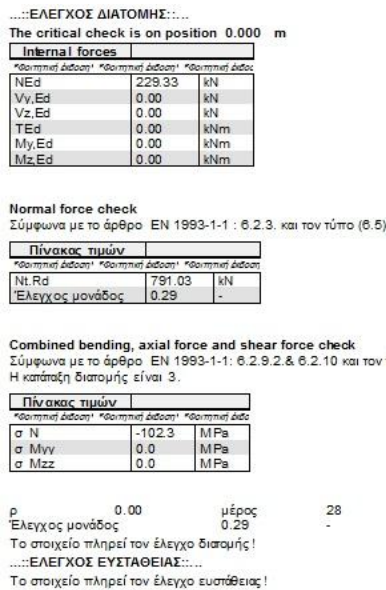
Πίνακας τιμών		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
A	5.8793e-03	m ²
Ανοχή λυγισμού Nb,Rd	632.64	kN
Έλεγχος μονάδος	0.17	-

Compression and bending check
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
 Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
kyy	0.938	
kyz	0.681	
kzy	0.584	
kzz	1.083	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	5.8793e-03	m ²
Wy	3.2254e-04	m ³
Wz	2.6967e-04	m ³
NRk	2087.15	kN
My,Rk	114.50	kNm
Mz,Rk	95.73	kNm
My,Ed	-5.33	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm
Interaction Method 1		
Mσ0	1377.98	kNm
reduced slenderness 0	0.29	
Psi y	-0.019	
Psi z	1.000	
Cmy,0	0.769	
Cmz,0	1.001	
Cmy	0.884	
Cmz	1.001	
CmLT	1.000	
my	0.902	
uz	1.000	
wy	1.125	
wz	1.500	
npl	0.052	
aLT	0.989	
bLT	0.000	
dLT	0.009	
eLT	0.000	
eLT	0.232	
Cyy	0.982	
Cyz	0.922	
Czy	0.910	
Czz	0.929	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.17 + 0.04 + 0.00 = 0.21
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.85 + 0.03 + 0.00 = 0.88

Σχήμα 3.58: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος σε Ο.Κ.Α.

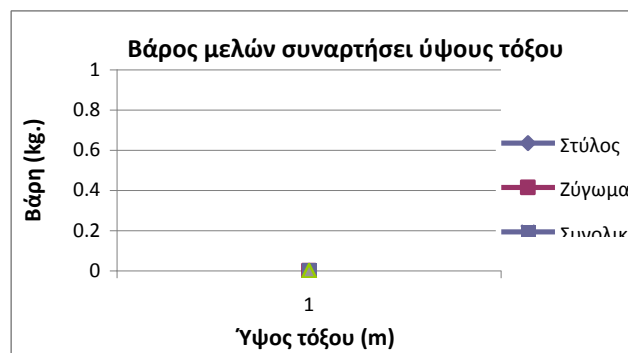


Σχήμα 3.59: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας ελκυστήρα σε Ο.Κ.Α.

3.4.4 Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις

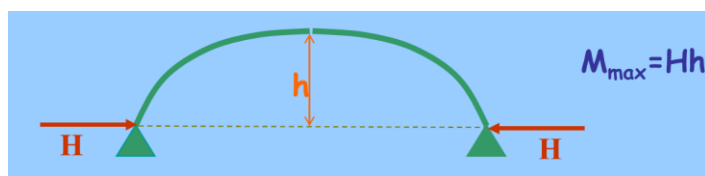
Τοξωτή Μορφή και Μέθοδος Ανάλυσης: Τα τοξωτά ζυγώματα, παρόλο που εμφανίζουν, γενικώς, παρόμοια συμπεριφορά με τα δικλινή, παρουσιάζουν κάποιες ιδιομορφίες, λόγω της έντονης καμπυλότητας τους. Γενικά, η απότομη αλλαγή της καμπύλης σε τόξα μεγάλου ύψους, υπό καμπτική καταπόνηση, προκαλεί ακαριαίο λυγισμό, ενώ τόξα υπό καθαρή θλίψη συμπεριφέρονται γενικώς ως γραμμικά. Επιπλέον, λόγω της διαδικασίας καμπυλώσεως που υφίστανται, προκαλούνται παραμένουσες παραμορφώσεις και οι αρχικές τους ατέλειες πρέπει να ληφθούν υπόψη στην ανάλυση. Επιπλέον, η λυγηρότητα και η εκτός επιπέδου κάμψη δημιουργούν αποκλίσεις και επηρεάζουν τη συμπεριφορά και την αντοχή των τοξωτών κατασκευών. Τα φαινόμενα αυτά, ωστόσο, παίρνουν σημαντικές τιμές, όταν ο λόγος της ακτίνας του τόξου R προς το ύψος της διατομής του ζυγώματος είναι αρκετά μικρός. Στην περίπτωση μας, ο λόγος αυτός παίρνει πολύ μεγάλες τιμές, καθώς το μήκος του ζευκτού συγκριτικά με το ύψος της διατομής είναι πολύ μεγάλο. Οπότε, για σταθερή συμμετρική διατομή ζυγώματος, οι παραπάνω επιρροές λόγω καμπυλότητας μπορούν να παραληφθούν και να πραγματοποιηθεί ελαστική ανάλυση.

Η μεταβολή του βάρους των μελών και του συνολικού, καθώς αυξάνεται το ύψος, παρουσιάζεται για την περίπτωση μας στο παρακάτω Σχήμα 3.60.



Σχήμα 3.60: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του βάρους συναρτήσει του ύψους τόξου f

Περίπτωση χωρίς ελκυστήρα: Γενικά, ένα μέρος των κατακόρυφων φορτίων παραλαμβάνεται ως γινόμενο της αξονικής του ζυγώματος επί της εκκεντρότητας από τον κόμβο (ύψος τόξου f), κατά το Σχήμα 3.61 που ακολουθεί.



Σχήμα 3.61: Ενδεικτικό διάγραμμα συμβολής τοξωτού αξονικής ζυγώματος

Καθώς αυξάνεται το ύψος τόξου, μέσω της μεγαλύτερης εκκεντρότητας, η τιμή της ροπής αυτής αυξάνεται, με αποτέλεσμα να μειώνεται γενικά το εύρος ροπών. Η αξονική του ζυγώματος δεν παρουσιάζει μια σταθερή τιμή, αλλά αντίθετα η τιμή αυτή μεταβάλλεται, ανάλογα με τη συνιστώσα της αντίδρασης στις στηρίξεις που παραλαμβάνει κάθε διατομή. Συγκεκριμένα, επειδή πρόκειται για τοξωτό φορέα, η αξονική θλίψη στο ζύγωμα θα είναι ίση με την οριζόντια αντίδραση του εδάφους στο μέσο, όπου η διατομή είναι οριζόντια. Αντίθετα, στο άκρο, η θλίψη αυξάνεται προοδευτικά με το ύψος, καθώς όσο μεγαλώνει το ύψος τόσο πιο κάθετος γίνεται ο φορέας στο σημείο αυτό και, επομένως, τόσο μεγαλύτερη συνιστώσα της κατακόρυφης αντίδρασης παραλαμβάνει. Συνεπώς, εφόσον το ύψος δεν παίρνει μεγάλες τιμές, η αξονική του ζυγώματος είναι μικρή και δεν επηρεάζει σημαντικά στην αστοχία του. Σε μεγαλύτερες τιμές του ύψους, η αξονική μπορεί να πάρει ακόμα και διπλάσιες τιμές, οπότε πρέπει να ληφθεί υπόψη η συνδυασμένη κάμψη και θλίψη του ζυγώματος.

Η βέλτιστη λύση εκλέγεται σε ύψος τέτοιο, ώστε να μην μπορεί να επιτευχθεί μια περαιτέρω μείωση των διατομών, αυξάνοντας το ύψος σε μεγαλύτερες τιμές. Συγκεκριμένα, ακόμα και στην ακραία τιμή του ύψους τόξου, δεν μπορούμε να έχουμε μικρότερη διατομή στύλου, παρόλο που μειώνονται σημαντικά τα εντατικά μεγέθη στον κόμβο, καθώς ο στύλος μικρότερης διατομής κάτω δεν επαρκεί, ενώ πάνω θα οδηγούσε σε μεγάλες παραμορφώσεις με επακόλουθη ανεπάρκεια σε Ο.Κ.Α. Γενικώς, καθώς αυξάνεται το ύψος, ο κόμβος γίνεται πιο ευσταθής, με αποτέλεσμα η παραμορφωσιμότητα του υποστυλώματος να αυξάνεται. Συγχρόνως, δεν μπορούμε να έχουμε μικρότερη διατομή ζυγώματος από IPE300, χωρίς την αντίστοιχη αύξηση της διατομής του στύλου σε τιμή μεγαλύτερη από την αρχική.

Περίπτωση με ελκυστήρα: Το ζύγωμα παραλαμβάνει ως θλίψη τη συνιστώσα του ελκυστήρα και της αντίδρασης του εδάφους που αντιστοιχεί στην κλίση κάθε διατομής. Καθώς αυξάνεται το ύψος, οι ακραίες διατομές γίνονται πιο κατακόρυφες, με αποτέλεσμα να παραλαμβάνουν μεγαλύτερη συνιστώσα από την αντίδραση και μικρότερη συνιστώσα από την οριζόντια δύναμη του ελκυστήρα. Η συνιστώσα από την αντίδραση, ωστόσο, είναι πάντα πολύ μικρότερη συγκριτικά με την αξονική από τον ελκυστήρα, καθώς η σχεδόν σταθερή κατακόρυφη αντίδραση είναι πολύ μικρότερη από την αξονική του ελκυστήρα και η διατομή του ζευκτού δεν γίνεται ποτέ κατακόρυφη. Συνεπώς, η αξονική του ζυγώματος στο σύνολο της, μειώνεται με την αύξηση του ύψους. Επιπλέον, με αύξηση του ύψους του τόξου, μειώνεται το εύρος ροπών, με αποτέλεσμα την περαιτέρω μείωση των εντατικών μεγεθών στον κόμβο.

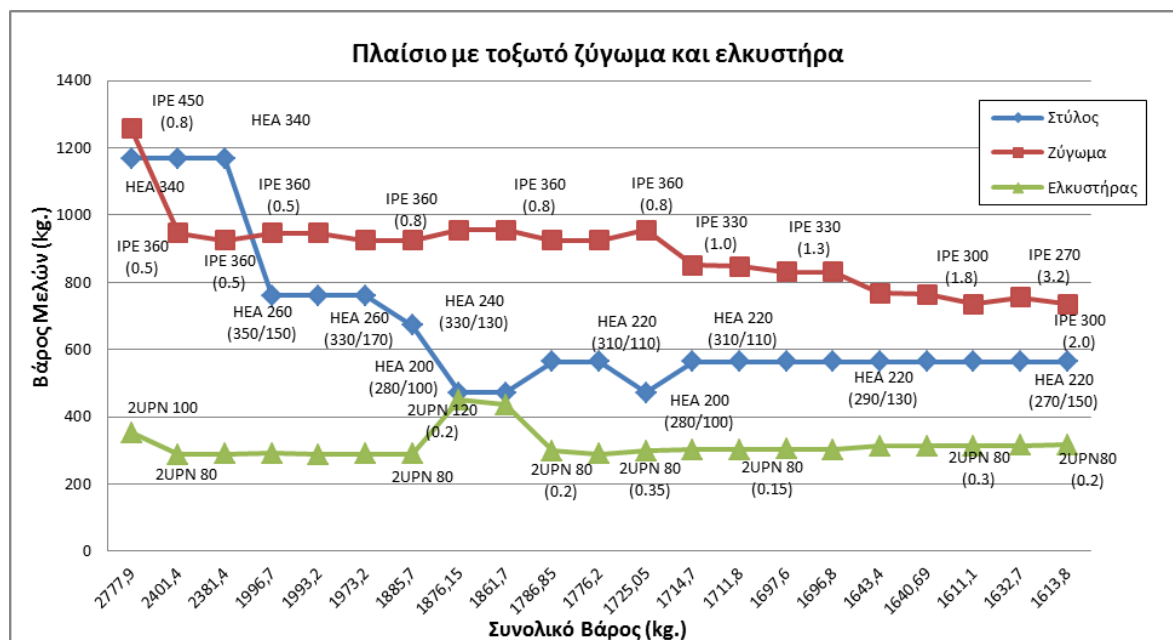
Βέλτιστη λύση: Ως βέλτιστη λύση στην περίπτωση με ελκυστήρα, θεωρείται η επανάληψη 33, όπως παρουσιάζεται στα αποτελέσματα της ανάλυσης, καθώς επιτυγχάνονται σημαντικά μειωμένες τιμές, με το ύψος τόξου και την εκκεντρότητα να μην παίρνουν πολύ μεγάλες τιμές και η ακραία ενισχυση που απαιτείται να έχει μικρό ύψος και λογικό μήκος. Θεωρούμε, λοιπόν, ότι αυτός είναι ο βέλτιστος συνδυασμός

επάρκειας διατομών και λειτουργικότητας του κτιρίου. Οι οικονομικότερες λύσεις από αυτήν κρίθηκαν ως συγκριτικά λιγότερο κατάλληλες, παρόλο που οδηγούσαν σε μικρότερη διατομή ζυγώματος, για τους παρακάτω παράγοντες:

1. αυξάνουν το μήκος της απαιτούμενης ακραίας ενίσχυσης στα 2.5m, δηλαδή στο 30% του μήκους ζυγώματος συνολικά και το ζύγωμα επαρκεί οριακά σε μεγάλο μήκος και στο άκρο και στο μέσο (κυρίαρχη καταπόνηση η θλίψη)
2. αυξάνουν το ύψος του τόξου κατά 0.70m, το οποίο συνεπάγεται αύξηση του μήκους του τόξου και ένα επιπλέον βάρος για την επικάλυψη της οροφής, το οποίο πρέπει να συμπεριληφθεί στον υπολογισμό.
3. αύξησαν την εκκεντρότητα του ελκυστήρα σε 0.35m, με επακόλουθη μείωση του λειτουργικού ύψους του κτιρίου

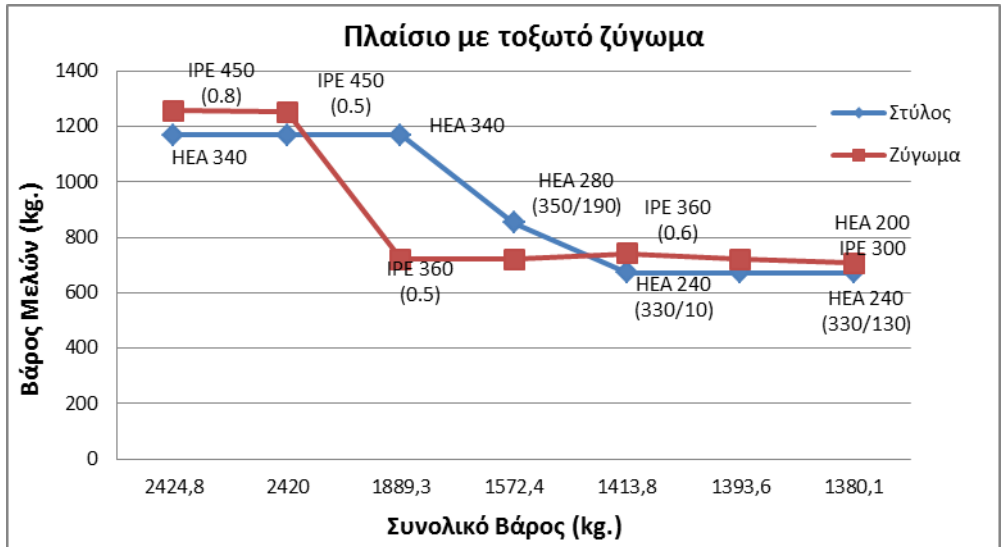
Ως αποτέλεσμα, οι λύσεις αυτές επιτυγχάνουν μια εξοικονόμηση υλικού έως 83kg., δηλαδή ίση με 5% επί της τελικής λύσης, το οποίο θεωρείται αμεληταίο αν ληφθούν υπόψη ο συντελεστής ασφαλείας για ζύγωμα που επαρκεί οριακά σε όλο σχεδόν το μήκος του, το λειτουργικό ύψος που χάνεται και η επιπλέον επιφάνεια τόξου προς επικάλυψη.

Σύγκριση αποτελεσμάτων: Παρατίθενται παρακάτω τα συγκεντρωτικά διαγράμματα 3.62 και 3.63, που δείχνουν τη μεταβολή των βαρών των επιμέρους μελών, καθώς μειώνεται προοδευτικά το συνολικό βάρος του φορέα, στις δύο περιπτώσεις. Στις παρενθέσεις των διατομών του ζυγώματος, φαίνεται σε μέτρα το αντίστοιχο ύψος του τόξου, ενώ στις παρενθέσεις των διατομών του ελκυστήρα, αναφέρεται σε μέτρα η αντίστοιχη εκκεντρότητα. Παρατηρείται διακείμεση ακόμα και σε διατομές της ίδιας διατομής ζυγώματος, λόγω των διαφορετικών ενισχύσεων κάθε επανάληψης.



Σχήμα 3.62: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του βάρους των μελών συναρτήσει του συνολικού βάρους σε περίπτωση με ελκυστήρα

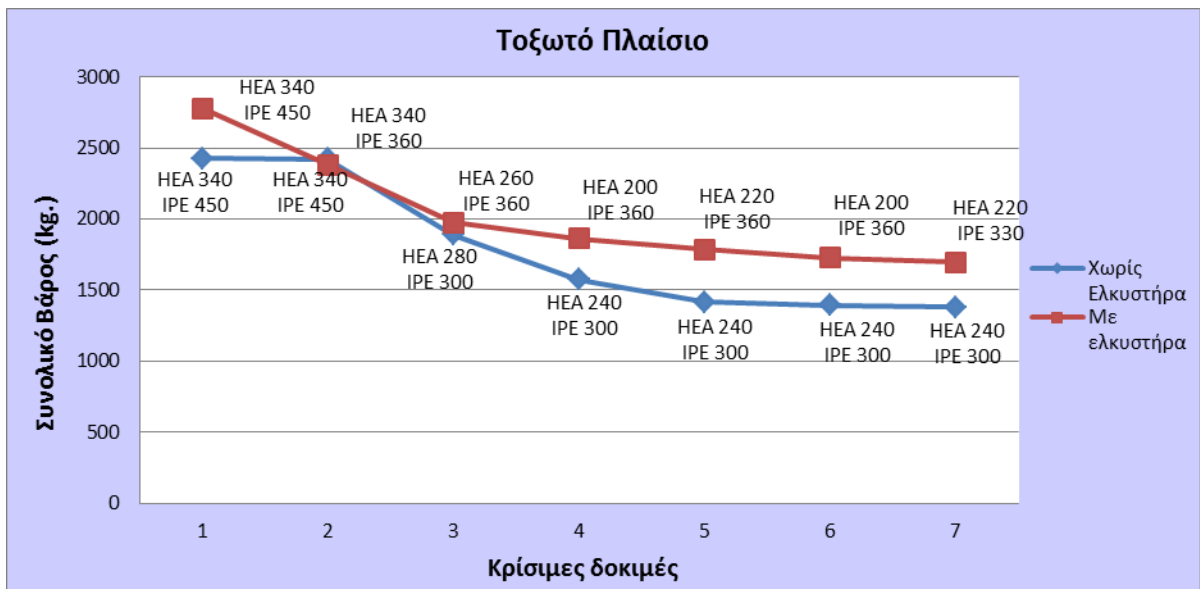
Στην περίπτωση με ελκυστήρα, χαρακτηριστική είναι η σύγκριση μεταξύ προτελευταίας και τελευταίας δοκιμής, όπου παρατηρούμε ότι λόγω του μεγάλου ύψους της προτελευταίας περίπτωσης (κατά 1.20m μεγαλύτερη), η τελευταία εμφανίζεται πιο οικονομική, παρόλο που η διατομή ζυγώματος είναι μεγαλύτερη.



Σχήμα 3.63: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του βάρους των μελών συναρτήσει του συνολικού βάρους σε περίπτωση χωρίς ελκυστήρα

Στο Σχήμα 3.64, παρουσιάζεται η προοδευτική μείωση του συνολικού βάρους του φορέα, μέσα από τη διαδικασία βελτιστοποίησης του παρόντος τύπου πλαισίου, στις δύο περιπτώσεις, χωρίς ή με ελκυστήρα. Παρατηρούμε ότι προέκυψε τελικά μια εξοικονόμηση υλικού ίση με 1.044,7kg. και 728kg. ,στην περίπτωση χωρίς και με ελκυστήρα αντίστοιχα, με αντίστοιχα ποσοστά 43% και 30% της αρχικής προμέτρησης.

Ιδιαίτερη εντύπωση προκαλεί το γεγονός ότι στην περίπτωση τοξωτού πλαισίου με ελκυστήρα δεν καταλήξαμε σε ευνοικότερα αποτελέσματα, σε σχέση με την περίπτωση χωρίς ελκυστήρα. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι αυξάνεται σημαντικά η λυγηρότητα του ζυγώματος, λόγω μεταθετού αμφίarthρωτού πλαισίου, με αποτέλεσμα να μην μπορεί να παραλάβει σημαντική θλίψη.



Σχήμα 3.64: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του συνολικό βάρους στις πιο κρίσιμες δοκιμές

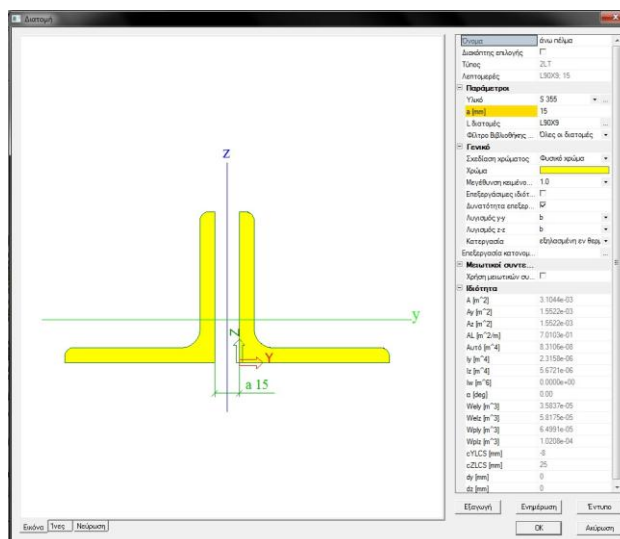
3.5 Τοξωτό πλαίσιο μεταβλητού ύψους με ζύγωμα μορφής δικτυώματος

3.5.1 Μοντέλο προσομοίωσης πλαισίου

Αυτός ο τύπος πλαισίου μορφώνεται από ένα τοξωτό δικτύωμα μορφής N ως ζύγωμα, στηριζόμενο σε δύο υποστύλωματα μεταβλητής διατομής. Κατά τη συγκριτική μελέτη του παρόντος κεφαλαίου, επιδιώκεται αφενός η βελτιστοποίηση των διατομών των μελών (ράβδοι δικτυώματος και στύλοι) και αφετέρου η βελτιστοποίηση του ακραίου και μεσαίου ύψους του δικτυώματος, h και H αντίστοιχα. Η διάσταση του ακραίου ύψους h επιλέγεται ανάλογα με το άνοιγμα του πλαισίου, κατά τέτοιο τρόπο, ώστε να μη σχηματίζεται μεταξύ των ράβδων μικρή οξεία γωνία, καθώς κατ'αυτόν τον τρόπο δυσχεραίνεται η διαμόρφωση του κόμβου και μια από τις δύο ράβδους χρειάζεται να διακοπεί μακριά από το θεωρητικό σημείο του κόμβου διαστρεβλώνοντας σε κάποιο βαθμό, τα αποτελέσματα. Επιλέγονται, λοιπόν, τα 0.40m ως ελάχιστη τιμή του h , το οποίο δεν μπορεί να αυξηθεί πολύ, ώστε να μην έχουμε σημαντική, μη αποδεκτή, μείωση του λειτουργικού ύψους του κτιρίου. Εξετάζεται, αντιθέτως, μια ευρύα διακύμανση του ύψους H από την τιμή $L/20=0.80m$ μέχρι $L/10=1.60m$.

Χρησιμοποιούνται διατομές από ζεύγος γωνιακών που διατάσσονται παράλληλα για τη μόρφωση των πελμάτων και μεμονωμένα γωνιακά για τους ορθοστάτες και τις διαγωνίους, διατεταγμένα κατάλληλα, εκατέρωθεν του κομβοελάσματος, ώστε να διευκολύνονται οι συνδέσεις στους κόμβους. Το άνω πέλμα, επιλέγεται να προσομοιωθεί ως ραβδωτά ευθύγραμμα τμήματα, μήκους ίσου με το φάτνωμα που ορίζεται μεταξύ δύο διαδοχικών τεγίδων, ενώ το κάτω πέλμα εισάγεται ως ενιαίο. Όλοι οι ράβδοι του δικτυώματος εισάγονται στο πρόγραμμα ως μέλη που παραλαμβάνουν μόνο αξονική δύναμη, ορίζοντας τον αντίστοιχο τύπο FEM. Στα άκρα των ράβδων, εισάγονται αρθρώσεις για καταπόνηση στο επίπεδο του πλαισίου. Η φορά των διαγωνίων σε κάθε φάτνωμα είναι τέτοια, ώστε υπό την δυσμενέστερη φόρτιση, η διαγώνιος να εφελκύεται. Στην περίπτωση που το κάτω πέλμα θλίβεται σε κάποιο μήκος, χρειάζεται η χρήση εγκάρσιων αντηρρίδων, ώστε να απομειωθεί το μήκος λυγισμού του. Στην περίπτωση μας, επιλέγουμε αντηρρίδες στο μέσο του ανοίγματος και στα 2/5 κάθε ημιανοίγματος από το άκρο.

Τα ζεύγη γωνιακών για τα πέλματα εισήχθησαν στο πρόγραμμα, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.65.



Σχήμα 3.65: Προσομοίωση Διατομής Πελμάτων Δικτυώματος

Οι διατομές των υποστυλωμάτων μεταβλητής διατομής εισάγονται στο προσομοίωμα με τον ίδιο τρόπο, όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις (Παράγραφος 3.2.2). Το τόξο ορίζεται ως τόξο κύκλου και στη συνέχεια χωρίζεται σε 10 μέλη, ένα μεταξύ κάθε διαδοχικού ζεύγους τεγίδων. Επιπλέον, το ύψος του τόξου f καθορίζεται σε κάθε επανάληψη από το χρήστη. Καθώς μεταβάλλουμε το ύψος f , μεταβάλλονται και τα φορτία χιονιού και ανέμου, όπως περιγράφονται στις Παραγράφους 2.5 και 2.6.

Ως αρχική τιμή των δοκιμών θεωρήθηκε για τα υποστυλώματα, για λόγους σύγκρισης αποτελεσμάτων, η σταθερή διατομή HEA 340, ενώ για τις ράβδους δικτύματος θεωρήθηκαν αρχικά διατομές γωνιακού L90*9 (ζεύγη και μεμονωμένα αντίστοιχα).

3.5.2 Πορεία που ακολουθήθηκε

Από την επίλυση και τις περιβάλλουσες ροπών και αξονικών του αρχικού πλαισίου, παρατηρούμε ότι η καταπόνηση των μελών έγγυται για τα μεν υποστυλώματα σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη και για τις δε ράβδους του δικτύματος σε αξονική θλίψη ή εφελκυσμό. Στο αρχικό ύψος, βρίσκουμε τις βέλτιστες δυνατές διατομές των ράβδων δικτύματος. Για μείωση της διατομής του στύλου, επιβαρύνεται το άνω πέλμα του δικτύματος, ενώ το κάτω μπορεί να επιβαρύνεται ή να ανακουφίζεται, αναλόγως εάν είναι κρίσιμος ο εφελκυσμός ή η θλίψη. Για αύξηση της διατομής του άνω πέλματος, μειώνεται εκ νέου η ροπή στον κόμβο, ενώ για αύξηση της διατομής του κάτω πέλματος, μπορεί να αυξάνεται ή να μειώνεται η ροπή στον κόμβο (διπλή λειτουργία κάτω πέλματος). Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη του κόμβου, μπορούμε να μειώσουμε ή να αυξήσουμε τη διατομή του υποστυλώματος. Οδηγούμαστε, λοιπόν, σε μία επαναληπτική διαδικασία, εξετάζοντας με μείωση ποιων διατομών επιτυγχάνεται επέρχεται οικονομία.

Αφού βρούμε το βέλτιστο συνδυασμό διατομών στο αρχικό ύψος, δοκιμάζουμε να αυξήσουμε το μεσαίο ύψος H . Παρατηρούμε ότι καθώς αυξάνεται το ύψος, μειώνεται γενικά η ροπή του υποστυλώματος στον κόμβο, καθώς επίσης και οι εντάσεις των ράβδων στο δικτύωμα. Επομένως, εξετάζουμε σε ποιο ύψος μπορούμε να πετύχουμε μείωση των εντατικών μεγεθών σε τέτοιο σημείο, ώστε να επαρκεί οριακά η μικρότερη διατομή του άνω πέλματος και σε αυτό το ύψος αναζητούμε κατά τον ίδιο τρόπο τις βέλτιστες διατομές των μελών. Ελέγχουμε εάν για αυτό το ύψος, το μήκος των ράβδων πληρώσεως και του άνω πέλματος αυξάνεται τόσο, ώστε να οδηγήσει σε πιο αντιοικονομικά αποτελέσματα.

Στη συνέχεια, δοκιμάζουμε να αυξήσουμε το ακραίο ύψος h στην τιμή 0,50m. Καθώς αυξάνεται το ύψος, μειώνονται οι αξονικές των ράβδων δικτύματος και αυξάνεται ελαφρώς η ροπή του υποστυλώματος στον κόμβο. Εξετάζουμε εάν, για αυτό το συνδυασμό υψών H και h , επιτυγχάνονται πιο οικονομικά αποτελέσματα. Στην συνέχεια, αυξάνουμε εκ νέου το μεσαίο ύψος H , μέχρι την τιμή για την οποία έχουμε μείωση των διατομών. Οδηγούμαστε, λοιπόν, εκ νέου σε μια επαναληπτική διαδικασία, μέχρι το ανώτατο όριο ύψους που έχουμε θέσει ή μέχρι οι διατομές να μην μπορούν να μειωθούν περαιτέρω για ύψος μικρότερο ή ίσο με αυτό.

Αναλυτικά, οι κρισιμότερες επαναλήψεις που πραγματοποιήθηκαν, παρουσιάζονται στους παρακάτω Πίνακες 3.7 και 3.8. Σημειώνονται με κόκκινη γραμματοσειρά οι δοκιμές που τα μέλη δεν επαρκούν σε Ο.Κ.Α., ενώ με κίτρινη οι δοκιμές που τα μέλη δεν επαρκούσαν οριακά. Σε κίτρινο φόντο είναι οι δοκιμές, όπου οι στύλοι δεν επαρκούν σε Ο.Κ.Α. Η βέλτιστη διατομή σημειώνεται με πράσινο φόντο.

Πίνακας 3.7:Εντατικά μεγέθη για επαναλήψεις βελτιστοποίησης σε τοξωτό πλαίσιο με δικτύωμα

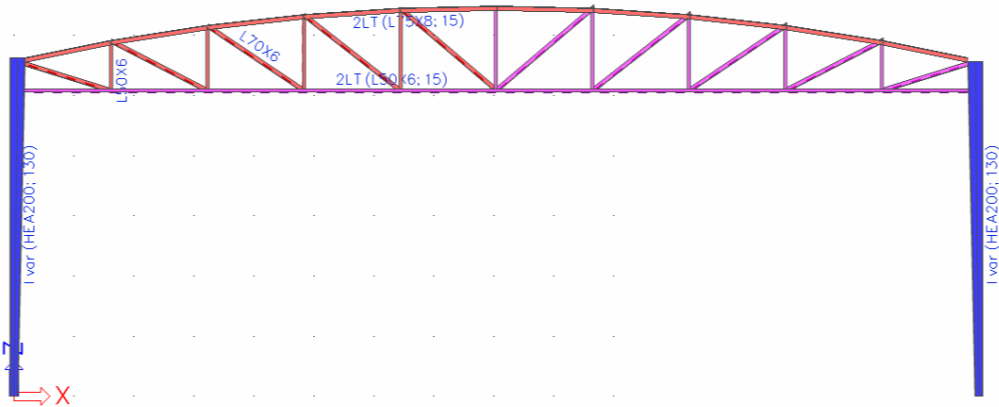
A/A	Διατομή Στόλου			Ανω πέλμα				Κάτω πέλμα				Διαγώνιος				Ορθοστάτης				Ακραίο ύψος				Μεσαίο ύψος				Εντατικά μεγέθη Στόλου				Εντατικά μεγέθη Ζυγώματος			
	διατομή	ήανο (mm)	ηκάτω (mm)	h (m)	H (m)	M	Q	N	Νόνω (kN)	Νικάτω (kN)	Νόταγ. (kN)	Νορθ. (kN)	h (m)	H (m)	M	Q	N	Νόνω (kN)	Νικάτω (kN)	Νόταγ. (kN)	Νορθ. (kN)	h (m)	H (m)	M	Q	N	Νόνω (kN)	Νικάτω (kN)	Νόταγ. (kN)	Νορθ. (kN)					
1	HEA340	330	330	2L90*90*9	2L90*90*9	2L90*90*9	2L90*90*9	0.4	0.8	-107.95	269.88/20.81	-111.20	-385.54	351.12/-295.85	357.48	-85.60																			
2	HEA340	330	330	2L90*90*9	2L75*75*7	L75*75*8	L70*70*6	0.4	0.8	-108.35	270.88/20.91	-109.70	-377.24	342.82/-291.84	353.55	-84.86																			
3	HEA240	230	230	2L90*90*9	2L75*75*7	L75*75*8	L70*70*6	0.4	0.8	-66.59	166.47/14.71	-106.41	-429.45	404.24/-179.35	325.04	-77.98																			
4	HEA240	230	230	2L90*90*9	2L70*70*6	L75*75*7	L70*70*6	0.4	0.8	-70.36	175.91/14.91	-105.96	-422.42	396.44/-189.52	326.36	-78.38																			
5	HEA220	210	210	2L100*100*8	2L70*70*6	L75*75*7	L70*70*6	0.4	0.8	-58.23	145.58/14.21	-105.23	-437.60	414.27/156.84	318.08	-76.38																			
6	HEA340	330	330	2L80*80*10	2L80*80*10	L80*80*10	L80*80*10	0.5	0.9	-105.87	211.73/20.81	-111.11	-344.64	301.15/-232.61	293.08	-86.33																			
7	HEA340	330	330	2L80*80*10	2L70*70*6	L75*75*7	L70*70*6	0.5	0.9	-110.46	220.92/21.71	-109.23	-330.89	297.46/-241.14	290.71	-85.91																			
8	HEA260	250	250	2L80*80*10	2L70*70*6	L75*75*7	L70*70*6	0.5	0.9	-72.10	142.27/15.31	-106.48	-374.61	348.78/-166.02	272.28	-80.44																			
9	HEA220	210	210	2L90*90*9	2L70*70*6	L75*75*7	L70*70*6	0.5	0.9	-52.00	104.00/14.01	-105.29	-420.63	403.72/-114.25	263.48	-77.83																			
10	HEA200	250	130	2L90*90*9	2L70*70*6	L75*75*7	L70*70*6	0.5	0.9	-50.12	104.56/14.01	-104.68	-397.33	375.79/-112.06	263.00	-77.69																			
11	HEA200	250	130	2L90*90*9	2L60*60*6	L70*70*6	L60*60*6	0.5	0.9	-50.64	106.60/14.11	-104.25	-392.79	370.80/-117.13	263.05	-77.76																			
12	HEA200	250	130	2L80*80*10	2L60*60*6	L70*70*6	L60*60*6	0.5	1	-48.23	100.73/13.61	-104.31	-361.21	341.74/-106.13	250.92	-74.16																			
13	HEA200	250	130	2L80*80*10	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1	-48.75	101.75/13.71	-104.19	-358.77	338.96/-107.26	251.70	-74.41																			
14	HEA200	250	130	2L80*80*8	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1.1	-47.35	98.93/13.50	-103.86	-328.49	311.84/-104.15	240.73	-71.16																			
15	HEA200	250	130	2L80*80*8	2L50*50*6	L70*70*6	2L50*50*6	0.5	1.1	-47.88	99.97/13.60	-103.73	-326.18	309.10/-105.30	241.71	-71.47																			
16	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L60*60*6	L65*65*7	L60*60*6	0.5	1.1	-85.14	170.28/16.71	-112.08	-267.52	-187.07	277.93	-82.90																			
17	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.4	1.2	-68.62	171.54/14.21	-113.04	-284.15	-184.81	310.16	-75.09																			
18	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L65*65*7	L70*70*6	L65*65*7	0.4	1.2	-68.83	172.07/14.21	-112.67	-282.72	-185.38	309.53	-74.99																			
19	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L70*70*6	L70*70*6	L60*60*6	0.4	1.2	-69.51	173.77/14.21	-112.50	-281.51	-187.22	309.91	-75.09																			
20	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L60*60*6	L70*70*6	L60*60*6	0.4	1.2	-71.86	179.66/14.31	-112.29	-278.90	-193.55	311.97	-75.65																			
21	HEA300	290	290	2L75*75*7	2L75*75*7	L75*75*7	L75*75*7	0.4	1.2	-59.95	148.89/13.11	-111.83	-291.65	-160.40	300.33	-72.69																			
22	HEA260	250	250	2L75*75*8	2L70*70*6	L70*70*6	L60*60*6	0.4	1.2	-46.28	115.69/12.41	-110.03	-301.53	289.53	285.00	-69.03																			
23	HEA240	230	230	2L75*75*8	2L70*70*6	L70*70*6	L60*60*6	0.4	1.2	-44.34	111.14/12.31	-109.45	-306.70	295.92	278.19	-67.37																			
24	HEA220	210	210	2L75*75*8	2L70*70*6	L70*70*6	L60*60*6	0.4	1.2	-43.35	108.66/12.51	-108.52	-314.50	305.78	268.01	-64.89																			
25	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L75*75*7	L75*75*7	L75*75*7	0.5	1.2	-73.04	146.08/14.61	-113.04	-259.30	-160.48	266.08	-79.24																			
26	HEA340	330	330	2L70*70*7	2L65*65*7	L70*70*6	L65*65*7	0.5	1.2	-75.85	151.71/14.91	-108.85	-255.64	-166.68	267.37	-79.68																			
27	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L60*60*6	L65*65*7	L60*60*6	0.5	1.2	-75.74	151.48/14.91	-112.28	-254.59	-166.42	266.47	-79.47																			
28	HEA260	250	250	2L75*75*7	2L60*60*6	L65*65*7	L60*60*6	0.5	1.2	-51.30	102.60/13.21	-109.57	-273.26	-112.73	247.57	-73.80																			
29	HEA240	230	230	2L75*75*7	2L60*60*6	L65*65*7	L60*60*6	0.5	1.2	-45.23	90.82/12.46	-109.00	-279.94	-96.40	241.81	-72.08																			
30	HEA240	230	230	2L75*75*8	2L60*60*6	L70*70*6	L60*60*6	0.5	1.2	-44.52	89.39/12.32	-109.18	-281.58	270.00	239.94	-71.52																			
31	HEA200	250	130	2L75*75*8	2L50*50*6	L70*70*6	2L50*50*6	0.5	1.2	-46.26	96.73/13.28	-103.76	-303.11	288.12/-101.74	231.14	-68.33																			
32	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L60*60*6	L65*65*7	L60*60*6	0.5	1.1	-85.14	170.28/16.71	-112.08	-257.52	-187.07	277.93	-82.90																			
33	HEA240	230	230	2L75*75*7	2L60*60*6	L70*70*6	L60*60*6	0.5	1.4	-45.33	91.02/12.48	-109.22	-253.20	253.15	230.56	-68.92																			
34	HEA220	210	210	2L75*75*7	2L60*60*6	L70*70*6	L60*60*6	0.5	1.4	-43.06	86.47/12.50	-108.49	-258.69	-90.72	224.79	-66.99																			
35	HEA240	230	230	2L75*75*7	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1.4	-43.75	87.84/12.28	-109.03	-252.03	-92.23	231.59	-69.04																			
36	HEA200	250	130	2L75*75*8	2L50*50*6	L70*70*6	2L50*50*6	0.5	1.4	-43.38	90.99/12.57	-104.14	-267.72	256.47/-95.62	215.31	-63.63																			
37	HEA200	250	130	2L75*75*7	2L50*50*6	L70*70*6	2L50*50*6	0.5	1.4	-43.47	91.14/12.80	-99.17	-253.43	242.08/-95.79	202.76	-59.93																			
38	HEA240	230	230	2L75*75*7	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1.5	-42.31	84.96/12.39	-109.27	-248.05	-89.07	221.70	-66.09																			
39	HEA240	230	230	2L70*70*7	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1.6	-41.28	82.90/12.46	-109.41	-235.53	-86.81	213.26	-63.57																			
40	HEA240	230	230	2L70*70*7	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1.7	-40.15	80.64/12.54	-109.69	-225.91	-84.32	204.63	-60.99																			
41	HEA200	250	130	2L70*70*7	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1.7	-40.95	86.13/12.96	-104.53	-224.65	215.80/-90.1	187.49	-55.38																			
42	HEA200	250	130	2L70*70*6	2L50*50*6	L60*60*6	2L50*50*6	0.5	2	-36.49	77.32/12.65	-105.23	-194.29	187.20/-80.41	168.06	-49.61																			
43	HEA200	250	130	2L70*70*7	2L50*50*5	L70*70*6	2L50*50*5	0.5	1.7	-39.16	82.54/12.60	-104.31	-222.78	213.66/-86.16	188.88	-55.82																			
44	HEA200	250	130	2L70*70*6	2L50*50*6	L60*60*6	2L50*50*6	0.5	2.5	-33.42	71.20/12.68	-107.14	-160.67	154.04/-73.69	141.62	-41.76																			
45	HEA200	250	130	2L70*70*6	2L50*50*5	L60*60*6	2L50*50*5	0.5	2.5	-33.30	70.92/12.71	-106.75	-160.00	154.27/-73.39	141.17	-41.67																			
46	HEA200	250	130	2L70*70*7	2L50*50*5	L60*60*6	2L50*50*5	0.5	2.5	-33.12	70.59/12.73	-106.98	-160.63	155.02/-73.02	140.59	-41.50																			

Πίνακας 3.8: Συντελεστές επάρκειας σε Ο.Κ.Α., προμέτρηση υλικών για επαναλήψεις βελτιστοποίησης σε τοξωτό πλαίσιο με δικτύωμα

Α/Α	Διατομή Στόλου έπισημη	Ανω πλάτη		Κάτω πλάτη		Διαγώνιος	Ορθοστάτη	Ακέραιος Μέσος Όρος Συντελεστής Επάρκειας Ο.Κ.Α.		Προμέτρηση Υλικών										
		έκτος (mm)	επίτα (mm)	έκτος (mm)	επίτα (mm)			h (m)	H (m)	Στόλου(κ/κ)	Ανω πλάτη(α)	Κάτω πλάτη(α)	Διαγώνιος	Ορθοστάτης	Στόλος (kg)	Ανω πλάτη (kg)	Κάτω πλάτη (kg)	Διαγώνιος (kg)	Ορθοστάτης (kg)	Συνολικά
1	HEA340	330	330	2L90*90*9	2L90*90*9	2L90*90*9	2L90*90*9	0.4	0.8	0.29	0.86	0.44	0.63	0.19	1168.4	392.2	391.3	210.6	76.1	2238.8
2	HEA340	330	330	2L90*90*9	2L75*75*7	L75*75*8	L70*70*6	0.4	0.8	0.29	0.84	0.81	0.87	0.39	1168.4	392.2	255.1	156.3	39.9	2011.9
3	HEA240	230	230	2L90*90*9	2L75*75*7	L75*75*8	L70*70*6	0.4	0.8	0.39	0.94	0.57	0.80	0.36	672.7	392.2	255.1	156.3	39.9	1516.2
4	HEA240	230	230	2L90*90*9	2L70*70*6	L75*75*7	L70*70*6	0.4	0.8	0.40	0.95	0.71	0.92	0.36	672.7	392.2	205.3	137.2	39.9	1447.3
5	HEA220	210	210	2L100*100*8	2L70*70*6	L75*75*7	L70*70*6	0.4	0.8	0.45	0.91	0.72	0.89	0.35	563.2	392.2	205.3	137.2	39.9	1337.8
6	HEA340	330	330	2L80*80*10	2L80*80*10	L80*80*10	L80*80*10	0.5	0.9	0.22	0.91	0.30	0.55	0.19	1168.4	382	381.4	209.7	84.6	2226.1
7	HEA340	330	330	2L80*80*10	2L70*70*6	L75*75*7	L70*70*6	0.5	0.9	0.24	0.89	0.91	0.82	0.40	1168.4	382	205.3	140.2	45.6	1941.5
8	HEA260	250	250	2L80*80*10	2L70*70*6	L75*75*7	L70*70*6	0.5	0.9	0.42	0.95	0.61	0.76	0.37	753.6	382	205.3	140.2	45.6	1526.7
9	HEA220	210	210	2L90*90*9	2L70*70*6	L75*75*7	L70*70*6	0.5	0.9	0.43	0.89	0.63	0.74	0.36	563.2	392.1	205.3	140.2	45.6	1346.4
10	HEA200	250	130	2L90*90*9	2L70*70*6	L75*75*7	L70*70*6	0.5	0.9	0.56	0.89	0.66	0.74	0.36	471.3	392.1	205.3	140.2	45.6	1254.5
11	HEA200	250	130	2L90*90*9	2L60*60*6	L70*70*6	L60*60*6	0.5	0.9	0.58-0.43	0.89	0.76	0.92	0.42	471.3	392.1	174.5	112.9	38.8	1189.6
12	HEA200	250	130	2L80*80*10	2L60*60*6	L70*70*6	L60*60*6	0.5	1	0.56-0.39	0.87	0.70	0.87	0.41	471.3	382.4	174.5	114.6	42.4	1185.2
13	HEA200	250	130	2L80*80*10	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1	0.57-0.40	0.87	0.80	0.88	0.47	471.3	382.4	159.4	114.6	38.7	1166.4
14	HEA200	250	130	2L80*80*8	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1.1	0.56-0.38	0.92	0.74	0.84	0.47	471.3	311.8	159.4	116.3	41.9	1100.7
15	HEA200	250	130	2L80*80*8	2L50*50*6	L70*70*6	2L50*50*6	0.5	1.1	0.57-0.39	0.92	0.91	0.84	0.58	471.3	311.8	143.7	116.3	37.8	1080.9
16	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L60*60*6	L65*65*7	L60*60*6	0.5	1.1	0.15-0.19	0.93	0.97	0.91	0.49	1168.4	256.4	174.3	126.2	49.4	1774.9
17	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L75*75*7	L75*75*7	L75*75*7	0.4	1.2	0.13-0.19	0.95	0.51	0.87	0.27	1168.4	256.8	255.1	145.4	70.3	1896
18	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L65*65*7	L70*70*7	L65*65*7	0.4	1.2	0.13-0.19	0.95	0.69	0.93	0.31	1168.4	256.8	219.7	135.4	60.6	1840.9
19	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L70*70*6	L70*70*7	L60*60*6	0.4	1.2	0.13-0.20	0.95	0.70	0.93	0.42	1168.4	256.8	205.3	135.4	48.1	1814
20	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L60*60*6	L70*70*7	L60*60*6	0.4	1.2	0.13-0.20	0.94	1.01	0.94	0.42	1168.4	256.8	174.3	135.4	48.1	1783.2
21	HEA300	290	290	2L75*75*7	2L75*75*7	L75*75*7	L75*75*7	0.4	1.2	0.22-0.33	0.96	0.44	0.84	0.26	983.2	256.8	255.1	145.4	70.3	1712.8
22	HEA260	250	250	2L75*75*8	2L70*70*6	L70*70*7	L60*60*6	0.4	1.2	0.19-0.41	0.87	0.50	0.86	0.38	760.2	292.4	205.3	135.4	48.1	1441.4
23	HEA240	230	230	2L75*75*8	2L70*70*6	L70*70*7	L60*60*6	0.4	1.2	0.19-0.52	0.88	0.52	0.84	0.37	672.7	292.4	205.3	135.4	48.1	1353.9
24	HEA220	210	210	2L75*75*8	2L70*70*6	L70*70*6	L60*60*6	0.4	1.2	0.27-0.61	0.90	0.53	0.93	0.36	563.2	292.4	205.3	117.1	48.1	1226.1
25	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L75*75*7	L75*75*7	L75*75*7	0.5	1.2	0.14-0.17	0.91	0.44	0.75	0.29	1168.4	256.8	255.1	149.2	77.4	1906.9
26	HEA340	330	330	2L70*70*7	2L65*65*7	L70*70*7	L65*65*7	0.5	1.2	0.14-0.18	1.05	0.62	0.81	0.36	1168.4	239	219.7	138.9	66.7	1832.7
27	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L60*60*6	L65*65*7	L60*60*6	0.5	1.2	0.14-0.18	0.90	0.84	0.87	0.49	1168.4	256.8	174.5	128.5	53	1791.2
28	HEA260	250	250	2L75*75*7	2L60*60*6	L65*65*7	L60*60*6	0.5	1.2	0.21-0.35	0.93	0.59	0.81	0.45	760.2	256.8	174.5	128.5	53	1373
29	HEA240	230	230	2L75*75*7	2L60*60*6	L65*65*7	L60*60*6	0.5	1.2	0.21-0.37	0.94	0.56	0.79	0.37	672.7	256.8	174.5	128.5	53	1285.5
30	HEA240	230	230	2L75*75*8	2L60*60*6	L70*70*6	L60*60*6	0.5	1.2	0.20-0.36	0.83	0.57	0.84	0.44	672.7	292.4	174.5	120.1	53	1312.7
31	HEA200	250	130	2L75*75*8	2L50*50*6	L70*70*6	2L50*50*6	0.5	1.2	0.56-0.36	0.97	0.86	0.81	0.58	471.3	219.9	143.7	118.2	40.8	993.9
32	HEA340	330	330	2L75*75*7	2L60*60*6	L65*65*7	L60*60*6	0.5	1.1	0.15-0.19	0.93	0.97	0.91	0.49	1168.4	256.4	174.3	126.2	49.4	1774.9
33	HEA240	230	230	2L75*75*7	2L60*60*6	L70*70*6	L60*60*6	0.5	1.4	0.23-0.35	0.90	0.53	0.80	0.44	672.7	257.2	174.3	122.3	56.5	1283.2
34	HEA220	210	210	2L75*75*7	2L60*60*6	L70*70*6	L60*60*6	0.5	1.4	0.26-0.44	0.91	0.55	0.78	0.43	563.2	257.2	174.5	130.9	56.5	1182.3
35	HEA240	230	230	2L75*75*7	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1.4	0.23-0.35	0.90	0.65	0.81	0.52	672.7	257.2	159.4	122.3	51.6	1263.2
36	HEA200	250	130	2L75*75*8	2L50*50*6	L70*70*6	2L50*50*6	0.5	1.4	0.54-0.32	0.83	0.76	0.83	0.61	471.3	292.9	143.7	122.3	46.7	1076.9
37	HEA200	250	130	2L75*75*7	2L50*50*6	L70*70*6	2L50*50*6	0.5	1.4	0.54-0.32	0.93	0.76	0.74	0.60	471.3	257.2	143.7	122.3	46.7	1041.2
38	HEA240	230	230	2L75*75*7	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1.5	0.23-0.35	0.86	0.62	0.77	0.52	672.7	257.7	159.4	124.6	54.9	1269.3
39	HEA240	230	230	2L70*70*7	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1.6	0.20-0.32	0.98	0.59	0.74	0.52	672.7	260.4	159.4	127	58.1	1257.6
40	HEA240	230	230	2L70*70*7	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1.7	0.19-0.31	0.92	0.56	0.71	0.53	672.7	240.9	159.4	129.5	61.3	1263.8
41	HEA200	250	130	2L70*70*7	2L55*55*6	L70*70*6	L55*55*6	0.5	1.7	0.53-0.28	0.84	0.71	0.85	0.63	471.3	240.9	143.7	129.5	55.6	1041
42	HEA200	250	130	2L70*70*6	2L50*50*6	L60*60*6	2L50*50*6	0.5	2	0.52-0.26	0.97	0.63	0.61	0.67	471.3	210.1	143.7	136.6	64.6	1026.3
43	HEA200	250	130	2L70*70*7	2L50*50*6	L70*70*6	2L50*50*6	0.5	1.7	0.54-0.29	0.90	0.82	0.66	0.74	471.3	240.9	121.2	129.1	46.9	1009.4
44	HEA200	250	130	2L70*70*6	2L50*50*6	L60*60*6	2L50*50*6	0.5	2.5	0.52-0.24	1.03	0.58	0.58	0.79	471.3	213.7	143.7	150.3	79.8	1058.8
45	HEA200	250	130	2L70*70*6	2L50*50*6	L60*60*6	2L50*50*6	0.5	2.5	0.52-0.24	1.03	0.70	0.90	0.91	471.3	213.7	121.2	127.7	67.3	1001.2
46	HEA200	250	130	2L70*70*7	2L50*50*6	L60*60*6	2L50*50*6	0.5	2.5	0.54-0.24	0.88	0.70	0.89	0.91	471.3	247.1	121.2	127.7	67.3	1034.6

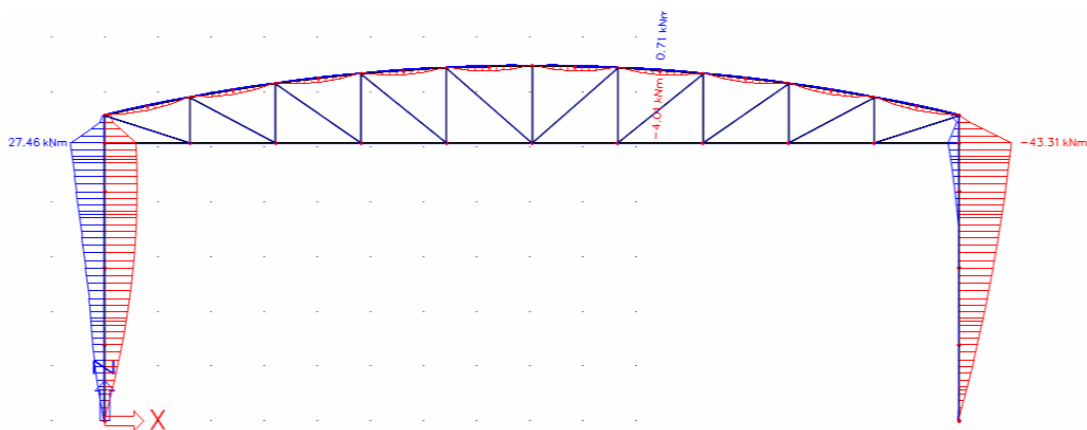
3.5.3 Αποτέλεσμα Ανάλυσης

Μετά το πέρας της συγκριτικής μελέτης, προέκυψαν ο βέλτιστος φορέας που παρουσιάζεται στο παρακάτω Σχήμα 3.66 για $h=0.40\text{m}$ και $H=1.30\text{m}$.

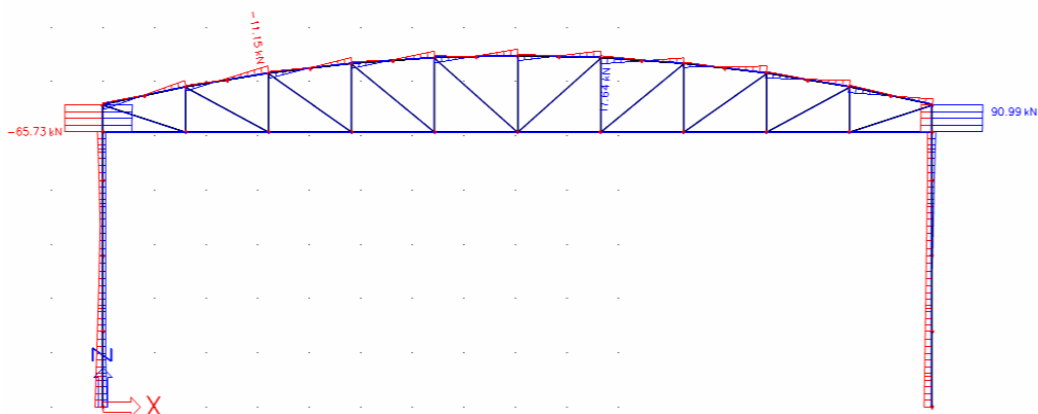


Σχήμα 3.66: Προσομοίωση Τελικού Πλαισίου Τοξωτής Στέγης με Δικτύωμα

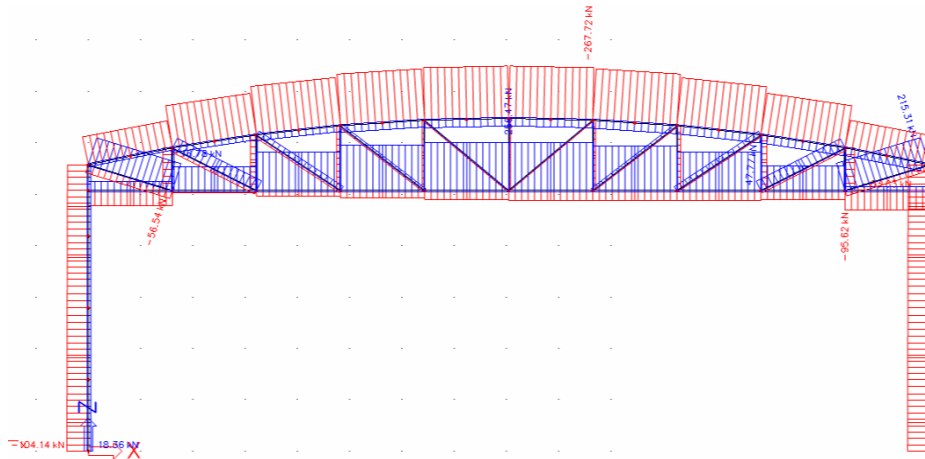
Τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη φαίνονται στα παρακάτω Σχήματα 3.67 έως 3.71.



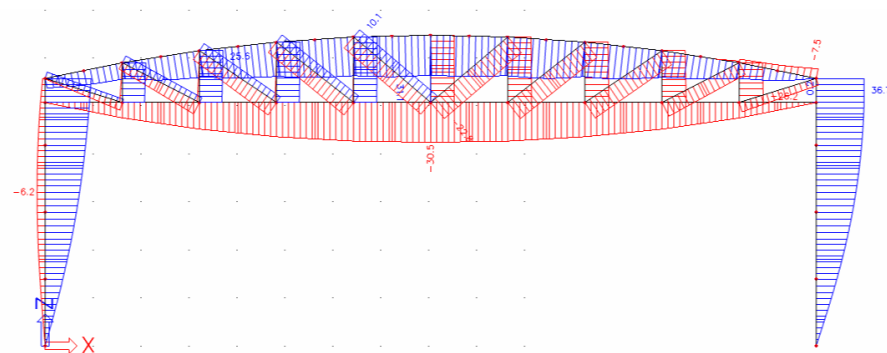
Σχήμα 3.67: Περιβάλλουσα Καμπτικών Ροπών M_y



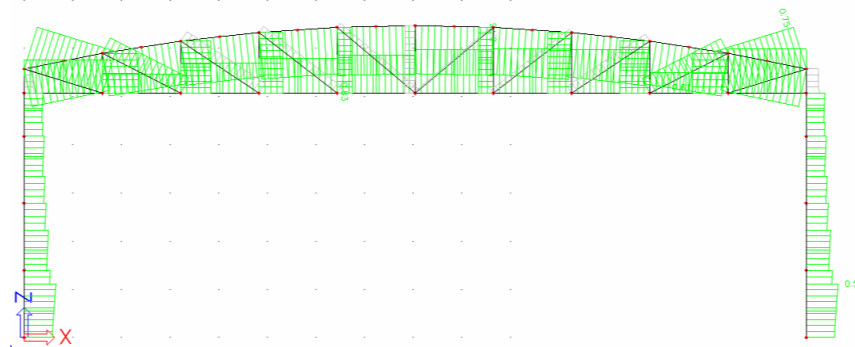
Σχήμα 3.68: Περιβάλλουσα Τεμνουσών Q



Σχήμα 3.69: Περιβάλλουσα Αξονικών N



Σχήμα 3.70: Περιβάλλουσα Βελών m_z



Σχήμα 3.71: Περιβάλλουσα Βελών v_z

Ο κρίσιμος έλεγχος επάρκειας κάθε μέλους σε Ο.Κ.Α., όπως προέκυψε από το πρόγραμμα, περιγράφεται ακολούθως στα Σχήματα 3.72 έως 3.76.

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:.....

Σημείωση: Δεν υποστηρίζεται κατάταξη γ' αυτοί τον τύπο διατομής. Η διατομή ελέγχεται ως ελαστική κλάσης 3.

The critical check is on position 1.609 m

Axis definition :

- κύριος y- άξονας κανονισμού αντιστοιχεί στον κύριο z άξονα στο Sab Engineer
- κύριος z- άξονας κανονισμού αντιστοιχεί στον κύριο y άξονα στο Sab Engineer

Internal forces		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
N.Ed	-267.78	kN
Vy.Ed	9.83	kN
Vz.Ed	0.00	kN
TEd	0.00	kNm
My.Ed	0.00	kNm
Mz.Ed	-2.12	kNm

Compression check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.4 και τον τύπο (6.9)
Η κατάταξη διατομής είναι 3.

Πίνακας τιμών		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
Nc,Rd	814.32	kN
Έλεγχος μονάδος	0.33	-

Shear check (Vy)

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.6 και τον τύπο (6.17)

Πίνακας τιμών		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
Vc,Rd	235.07	kN
Έλεγχος μονάδος	0.04	-

Έλεγχος ροπής κάμψης (Mz)

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.5 και τον τύπο (6.12)
Η κατάταξη διατομής είναι 3.

Πίνακας τιμών		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
Mc,Rd	7.78	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.27	-

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:.....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1, και τον τύπο (6.48)

Παράμετροι λυγισμού	yy	zz	
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*	*Θετική Διάση*
Τύπος μετάθεσης	αμετάθετο	μεταθετό	
Μήκος Συστήματος L	1.609	1.609	m
Συντελεστής λυγισμού k	1.00	1.00	
Μήκος λυγισμού Lcr	1.609	1.609	m
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	2464.64	942.04	kN
Λυγρότητα	43.92	71.04	
Σχετική λυγρότητα λ	0.57	0.93	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	b	
Ατέλεια α	0.34	0.34	
Συντελεστής μείωσης χ	0.85	0.64	
Ανοχή λυγισμού Nb,Rd	691.77	522.82	kN

Πίνακας τιμών		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
A	2.2939e-03	m ²
Ανοχή λυγισμού Nb,Rd	522.82	kN
Έλεγχος μονάδος	0.51	-

Έλεγχος Στρεπτικού (-Καμπτικού) λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1, και τον τύπο (6.48)

Πίνακας τιμών		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
Μήκος λυγισμού σε στρέψη	1.609	m
Ncr,T	2109.84	kN
Ncr,TF	942.04	kN
Σχετική λυγρότητα λ,T	0.93	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	
Ατέλεια α	0.34	
A	2.2939e-03	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.64	
Ανοχή λυγισμού Nb,Rd	522.82	kN
Έλεγχος μονάδος	0.51	-

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3, και τον τύπο (6.61), (6.62)

Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
kyy	1.482	
kyyz	1.184	
kzy	1.322	
kzz	1.056	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	2.2939e-03	m ²
Wy	3.7325e-05	m ³
Wz	2.1917e-05	m ³
NRk	814.32	kN
My,Rk	13.25	kNm
Mz,Rk	7.78	kNm
My,Ed	0.00	kNm
Mz,Ed	-2.33	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	60.73	kNm
reduced slenderness 0	0.47	
Psi y	1.000	
Psi z	0.911	
Cmy,0	1.026	
Cmz,0	0.863	
Cmy	1.026	
Cmz	0.863	
CmLT	1.311	
my	0.982	
mz	0.876	
wy	1.500	
wz	1.500	
npl	0.329	
aLT	0.984	
bLT	0.000	
dLT	0.000	
eLT	0.000	
Cyy	0.997	
Cyz	1.134	
Czy	1.053	
Czz	1.095	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.39 + 0.00 + 0.35 = 0.74

Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.51 + 0.00 + 0.32 = 0.83

Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο ευστάθειας!

Σχήμα 3.72: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας άνω πέλματος σε Ο.Κ.Α.

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:.....

Σημείωση: Δεν υποστηρίζεται καπάση γι' αυτό τον τύπο διατομής. Η διατομή ελέγχεται ως ελαστική, κλάσης 3.

The critical check is on position 9.653 m

Axis definition :

- κύριος y- άξονας κανονισμού αντιστοιχεί στον κύριο z άξονα στο Scia Engineer
- κύριος z- άξονας κανονισμού αντιστοιχεί στον κύριο y άξονα στο Scia Engineer

Internal forces		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
NEd	-47.37	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	0.00	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	0.00	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Compression check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.4 και τον τύπο (6.9) Η καπάση διατομής είναι 3.

Πίνακας τιμών		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
Nc,Rd	404.24	kN
Έλεγχος μονάδος	0.12	-

Combined bending, axial force and shear force check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.9.2.& 6.2.10 και τον τύπο (6.42) Η καπάση διατομής είναι 3.

Πίνακας τιμών		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
σ N	41.6	MPa
σ Myy	0.0	MPa
σ Mzz	0.0	MPa

ρ 0.00 μέρος 22
 Έλεγχος μονάδος 0.12 -
 Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο διατομής!

Σχήμα 3.73: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας κάτω πέλματος σε Ο.Κ.Α.

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:.....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy		zz
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*	*Θετική Διάση*
Τύπος μετάθεσης	αμετάθετο	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	4.826	1.809	m
Συντελεστής λυγισμού k	1.00	1.00	
Μήκος λυγισμού Lcr	4.826	1.809	m
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	71.66	205.57	kN
Λυγρότητα	181.48	107.15	
Σχετική λυγρότητα λ	2.38	1.40	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	b	
Ατέλεια α	0.34	0.34	
Συντελεστής μείωσης χ	0.15	0.38	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	62.05	153.91	kN

Πίνακας τιμών

	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
A	1.1387e-03	m ²
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	62.05	kN
Έλεγχος μονάδος	0.76	-

Έλεγχος Στρεπτικού (-Καμπτικού) Λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Πίνακας τιμών		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
Μήκος λυγισμού σε στρέψη	4.826	m
Ncr,T	1172.19	kN
Ncr,TF	71.66	kN
Σχετική λυγρότητα λ,T	2.38	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	
Ατέλεια α	0.34	
A	1.1387e-03	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.15	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	62.05	kN
Έλεγχος μονάδος	0.76	-

Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο ευστάθειας!

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:.....

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2) λόγος 6.17 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
μέγιστο ποσοστό	1	7.32
μέγιστο ποσοστό	2	8.14
μέγιστο ποσοστό	3	11.39

==> Κατηγορία διατομής 1
 Width-to-thickness ratio for angles (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 3) λόγος 8.33 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
μέγιστο ποσοστό	1	9.36
μέγιστο ποσοστό	2	9.36
μέγιστο ποσοστό	3	12.20

==> Κατηγορία διατομής 1
 The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
NEd	-63.70	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	0.00	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	0.00	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:.....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy		zz
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*	*Θετική Διάση*
Τύπος μετάθεσης	αμετάθετο	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	0.827	0.827	m
Συντελεστής λυγισμού k	1.00	1.00	
Μήκος λυγισμού Lcr	0.827	0.827	m
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	618.84	158.96	kN
Λυγρότητα	43.65	86.13	
Σχετική λυγρότητα λ	0.57	1.13	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	b	
Ατέλεια α	0.34	0.34	
Συντελεστής μείωσης χ	0.85	0.52	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	171.94	104.86	kN

Πίνακας τιμών

	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
A	5.6900e-04	m ²
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	104.86	kN
Έλεγχος μονάδος	0.61	-

Έλεγχος Στρεπτικού (-Καμπτικού) Λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Πίνακας τιμών		
	Θετική Διάση	*Θετική Διάση*
Μήκος λυγισμού σε στρέψη	0.827	m
Ncr,T	800.20	kN
Ncr,TF	429.61	kN
Σχετική λυγρότητα λ,T	0.69	
Περιορισμός λυγρότητας λ,0	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	
Ατέλεια α	0.34	
A	5.6900e-04	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.79	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	159.92	kN
Έλεγχος μονάδος	0.40	-

Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο ευστάθειας!

Σχήμα 3.74: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας ορθοστατών σε Ο.Κ.Α.

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1)
 Λόγος 13.23 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
μέγιστο ποσοστό	1	26.85
μέγιστο ποσοστό	2	30.92
μέγιστο ποσοστό	3	35.66

==> Κατηγορία διατομής 1
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2)
 Λόγος 7.88 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
μέγιστο ποσοστό	1	7.32
μέγιστο ποσοστό	2	8.14
μέγιστο ποσοστό	3	11.20

==> Κατηγορία διατομής 2
 The critical check is on position 1.114 m

Internal forces		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
NEd	-103.55	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	-6.51	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-6.63	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Ιδιότητες διατομής

A	5.076284e+003	mm ²	Az/A	0.155
Ay/A	0.690		Iz	1.335465e+007
Iy	1.936251e+007	mm ⁴	Iz	1.454168e+005
Iyz	-9.219342e+009	mm ⁴	Aυτό	1.454168e+005
Iw	5.825183e+010	mm ⁶	W _{elz}	1.335465e+005
W _{ely}	2.727114e+005	mm ³	W _{plz}	2.033613e+005
W _{ply}	3.043148e+005	mm ³	cz	3.25
cy	0.00	mm	dz	0.00
dy	-0.00	mm		

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
W _y	3.0431e-04	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	2002.59	kNm
Σχετική λυγρότητα λ _{LT}	0.23	
Όριο λυγρότητας λ _{LT,0}	0.40	

Mcr Παράμετροι		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
LTB μήκος	1.393	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C1	1.96	
C2	0.04	
C3	0.94	

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ.....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού			
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
Τύπος μεταθeseis	μεταθeτo	αιετoθeτo	
Μήκος Συστήματος L	5.071	1.393	m
Συντελεστής λυγισμού k	2.46	1.00	
Μήκος λυγισμού L _{cr}	12.449	1.393	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N _{cr}	258.93	14269.38	kN
Λυγρότητα	201.68	27.15	
Σχετική λυγρότητα λ	2.64	0.36	
Περιορισμός λυγρότητας λ ₀	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	c	
Ατέλεια α	0.34	0.49	
Συντελεστής μείωσης χ	0.13	0.92	
Ανοχή λυγισμού N _{b,Rd}	227.86	1659.15	kN

Ειδοποίηση : η λυγρότητα 201.68 είναι μεγαλύτερη από 200.00 !

Πίνακας τιμών		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
A	5.0763e-03	m ²
Ανοχή λυγισμού N _{b,Rd}	227.86	kN
Έλεγχος μονάδος	0.45	-

Έλεγχος Στρεπτικού (-Καμπτικού) λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Πίνακας τιμών		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
Μήκος λυγισμού σε στρέψη	1.393	m
N _{cr,T}	11478.99	kN
N _{cr,TF}	258.93	kN
Σχετική λυγρότητα λ _T	2.64	
Περιορισμός λυγρότητας λ ₀	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	c	
Ατέλεια α	0.49	
A	5.0763e-03	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.12	
Ανοχή λυγισμού N _{b,Rd}	216.66	kN
Έλεγχος μονάδος	0.48	-

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
 Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
Θεωρητική διάσταση	*Θεωρητική διάσταση*	*Θεωρητική διάσταση*
k _{yy}	0.971	
k _{yz}	0.652	
k _{zy}	1.028	
k _{zz}	1.340	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	5.0763e-03	m ²
W _y	3.0431e-04	m ³
W _z	2.0336e-04	m ³
NR _k	1802.08	kN
M _{y,Rk}	108.03	kNm
M _{z,Rk}	72.19	kNm
M _{y,Ed}	-6.63	kNm
M _{z,Ed}	0.00	kNm
Interaction Method 1		
M _{cr0}	1027.50	kNm
reduced slenderness 0	0.32	
Ψ _y	-0.023	
Ψ _z	1.000	
C _{my,0}	0.729	
C _{mz,0}	1.002	
C _{my}	0.870	
C _{mz}	1.002	
C _{mLT}	1.000	
μ _y	0.632	
μ _z	0.999	
ν _y	1.116	
ν _z	1.500	
η _{pl}	0.057	
eLT	0.992	
bLT	0.000	
dLT	0.015	
eLT	0.000	
eLT	0.333	
C _{yy}	0.944	
C _{yz}	0.680	
C _{zy}	0.729	
C _{zz}	0.753	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.45 + 0.06 + 0.00 = 0.51
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.48 + 0.06 + 0.00 = 0.54

Σχήμα 3.75: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος σε Ο.Κ.Α.

....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:...

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
	Φορτιστική διάσπα	*Φορτιστική διάσπα*
NEd	215.53	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	0.00	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	0.00	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Normal force check
Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.3. και τον τύπο (6.5)

Πίνακας τιμών		
	Φορτιστική διάσπα	*Φορτιστική διάσπα*
Nt,Rd	286.83	kN
Έλεγχος μονάδος	0.75	-

Combined bending, axial force and shear force check
Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1: 6.2.9.2.& 6.2.10 και τον τύπο (6.42)
Η κατάσταση διατομής είναι 3.

Πίνακας τιμών		
	Φορτιστική διάσπα	*Φορτιστική διάσπα*
σ_N	-286.1	MPa
σ_{My}	0.0	MPa
σ_{Mz}	0.0	MPa

ρ 0.00 μέρος 14
Έλεγχος μονάδος 0.75 -
Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο διατομής!
....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:....
Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο ευστάθειας!

Σχήμα 3.76: Κρίσιμος έλεγχος επάρκειας διαγωνίων σε Ο.Κ.Α.

3.5.4 Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις

Προσομοίωση καμπύλου φορέα: Κατά τη διαδικασία της καμπύλωσης, προκαλούνται παραμένουσες παραμορφώσεις και αποκλίσεις, λόγω κάμψης εκτός του επιπέδου του μέλους. Οι αποκλίσεις αυτές εμφανίζονται ιδιαίτερα έντονες σε διατομές μικρής ροπής αδρανείας. Η λυγηρότητα και η εκτός επιπέδου κάμψη προκαλούν αποκλίσεις, επηρεάζοντας τη συμπεριφορά και την αντοχή των τοξωτών κατασκευών. Για αυτό το λόγο, επιλέγεται μόρφωση του καμπύλου άνω πέλματος, ως επιμέρους συνεχόμενα ευθύγραμμα τμήματα μήκους ίσο με το μήκος φατνώματος μεταξύ δύο τεγίδων.

Στην γενική περίπτωση, επειδή τα πέλματα είναι αρκετά μεγαλύτερης διατομής από τα διαγώνια μέλη, μπορούν να θεωρηθούν στην ανάλυση ως συνεχή και οι αρθρώσεις να τοποθετηθούν στα άκρα των διαγωνίων και των ορθοστατών. Η προσέγγιση αυτή ακολουθείται στη μόρφωση του κάτω πέλματος.

Θέσεις κόμβων και σημείων πλευρικής εξασφάλισης: Οι θέσεις των ορθοστατών και οι αντίστοιχοι κόμβοι στο άνω πέλμα καθορίζονται γενικά από την απόσταση που έχει επιλεγεί μεταξύ των τεγίδων. Πυκνότερη διάταξη των κόμβων, οδηγεί, προφανώς, σε μειωμένες διατομές, καθώς μειώνεται το μήκος λυγισμού για τα πέλματα και αυξάνεται το πλήθος των ορθοστατών και των διαγωνίων. Ωστόσο, το μήκος λυγισμού του κάτω πέλματος, κατά τον ασθενή άξονα, εξαρτάται αποκλειστικά από την ύπαρξη ή μη και τη διάταξη εγκάρσιων συνδέσμων στο ύψος του κάτω πέλματος.

Η αστοχία του κάτω πέλματος εξαρτάται, στις περισσότερες περιπτώσεις, από το λυγισμό λόγω θλίψης. Επομένως, εμφανίζεται αναγκαία η πλευρική στήριξη των κόμβων σε ορισμένες ενδιάμεσες θέσεις, ώστε το μήκος λυγισμού εκτός του επιπέδου δικτυώματος να μην είναι ίσο με το συνολικό του μήκος. Στην περίπτωση μας, επιλέξαμε πυκνό σύστημα πλευρικής εξασφάλισης, μέσω εγκάρσιων αντηρρίδων στο μέσο και στα 2/5 κάθε ημιοπίγματος, ώστε να επιτυγχάνεται σημαντική απομείωση των διατομών.

Ζεύγη γωνιακών στα πέλματα: Τα ζεύγη των πελμάτων διαστασιοποιούνται ως πολυμελείς διατομές και ελέγχονται ως ένα ενιαίο ανεξάρτητο μέλος (μονομελείς), αγνοώντας την επιρροή της διατμητικής δυσκαμψίας. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, οι

μέγιστες αξονικές αποστάσεις μεταξύ των λεπίδων σύνδεσης με κοχλίες σε πέλματα δικτυώματος, που μορφώνονται ως πολυμελείς διατομές με μικρή απόσταση μεταξύ των κυρίων μελών, είναι $15 \cdot i_{\min}$, όπου i_{\min} η ελάχιστη ακτίνα αδρανείας του μεμονωμένου γωνιακού. Η απόσταση αυτή παίρνει τιμές $15 \cdot 2.26\text{cm} = 33.9\text{cm}$ και $15 \cdot 1.5\text{cm} = 22.5\text{cm}$ για το άνω και το κάτω πέλμα αντίστοιχα. Σε κάθε περίπτωση, η απόσταση αυτή δεν πρέπει να ξεπερνά το ένα τρίτο του μήκους του μέλους. Επιλέγουμε, τελικά, λεπίδες ανά 0.35m και 0.25m στο άνω και στο κάτω πέλμα αντίστοιχα.

Σύμφωνα με το Ελληνικό Πρότυπο ΕΛΟΤ 1145.2, ορίζονται ως ελάχιστες αποστάσεις a μεταξύ των γωνιακών τις τιμές: $a=15\text{mm}$ για επιφάνειες ύψους $h \leq 100\text{mm}$, προσιτές και από τις δύο πλευρές. Στην περίπτωση μας, επιλέγουμε απόσταση $a=15\text{mm}$, με αντίστοιχο πάχος παρεμβλημάτων και κομβοελασμάτων.

Τα ζεύγη γωνιακών τοποθετούνται, ώστε να έχουμε αντοχή σε λυγισμό εντός του επιπέδου του δικτυώματος περί τον ασθενή άξονα και αντοχή σε λυγισμό εκτός του επιπέδου περί τον ισχυρό άξονα. Αυτή η διάταξη έχει ως σκοπό την καλύτερη συμπεριφορά των μελών για λυγισμό εκτός του επιπέδου, όπου εμφανίζεται και το μεγαλύτερο μήκος λυγισμού, λόγω αραιότερων στηρίξεων. Προτιμήσαμε ζεύγη γωνιακών κατά παράθεση και όχι κατά κορυφήν, ώστε να απαιτείται μικρότερος χώρος για τις συνδέσεις στους κόμβους.

Λειτουργία φορέα: Η κύρια λειτουργία του δικτυώματος είναι η καμπτική. Για πιο βελτιωμένα αποτελέσματα και μεγαλύτερη οικονομία, απαιτούνται μεγάλες τιμές ροπής αδρανείας I σε μικρές τιμές εμβαδού A , με απομάκρυνση του υλικού από τον ουδέτερο άξονα και παραλαβή κάμψης μέσω αξονικής λειτουργίας. Αυτό επιτυγχάνεται, μέσω της ροπής που αναπτύσσει το ζεύγος δυνάμεων των αξονικών άνω και κάτω πέλματος. Υπό αυτό το πρίσμα, μπορεί να θεωρηθεί ότι η διατομή του δικτυώματος αποτελείται από τα δύο πέλματα μόνο. Στην περίπτωση αυτή, είναι: $I = 2 \cdot I_f$, όπου η ροπή αδρανείας I_f κάθε πέλματος προκύπτει κυρίως από μετάθεση, με θεώρημα Steiner, της ροπής αδρανείας κάθε πέλματος από τον κεντροβαρικό άξονα του πέλματος στον άξονα του θεωρητικού κόμβου: $I_f = A \cdot z^2$. Οι ράβδοι πληρώσεως, γενικά, επιβαρύνονται για μείωση των διατομών των πελμάτων.

Επιπλέον, σε ορισμένες περιπτώσεις φόρτισης, λόγω της οριζόντιας δράσεως του ανέμου, αλλά και λόγω της πλαισιακής λειτουργίας, μια περιοχή του κάτω πέλματος κοντά στα υποστυλώματα θλίβεται και μάλιστα σε σημαντικό βαθμό. Συγκεκριμένα, το εντατικό μέγεθος της θλίψης φτάνει μέχρι τη μισή δύναμη εφελκυσμού. Κατ'αυτόν τον τρόπο, αναπτύσσεται μια ροπή αντίθετης φοράς από εκείνη της οριζόντιας αντίδρασης, ώστε στον κόμβο άνω πέλματος-υποστυλώματος, η ροπή να μηδενίζεται.

Στην περίπτωση τοξωτού φορέα, η τιμή της θλιπτικής δύναμης του άνω πέλματος μεταβάλλεται, ανάλογα με τον προσανατολισμό της κάθε διατομής, δηλαδή τη στροφή της από τον οριζόντιο άξονα, και την αντίστοιχη συνιστώσα της αντίδρασης στις στηρίξεις που παραλαμβάνει. Στα υποστυλώματα, λόγω σημαντικής τέμνουσας μεταξύ των πελμάτων του δικτυώματος, θα μπορούσαμε να ενισχύσουμε τον κορμό με λεπίδες.

Μείωση της διατομής του στύλου συνεπάγεται μικρότερα εντατικά μεγέθη στον κόμβο, ο οποίος γίνεται πιο εύκαμπτος. Στην περίπτωση ολόσωμου ζυγώματος, θα «κατέβαινε» το διάγραμμα ροπών και θα είχαμε αύξηση της ροπής στο μέσο του ανοίγματος. Το δικτύωμα καλείται να παραλάβει αυτή την αυξημένη ροπή μέσω αξονικής λειτουργίας. Συνεπάγεται, λοιπόν, αύξηση της θλίψης του άνω πέλματος και του εφελκυσμού του κάτω. Παράλληλα, η θλίψη του κάτω πέλματος στην περιοχή κοντά στα υποστυλώματα μειώνεται, λόγω της μείωσης της ροπής στον κόμβο. Επομένως, έχουμε επιβάρυνση του άνω πέλματος και αλάφρυνση ή επιβάρυνση του κάτω πέλματος, ανάλογα με την κρίσιμη αξονική του δράση: εφελκυσμός ή θλίψη. Παρατηρούμε ότι το κάτω πέλμα

εκτελεί διπλή λειτουργία, αφενός συμμετέχοντας στο ζεύγος δυνάμεων με το άνω πέλμα και αφετέρου στην ροπή αποκατάστασης της ισορροπίας στον κόμβο άνω πέλματος-υποστυλώματος.

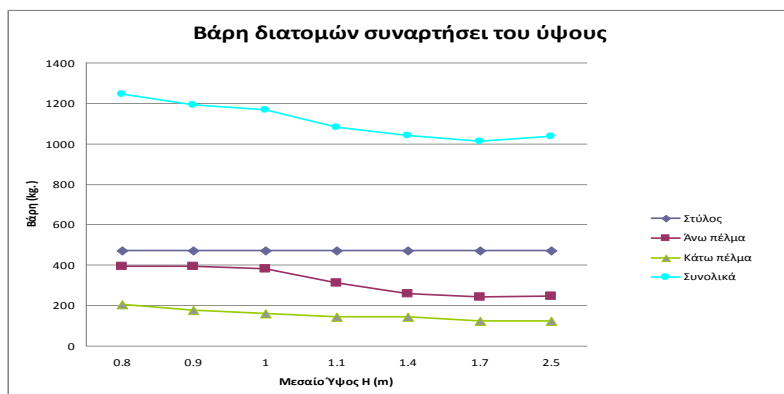
Βέλτιστη λύση: Ως βέλτιστη λύση, θεωρείται η επανάληψη 36, όπως παρουσιάζεται στα αποτελέσματα της ανάλυσης, καθώς επιτυγχάνονται σημαντικά μειωμένες τιμές, με το μεσαίο και το ακραίο ύψος να παίρνουν αποδεκτές τιμές. Οι οικονομικότερες λύσεις από αυτήν κρίθηκαν συγκριτικά λιγότερο κατάλληλες, επειδή απαιτούσαν σημαντική αύξηση του ύψους Η. Ως επακόλουθο, θα χρειαζόταν να συμπεριληφθεί ένα επιπλέον βάρος για την επικάλυψη της οροφής, εξασφαλίζοντας αμεληταία πιο οικονομικά αποτελέσματα της τάξης των 67.5 kg (6% του τελικού βάρους). Για λόγους ασφαλείας, αποφεύγεται και η επανάληψη 37, που επιτρέπει οριακή επάρκεια του άνω πέλματος.

Αύξηση μεσαίου ύψους Η: Με αύξηση του μεσαίου ύψους Η και, συνεπώς, και της κλίσης του άνω πέλματος, αυξάνεται η απόσταση μεταξύ των δύο πελμάτων, εμφανίζεται, δηλαδή αύξηση του μοχλοβραχίονα στη σχέση $M = N_{\text{πελμ.}} \cdot H$. Κατ'αυτόν τον τρόπο, μειώνεται η ένταση που καλούνται να παραλάβουν οι ράβδοι, ανακουφίζονται τα πέλματα και απαιτούνται μικρότερες διατομές. Αυξάνεται, ωστόσο, το μήκος του άνω πέλματος (μεγαλύτερο τόξο κύκλου για μεγαλύτερο ύψος), καθώς και το μήκος των ράβδων πληρώσεως (ορθοστάτες και διαγώνιοι). Εμφανίζεται, παράλληλα, αύξηση του μήκους λυγισμού των ράβδων του άνω πέλματος, με αποτέλεσμα να περιορίζεται η μείωση της διατομής του άνω πέλματος, παρόλο που ελαττώνεται η ένταση. Αντιλαμβανόμεστε, λοιπόν, ότι η αύξηση του ύψους μπορεί να επιφέρει οικονομικότερα αποτελέσματα, μέχρι μιας τιμής που αποτελεί ζητούμενο της διαδικασίας διαστασιολόγησης. Πέραν αυτής της τιμής το ύψος παίρνει μεγάλες τιμές, με αμεληταία πιο οικονομικά αποτελέσματα. Επιπλέον, καθώς αυξάνεται το μεσαίο ύψος, μειώνεται γενικά η ροπή στο υποστύλωμα, λόγω μείωσης της οριζόντιας αντίδρασης του εδάφους. Τέλος, μεγαλύτερες κλίσεις καθιστούν πιο βελτιωμένες συνθήκες απορροής των ομβρίων.

Αύξηση ακραίου ύψους h: Με αύξηση του ακραίου ύψους h, αυξάνεται η απόσταση μεταξύ των δύο πελμάτων, με αποτέλεσμα και σε αυτή την περίπτωση να μειώνεται η ένταση των ράβδων. Διατηρώντας το μεσαίο ύψος σταθερό, επιτυγχάνονται μικρότερες διατομές, χωρίς να αυξάνεται το μήκος του άνω πέλματος (μήκος τόξου) και χωρίς να μεταβάλλεται η κλίση του. Επιπλέον, μειώνεται η θλίψη του κάτω πέλματος, καθώς αυξάνεται ο μοχλοβραχίονας της ροπής αποκατάστασης στη σχέση $M = N_{\text{κ.πελμ.}} \cdot h$. Ωστόσο, το ύψος αυτό δεν μπορεί να αυξηθεί σημαντικά, ώστε να μην μειώνεται το λειτουργικό ύψος του κτιρίου.

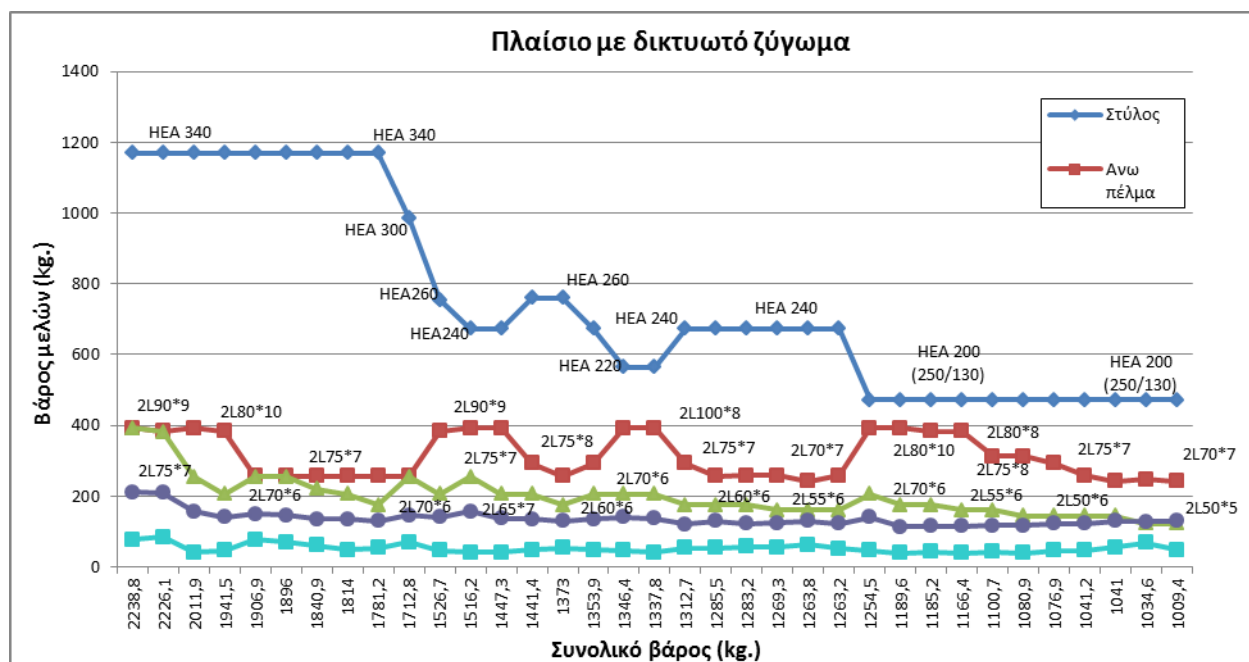
Σύγκριση με εναλλακτική διάταξη με κοίλες διατομές: Μια διάταξη με κοίλες διατομές θα διευκόλυνε την καμπύλωση του άνω πέλματος και τη μόρφωση του ως ενιαίο πέλμα, ενώ θα αποφεύγαμε τη χρήση κομβοελασμάτων. Ωστόσο, προτιμάται η χρήση ελατών διατομών, ώστε να επιτυγχάνεται μικρότερο κόστος πρώτης ύλης ανά μονάδα βάρους και να αποφεύγεται ο έλεγχος επάρκειας των τοιχωμάτων και οι συγκολλητές συνδέσεις, οι οποίες απαιτούν πιο δύσκολο υπολογισμό.

Σύγκριση αποτελεσμάτων: Η μεταβολή του βάρους των μελών και του συνολικού, καθώς αυξάνεται το μεσαίο ύψος, παρουσιάζεται για την περίπτωση μας στο παρακάτω Σχήμα 3.77. Παρατηρούμε ότι το βάρος του υποστυλώματος δεν μεταβάλλεται με την αύξηση του ύψους, ώστε να επαρκεί σε Ο.Κ.Λ., ενώ η μείωση του συνολικού βάρους οφείλεται στις μειωμένες διατομές που μπορούν να επιτευχθούν στα πέλματα. Στο άνω πέλμα, ειδικώς, παρατηρείται σημαντική μείωση του βάρους, της τάξης των 180 kg.



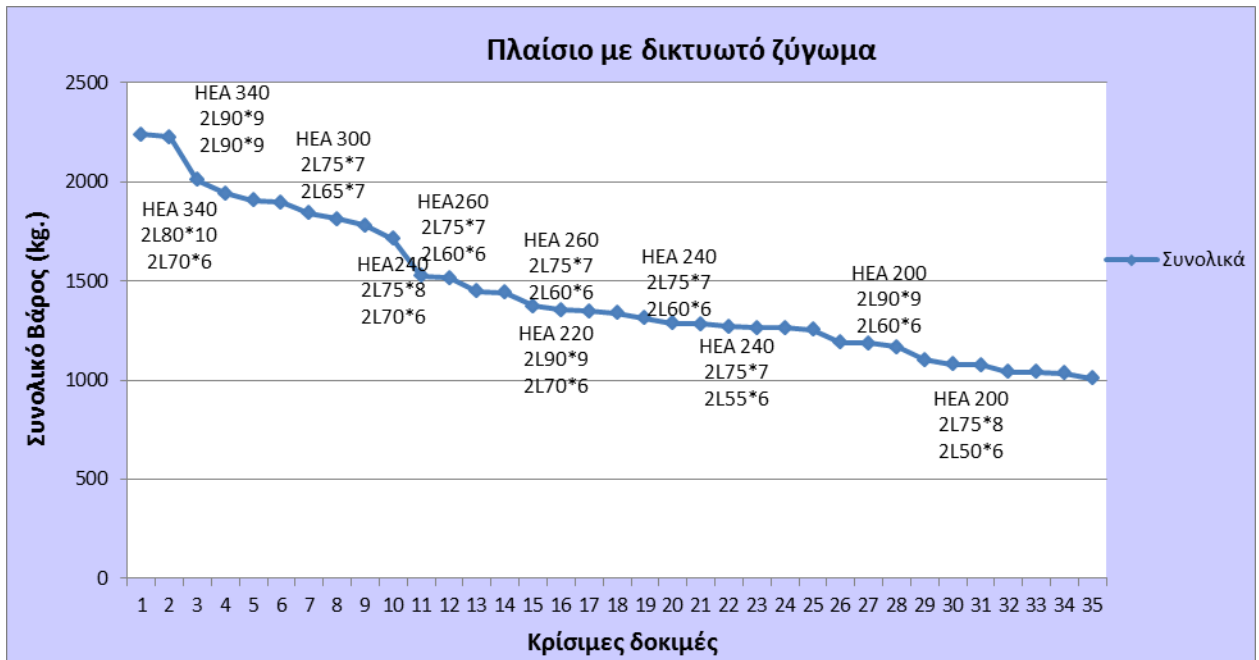
Σχήμα 3.77: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του βάρους συναρτήσει μεσαίου ύψους

Παρατίθεται παρακάτω το συγκεντρωτικό διάγραμμα 3.78, όπου παρουσιάζεται η μεταβολή των βαρών των επιμέρους μελών, καθώς μειώνεται προοδευτικά το συνολικό βάρος του φορέα. Παρατηρείται μεγάλη διακλίση της διατομής του άνω πέλματος και του στύλου. Συγκεκριμένα, για μείωση του βάρους του άνω πέλματος, παρατηρείται αύξηση της διατομής του στύλου και το αντίστροφο. Σημαντική διακλίση παρατηρείται και στο βάρος του κάτω πέλματος, ακολουθώντας, γενικώς, την μορφή του άνω πέλματος. Τα βάρη των ορθοστατών και των διαγωνίων μεταβάλλονται ελάχιστα.



Σχήμα 3.78: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του βάρους των επιμέρους μελών συναρτήσει του συνολικού βάρους σε πλαίσιο με δικτύωμα

Στο Σχήμα 3.79, παρουσιάζεται η προοδευτική μείωση του συνολικού βάρους του φορέα, μέσα από τη διαδικασία βελτιστοποίησης του παρόντος τύπου πλαισίου. Παρατηρούμε ότι προέκυψε τελικά μια εξοικονόμηση υλικού ίση με 1.161,9kg., με αντίστοιχο ποσοστό 52% της αρχικής επίλυσης.



Σχήμα 3.79: Διάγραμμα προοδευτικής μείωσης του συνολικό βάρους στις πιο κρίσιμες δοκίμες

3.6 Τελική Βέλτιστη Λύση

Μετά το πέρας της συγκριτικής μελέτης, ως βέλτιστη οικονομικότερη λύση προέκυψε ο φορέας με υποστυλώματα μεταβλητής διατομής και με τοξωτό ζύγωμα μορφής δικτυώματος, με ακραίο ύψος $h=0.50\text{m}$ και μεσαίο ύψος $H=1.40\text{m}$. Το λειτουργικό ύψος του κτιρίου μειώνεται στα 5.10m , το οποίο θεωρείται οριακά αποδεκτό, λαμβάνοντας υπόψη τη βιομηχανική χρήση για την οποία προορίζεται το υπόψη κτίριο. Η οροφή του κτιρίου σχηματίζει τόξο ύψους: $f=H-h=1.40\text{m}-0.50\text{m}=0.90\text{m}$.

Στη μόρφωση πλαισίων με δικτυώματα, παρατηρείται, γενικά, ένα αυξημένο κόστος συνδέσεων, συγκριτικά με αντίστοιχα πλαίσια με ολόσωμα μέλη. Ωστόσο, επιτυγχάνεται σημαντική μείωση του συνολικού βάρους σε σχέση με τις υπόλοιπες περιπτώσεις φορέα, οπότε θεωρούμε ότι το κόστος αυτό δεν υπερκαλύπτει την εξοικονόμηση υλικού που επιτυγχάνεται (της τάξης του 25%). Οι διατομές των μελών ορίζονται ως εξής:

1. Υποστυλώματα: HEA 220, από HEA 140 στον πόδα έως HEA 260 στην κορυφή.
2. Άνω πέλμα: 2L75*8, ζεύγος γωνιακών με μέλη σε απόσταση $a=15\text{mm}$ που διατάσσονται παράπλευρα
3. Κάτω πέλμα: 2L50*6, ζεύγος γωνιακών σε απόσταση $a=15\text{mm}$ που διατάσσονται παράπλευρα
4. Διαγώνιοι: L70*6, μεμονωμένο γωνιακό
5. Ορθοστάτες: L50*6, μεμονωμένο γωνιακό που διατάσσεται εκατέρωθεν του γωνιακού της διαγωνίου στο κομβόελασμα

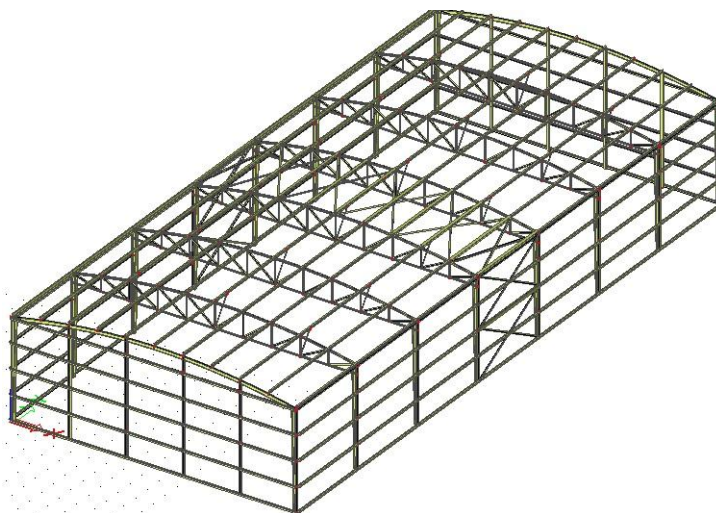
Αντηρρίδες, όπως υπολογίζονται στο επόμενο κεφάλαιο, διατάσσονται στο μέσο του ανοίγματος του κάτω πέλματος και στα 2/5 κάθε ημιανοίγματος του από το άκρο, ώστε να του παρέχουν πλευρική εξασφάλιση.

4 Επίλυση χωρικού φορέα

4.1 Εισαγωγή

Μετά την επιλογή του βέλτιστου κύριου φορέα, ακολουθεί η μόρφωση και η διαστασιολόγηση του μεταλλικού φέροντος οργανισμού στο χώρο. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του φορέα στο χώρο πραγματοποιήθηκε, με τη βοήθεια του στατικού λογισμικού Scia Engineer 2012, ενώ για την ανάλυση των επιμέρους συστημάτων και τη διαστασιολόγηση κάθε μέλους πραγματοποιήθηκε προμελέτη σε δισδιάστατο επίπεδο.

Το τελικό προσομοίωμα που εισήχθηκε στο πρόγραμμα παρουσιάζεται στο παρακάτω Σχήμα 4.1.



Σχήμα 4.1: Τελικό χωρικό προσομοίωμα κτιρίου στο Scia Engineer 2012

Στην εγκάρσια διεύθυνση (μικρή πλευρά κτιρίου), όπως έχουμε αναφέρει, διατάσσονται οι κύριοι φορείς παράλληλοι μεταξύ τους. Σε αποστάσεις 3.22m από τα άκρα και στο μέσο του ανοίγματος του κάτω πέλματος, διατάσσονται εγκάρσιες αντηρρίδες.

Στα ακραία πλαίσια, περιλαμβάνονται και οι μετωπικοί στύλοι, 4 σε κάθε μέτωπο ανά αποστάσεις 3.20m μεταξύ τους. Οι μετωπικοί στύλοι μπορεί να ενώνονται με συνδέσεις άρθρωσης ή κύλισης στο πλαίσιο. Εξετάζεται, όπως θα δούμε στη συνέχεια, ποια διάταξη επιφέρει πιο οικονομικά αποτελέσματα, καθώς και η μόρφωση των ακραίων πλαισίων με ολόσωμα ζυγώματα, ώστε να διευκολύνεται η σύνδεση των μελών στα ακραία πλαίσια.

Στην διαμήκη διεύθυνση (μεγάλη πλευρά κτιρίου), διατάσσονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας επί της στέγης και κατακόρυφοι σύνδεσμοι, για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων, στο ίδιο μεσαίο φάτνωμα, ώστε να παραληφθεί η ένταση της παρεμποδιζόμενης θερμικής διαστολής. Στις κεφαλές των υποστυλωμάτων, τοποθετείται κεφαλοδοκός, η οποία διατρέχει όλο το μήκος του κτιρίου.

Επί της στέγης, διατάσσονται οι τεγίδες ανά ίσες αποστάσεις 1.625m μεταξύ τους, 11 ανά φάτνωμα. Στις πλευρές του κτιρίου διατάσσονται οι μηκίδες σε ίσες αποστάσεις 1.40m, συνολικά 5 ανά φάτνωμα. Οι μηκίδες και οι τεγίδες που συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας παραλαμβάνουν μία επιπλέον αξονική δύναμη και διαστασιολογούνται ξεχωριστά.

Για την ιδιομορφική ανάλυση, λαμβάνονται οι πρώτες 63 ιδιομορφές, ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8, περί συμμετέχουσας δρώσας ιδιομορφικής μάζας (90% συνολικής μάζας). Τα αντίστοιχα ποσοστά συμμετοχής των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για κάθε ιδιομορφή και το άθροισμα τους παρουσιάζεται στον επόμενο Πίνακα 4.1.

Πίνακας 4.1: Συμμετοχή δρώσων ιδιομορφικών μαζών

Ιδιομορφικοί συντελεστές συμμετοχής

Ιδιομορφή	Ω	Περίοδος	Συχν. [Hz]	$W_{xi} / W_{x\sigma\upsilon\nu.}$	$W_{yi} / W_{y\sigma\upsilon\nu.}$	$W_{zi} / W_{z\sigma\upsilon\nu.}$
<small>*Θετική Διάση*</small> <small>*Θετική Διάση*</small> <small>*Θετική Διάση*</small> <small>*Θετική Διάση*</small> <small>*Θετική Διάση*</small> <small>*Θετική Διάση*</small>						
1	5.8457	1.0748	0.9304	0.4316	0.0000	0.0000
2	6.0329	1.0415	0.9602	0.1419	0.0000	0.0000
3	6.0591	1.0370	0.9643	0.2796	0.0000	0.0000
4	6.1777	1.0171	0.9832	0.0046	0.0000	0.0000
5	6.1859	1.0157	0.9845	0.0005	0.0000	0.0000
6	6.2949	0.9981	1.0019	0.0809	0.0000	0.0000
7	6.4173	0.9791	1.0213	0.0357	0.0000	0.0000
8	12.0727	0.5204	1.9214	0.0000	0.7965	0.0000
9	14.5205	0.4327	2.3110	0.0002	0.0000	0.0000
10	15.4516	0.4066	2.4592	0.0001	0.0000	0.0000
11	15.5660	0.4036	2.4774	0.0000	0.0000	0.0000
12	15.5947	0.4029	2.4820	0.0001	0.0000	0.0000
13	15.6483	0.4015	2.4905	0.0004	0.0000	0.0000
14	17.3845	0.3614	2.7668	0.0000	0.0000	0.0003
15	18.0744	0.3476	2.8766	0.0002	0.0000	0.0000
16	18.8451	0.3334	2.9993	0.0000	0.0000	0.0011
17	18.8481	0.3334	2.9998	0.0000	0.0000	0.0000
18	18.8487	0.3333	2.9999	0.0000	0.0000	0.0004
19	18.8514	0.3333	3.0003	0.0000	0.0000	0.0000
20	19.0985	0.3290	3.0396	0.0001	0.0000	0.0000
21	19.3988	0.3239	3.0874	0.0000	0.0001	0.0000
22	19.5138	0.3220	3.1057	0.0000	0.0000	0.0000
23	19.6288	0.3201	3.1240	0.0002	0.0000	0.0000
24	19.6703	0.3194	3.1306	0.0000	0.0000	0.0000
25	19.7024	0.3189	3.1357	0.0000	0.0000	0.0000
26	19.7745	0.3177	3.1472	0.0006	0.0000	0.0000
27	20.7779	0.3024	3.3069	0.0001	0.0000	0.0000
28	25.6289	0.2452	4.0790	0.0000	0.0126	0.2187
29	26.0902	0.2408	4.1524	0.0000	0.0865	0.0365
30	27.3776	0.2295	4.3573	0.0000	0.0001	0.1183
31	27.6007	0.2276	4.3928	0.0000	0.0000	0.1838
32	28.2557	0.2224	4.4970	0.0000	0.0005	0.0025
33	28.4224	0.2211	4.5236	0.0000	0.0000	0.0000
34	28.7906	0.2182	4.5822	0.0000	0.0000	0.0000
35	29.0158	0.2165	4.6180	0.0000	0.0012	0.0030
36	29.2291	0.2150	4.6520	0.0000	0.0000	0.0000
37	29.3072	0.2144	4.6644	0.0000	0.0000	0.0000
38	30.2186	0.2079	4.8094	0.0000	0.0023	0.0016
39	32.2332	0.1949	5.1301	0.0000	0.0001	0.0000
40	34.8591	0.1802	5.5480	0.0000	0.0000	0.0000
41	37.1008	0.1694	5.9048	0.0000	0.0000	0.0009
42	37.2096	0.1689	5.9221	0.0000	0.0007	0.0000
43	37.6311	0.1670	5.9892	0.0000	0.0000	0.0000
44	37.7216	0.1666	6.0036	0.0000	0.0000	0.0000
45	40.3404	0.1558	6.4204	0.0000	0.0013	0.0002
46	40.6589	0.1545	6.4711	0.0000	0.0000	0.0000
47	40.9617	0.1534	6.5193	0.0000	0.0000	0.0010
48	41.0574	0.1530	6.5345	0.0001	0.0000	0.0000
49	41.1017	0.1529	6.5415	0.0000	0.0000	0.0000
50	41.5947	0.1511	6.6200	0.0000	0.0005	0.0014
51	41.7861	0.1504	6.6505	0.0000	0.0000	0.0000
52	41.9133	0.1499	6.6707	0.0000	0.0005	0.0002
53	42.8945	0.1465	6.8269	0.0000	0.0000	0.0000
54	44.0224	0.1427	7.0064	0.0000	0.0000	0.0000
55	44.2134	0.1421	7.0368	0.0000	0.0000	0.0000
56	44.7991	0.1403	7.1300	0.0000	0.0000	0.0000
57	45.6221	0.1377	7.2610	0.0000	0.0000	0.0024
58	47.1171	0.1334	7.4989	0.0000	0.0000	0.0022
59	48.6615	0.1291	7.7447	0.0000	0.0029	0.0013
60	49.3113	0.1274	7.8481	0.0000	0.0000	0.0002
61	49.7336	0.1263	7.9153	0.0000	0.0001	0.0002
62	49.8038	0.1262	7.9265	0.0000	0.0006	0.0000
63	50.8482	0.1236	8.0927	0.0000	0.0012	0.0075
				0.9769	0.9078	0.5841

4.2 Μόρφωση ακραίων πλαισίων

Για λόγους ομοιομορφίας των μετώπων του κτιρίου και εφόσον συμμετέχουν και οι τεγίδες στον οριζόντιο σύνδεσμο, τοποθετούνται στη θέση κάθε δεύτερης τεγίδας από το

άκρο. Θεωρούμε ότι μορφώνονται από διατομής της σειράς HEA, ομοίως με τα υποστυλώματα. Στη βάση, θεωρούμε απλή αρθρωτή έδραση, όπως και στα υποστυλώματα των πλαισίων. Μια τέτοια διάταξη ανακουφίζει τη θεμελίωση, ενώ επιβαρύνει την ανωδομή, της οποίας το σχεδιασμό καλούμαστε να βελτιστοποιήσουμε.

Για τη σύνδεση του μετωπικού στύλου με το ακραίο πλαίσιο, υπάρχουν οι εξής δύο εναλλακτικοί τρόποι:

1. Η κεφαλή του μετωπικού στύλου στηρίζεται στον κύριο φορέα με σύνδεση επιμήκους οπής (ολίσθησης). Με τον τρόπο αυτό, αποφεύγεται η μεταφορά θλιπτικών δυνάμεων στους μετωπικούς στύλους και μεταφέρεται από το μετωπικό υποστύλωμα στον υπόλοιπο φορέα μόνο η οριζόντια δύναμη που παραλαμβάνεται από τον σύνδεσμο της στέγης. Επιτυγχάνεται, λοιπόν, μεγαλύτερη ανακούφιση του μετωπικού στύλου.
2. Η κεφαλή του μετωπικού στύλου στηρίζεται στο πλαίσιο με απλή έδραση (άρθρωση). Το μετωπικό υποστύλωμα συμμετέχει στην πλαισιακή λειτουργία του ακραίου κύριου φορέα και επιβαρύνεται, καθώς παραλαμβάνει μια επιπλέον θλιπτική δύναμη από το βάρος της ανωδομής.

Στην περίπτωση μας, επειδή έχουμε πλαίσια με δικτυωτά ζυγώματα, θα έπρεπε να τοποθετηθεί τοπικός εγκάρσιος σύνδεσμος σε κατακόρυφο επίπεδο, για τη μεταφορά της οριζόντιας δύναμης από την κεφαλή του μετωπικού υποστυλώματος (στάθμη του κάτω πέλματος) στη στάθμη της στέγης. Οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι που τοποθετούνται για την ευσταθοποίηση του κάτω πέλματος, όπως θα δούμε στη συνέχεια, διαστασιολογούνται για πολύ μικρή δύναμη. Προκειμένου να αποφύγουμε τη διάταξη πιο ισχυρών εγκάρσιων συνδέσμων που θα μετέφεραν την ανεμοπίεση από τους μετωπικούς στύλους στη στέγη, εξετάζουμε την περίπτωση τα ακραία πλαίσια να μορφώνονται από ολόσωμα ζυγώματα. Ακολουθώντας, εξετάζονται οι δύο περιπτώσεις σύνδεσης ολίσθησης και σύνδεσης άρθρωσης του μετωπικού στύλου επί του ακραίου κύριου φορέα, με τα κρισιμότερα αποτελέσματα να παρουσιάζονται στους Πίνακες 4.2 και 4.3.

Πίνακας 4.2: Εντατικά μεγέθη για εναλλακτικές διατάξεις ακραίου πλαισίου

A/A	Στύλος			Ζύγωμα	Ενίσχυση (άκρο)		Μετωπικός Στύλος	Σύνδεση Μετ.Στύλου	Εντατικά μεγέθη Στύλου					Εντατικά μεγέθη Ζυγώματος				Εντατικά μεγέθη Μετωπικού Στύλου		
	διατομή	h _{ώο} (mm)	h _{κάτω} (mm)		h (mm)	l (m)			με Ζύγωμα	My (kNm)	Mz (kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)	Μάκρ. (kNm)	Μμέσ. (kNm)	Q (kN)	N (kN)	My (kNm)	Qz (kN)
1	HEA 200	230	170	IPE 270	-	-	HEA100	με κύλιση	104.64	1.22	2.38	19.31	-55.67	-102.96	89.02	48.09	-30.98	11.26	7.53	-16.44
2	HEA 220	250	170	IPE 240	80	0.81	HEA100	με κύλιση	117.99	1.24	2.58	21.53	-55.83	-114.93	72.29	46.06	-32.51	11.26	7.53	-16.44
3	HEA 200	230	150	IPE 180	-	-	HEA120	με άρθρωση	18.16	1.21	2.52	7.51	-20.99	-18.40	3.10	10.57	-3.12	11.26	7.53	-18.49
4	HEA 180	230	150	IPE 180	-	-	HEA120	με άρθρωση	17.92	1.19	2.46	7.52	-20.66	-17.34	3.11	10.54	-3.06	11.26	7.53	-18.49

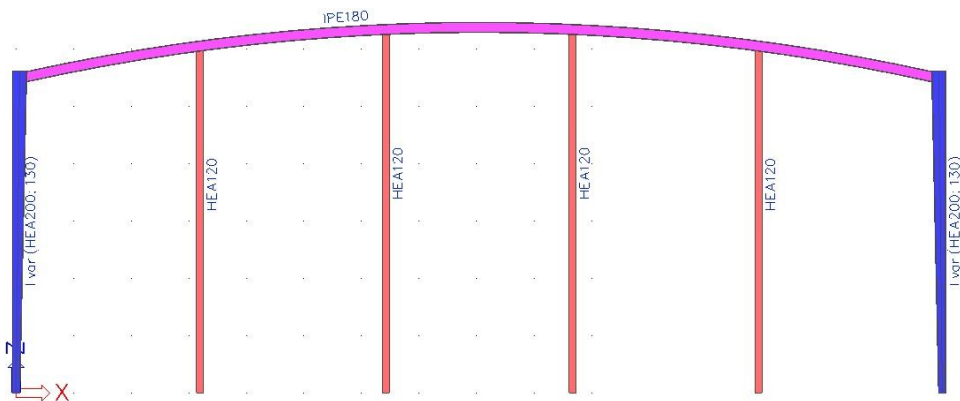
Πίνακας 4.3: Συντελεστές επάρκειας και προμέτρηση για εναλλακτικές διατάξεις ακραίου πλαισίου

A/A	Στύλος			Ζύγωμα	Ενίσχυση (άκρο)		Μετωπικός Στύλος	Σύνδεση Μετ.Στύλου	Συντελεστής Επάρκειας Ο.Κ.Α. Ζυγώματος			Προμέτρηση Υλικών (kg) Μετωπ.			
	διατομή	h _{ώο} (mm)	h _{κάτω} (mm)		h (mm)	l (m)			με Ζύγωμα	Στύλου (κ/π)	(α/μ)	Μετ.Στύλου	Στύλου	Ζυγώματος	Στύλου
1	HEA 200	230	150	IPE 270	-	-	HEA100	με κύλιση	0.80/0.66	0.62/0.60	0.73	563.20	584.50	418.70	1566.40
2	HEA 220	250	170	IPE 240	80	0.81	HEA100	με κύλιση	0.76/0.63	0.90/0.69	0.73	563.20	516.30	418.70	1498.20
3	HEA 200	230	150	IPE 160	-	-	HEA120	με άρθρωση	0.17/0.13	0.32/0.12	0.60	465.60	304.30	499.70	1269.60
4	HEA 180	230	110	IPE 160	-	-	HEA120	με άρθρωση	0.20/0.15	0.31/0.12	0.60	395.60	304.30	499.70	1199.60

Από τα αποτελέσματα της συγκριτικής μελέτης των δύο περιπτώσεων, παρατηρούμε ότι η διαμόρφωση πολύστυλου πλαισίου με τη συμμετοχή των 4 μετωπικών υποστυλωμάτων επιφέρει πολύ πιο ευνοϊκά αποτελέσματα. Συγκεκριμένα, εξασφαλίζονται πολύ πιο βελτιωμένα αποτελέσματα στο ζύγωμα, καθώς η κάμψη που αποτελεί την κύρια λειτουργία του μειώνεται, σε πολύ μεγάλο βαθμό, με την παρουσία πυκνού συστήματος στηρίξεων. Παρόμοια εικόνα εμφανίζεται και στα υποστυλώματα, τα οποία καλούνται να

παραλάβουν σημαντικά πιο μειωμένη κάμψη και θλίψη από τα φορτία της ανωδομής. Επιπλέον, το συνολικό βάρος του ακραίου πλαισίου εμφανίζει μικρότερη τιμή από την αντίστοιχη που θα είχε αν θεωρούσαμε δικτυωτό πλαίσιο όμοιο με τα ενδιάμεσα. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι διαστασιολογούμε εξ αρχής ένα νέο τύπο πλαισίου με μειωμένα φορτία, λόγω του μισού πλάτους επιρροής που αντιστοιχεί στα ακραία πλαίσια.

Τα μετωπικά υποστυλώματα τοποθετούνται στον άξονα των ακραίων πλαισίων, ενώ για λόγους απλοποίησης της κατασκευής, ευκολίας βιομηχανικής παρασκευής και ομοιομορφίας, τα ακραία κύρια υποστυλώματα διαμορφώνονται ομοίως με τα ενδιάμεσα. Για το ακραίο πλαίσιο, επιλέγονται τελικά *Ακραίο Ζύγωμα IPE180* και *Μετωπικοί Στύλοι HEA 120*, με την τελική διάταξη του Σχήματος 4.2 και οι αντίστοιχοι έλεγχοι των μελών παρουσιάζονται στα παρακάτω Σχήματα 4.3 και 4.4.



Σχήμα 4.2: Τελική μόρφωση ακραίου πλαισίου

Combined bending, axial force and shear force check
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. και τον τύπο (6.41)
 Η κατάσταση διατομής είναι 1.

Πίνακας τιμών	
Θεωρητική διάσταση *Θεωρητική διάσταση* *Θεωρητική διάσταση*	
MNVy,Rd	59.07 kNm
MNVz,Rd	12.28 kNm

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....
 Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1)
 λόγος 27.55 στην θέση 12.962 m

Λόγος		
Θεωρητική διάσταση *Θεωρητική διάσταση* *Θεωρητική διάσταση*		
μέγιστο ποσοστό	1	67.35
μέγιστο ποσοστό	2	77.64
μέγιστο ποσοστό	3	101.75

==> Κατηγορία διατομής 1
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2)
 λόγος 4.23 στην θέση 12.962 m

Λόγος		
Θεωρητική διάσταση *Θεωρητική διάσταση* *Θεωρητική διάσταση*		
μέγιστο ποσοστό	1	7.32
μέγιστο ποσοστό	2	8.14
μέγιστο ποσοστό	3	11.46

==> Κατηγορία διατομής 1
 The critical check is on position 16.222 m

Internal forces	
Θεωρητική διάσταση *Θεωρητική διάσταση* *Θεωρητική διάσταση*	
NEd	8.12 kN
Vy,Ed	-0.13 kN
Vz,Ed	4.28 kN
TEd	0.02 kNm
My,Ed	12.11 kNm
Mz,Ed	-0.35 kNm

LTB Παράμετροι

Θεωρητική διάσταση *Θεωρητική διάσταση* *Θεωρητική διάσταση*		
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
W _y	1.6840e-04	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	122.86	kNm
Σχετική λυγνρότητα λ _{LT,0}	0.69	
Όριο λυγνρότητας λ _{LT,0}	0.40	

Mcr Παράμετροι

Θεωρητική διάσταση *Θεωρητική διάσταση* *Θεωρητική διάσταση*		
LTB μήκος	1.642	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C1	1.42	
C2	0.01	
C3	0.96	

Η λυγνρότητα ή η ροπή κάμψης είναι τέτοια ώστε το φαινόμενο του Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί

Σχήμα 4.3: Κρίσιμος έλεγχος ακραίου ζυγώματος

Combined bending, axial force and shear force check
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. και τον τύπο (6.41)
 Η κατάξη διατομής είναι 1.

Πίνακας τιμών		
Θατητική άξονση	*Θατητική άξονση*	*Θατητική άξονση*
MNVy.Rd	42.60	kNm
MNVz.Rd	20.95	kNm

α 2.00 β 1.00
 Έλεγχος μονάδος 0.04 -

Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο διατομής!

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:.....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy	zz	
Θατητική άξονση	*Θατητική άξονση*	*Θατητική άξονση*	*Θατητική άξονση*
Τύπος μετάθεσης	αμετάθετο	μεταθετό	
Μήκος Συστήματος L	6.150	6.150	m
Συντελεστής λυγισμού k	1.00	1.00	
Μήκος λυγισμού L _{cr}	6.150	6.150	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N _{cr}	332.12	126.60	kN
Λυγνρότητα	125.65	203.52	
Σχετική λυγνρότητα λ	1.64	2.66	
Περιορισμός λυγνρότητας λ,0	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	c	
Ατέλεια α	0.34	0.49	
Συντελεστής μείωσης χ	0.29	0.12	
Ανοχή λυγισμού N _{b,Rd}	264.16	106.12	kN

Ειδοποίηση : η λυγνρότητα 203.52 είναι μεγαλύτερη από 200.00!

Πίνακας τιμών		
Θατητική άξονση	*Θατητική άξονση*	*Θατητική άξονση*
A	2.5300e-03	m ²
Ανοχή λυγισμού N _{b,Rd}	106.12	kN
Έλεγχος μονάδος	0.17	-

Compression and bending check
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
 Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
Θατητική άξονση	*Θατητική άξονση*	*Θατητική άξονση*
k _{yy}	1.136	
k _{yz}	0.809	
k _{zy}	0.601	
k _{zz}	0.958	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	2.5300e-03	m ²
W _y	1.2000e-04	m ³
W _z	5.9000e-05	m ³
NR _k	898.15	kN
My, R _k	42.60	kNm
Mz, R _k	20.95	kNm
My, Ed	10.84	kNm
Mz, Ed	-1.45	kNm
Interaction Method 1		
Mα0	25.64	kNm
reduced slenderness 0	1.29	
Ψi y	0.402	
Ψi z	0.000	
C _{my,0}	0.999	
C _{mz,0}	0.882	
C _{my}	1.000	
C _{mz}	0.882	
C _{mLT}	1.077	
μy	0.960	
μz	0.869	
wy	1.132	
wz	1.500	
ηpl	0.021	
aLT	0.990	
bLT	0.027	
dLT	0.139	
dLT	0.002	
eLT	0.020	
Cyy	0.964	
Cyz	0.846	
Czy	0.880	
Czz	0.937	

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1)
 λόγος 14.80 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θατητική άξονση	*Θατητική άξονση*	*Θατητική άξονση*
μέγιστο ποσοστό 1	26.85	
μέγιστο ποσοστό 2	30.92	
μέγιστο ποσοστό 3	41.98	

==> Κατηγορία διατομής 1

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2)
 λόγος 5.69 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θατητική άξονση	*Θατητική άξονση*	*Θατητική άξονση*
μέγιστο ποσοστό 1	7.32	
μέγιστο ποσοστό 2	8.14	
μέγιστο ποσοστό 3	11.20	

==> Κατηγορία διατομής 1

The critical check is on position 5.105 m

Internal forces		
Θατητική άξονση	*Θατητική άξονση*	*Θατητική άξονση*
NEd	-18.49	kN
Vy,Ed	-0.86	kN
Vz,Ed	-5.86	kN
TEd	-0.08	kNm
My,Ed	5.18	kNm
Mz,Ed	-0.55	kNm

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
Θατητική άξονση	*Θατητική άξονση*	*Θατητική άξονση*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
W _y	1.2000e-04	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	30.70	kNm
Σχετική λυγνρότητα λ _{LT}	1.18	
Όριο λυγνρότητας λ _{LT,0}	0.40	
καμπύλη LTB	a	
Ατέλεια α _{LT}	0.21	
Συντελεστής μείωσης χ _{LT}	0.54	
Ανοχή λυγισμού M _{b,Rd}	23.18	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.22	-

Mcr Παράμετροι		
Θατητική άξονση	*Θατητική άξονση*	*Θατητική άξονση*
LTB μήκος	6.150	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C1	1.20	
C2	0.70	
C3	0.53	

Σημείωση: Παράμετροι C σύμφωνα με το ENV 1993-1-1:1992 Παράρτημα F φορτίο στο κέντρο βάρους

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.07 + 0.53 + 0.06 = 0.66
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.17 + 0.28 + 0.07 = 0.52

Σχήμα 4.4: Κρίσιμος έλεγχος μετωπικού στύλου

Οι αντίστοιχοι έλεγχοι επάρκειας σε Ο.Κ.Λ. των μελών είναι:

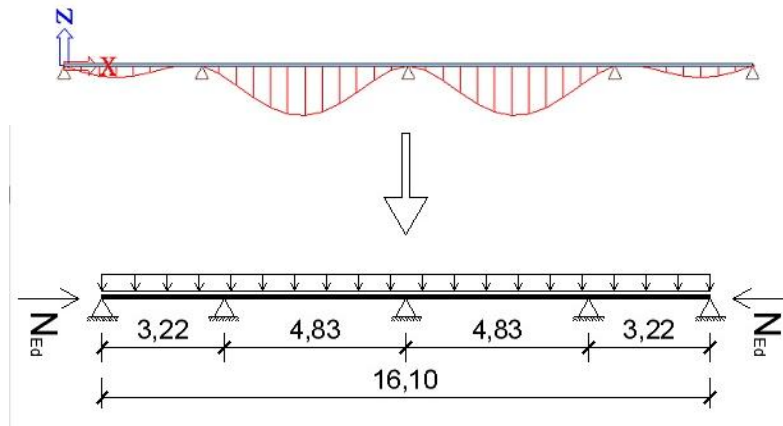
1. Ακραίο Ζύγωμα: $\delta = 0.7\text{cm} \leq \delta_{max} = L/200 = 1622\text{cm}/200 = 81.0\text{cm}$
2. Μετωπικός Στύλος: $\delta_y = 1.6\text{cm} \leq \delta_{max} = L/200 = 615\text{cm}/200 = 3.08\text{cm}$
 $\delta_z = 2.3\text{cm} \leq u_{max} = H/150 = 615\text{cm}/150 = 4.1\text{cm}$

4.3 Μόρφωση αντηρρίδων

Για τη άμεση πλευρική δέσμευση και δέσμευση έναντι στροφής του κάτω πέλματος του δικτύματος στους κύριους φορείς, χρησιμοποιούνται ζεύγη αντηρρίδων, τα οποία απολήγουν άνω στις εκατέρωθεν του πλαισίου τεγίδες σε απόσταση 1.0m από τα πλαίσια. Σημαντική θλιπτική δύναμη αναπτύσσεται στο κάτω πέλμα στα ακραία φαντώματα παραπλεύρως των υποστυλωμάτων. Ωστόσο, εγκάρσιες εξασφαλίσεις διατάσσονται για λόγους ομοιομορφίας σε αποστάσεις 3.22m (2/5 κάθε ημιανοίγματος) από τα άκρα και στο μέσο του ανοίγματος του κάτω πέλματος. Η μόρφωση τους γίνεται από απλά γωνιακά της σειράς L, ενώ διαστασιολογούνται, ώστε να μπορούν να παραλάβουν μια πρόσθετη δύναμη, η οποία προέρχεται από την εκτροπή του μέλους.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, η συνιστώμενη τιμή της αρχικής τοπικής ατέλειας e_o του μέλους για καμπύλη λυγισμού b του κάτω πέλματος και ελαστική ανάλυση, είναι: $e_o = L/250 = 1610\text{cm}/250 = 6.44\text{cm}$. Η προς ευσταθοποίηση ράβδος που αντιστοιχεί σε κάθε ζεύγος αντηρρίδων είναι μία, οπότε δεν χρειάζεται να θεωρήσουμε μειωτικό συντελεστή της ατέλειας.

Οι αντηρρίδες θεωρούνται αμφιαρθρωτές στα άκρα τους. Θεωρούμε ότι η δυσκαμψία τους είναι επαρκής, ώστε να εξασφαλίζει πλευρική στήριξη στις ενδιάμεσες θέσεις. Οπότε προκύπτει το στατικό προσομοίωμα του Σχήματος 4.5 .



Σχήμα 4.5: Αντικατάσταση ατελειών από ισοδύναμες δυνάμεις

Συνέπως, οι επιδράσεις των ατελειών μπορούν να αντικατασταθούν από μια κατανομημένη ισοδύναμη σταθεροποιητική δύναμη, όπως δίνεται στην παρακάτω σχέση:

$$q_{stab} = \frac{8 \cdot N_{Ed} \cdot e_{o,d}}{L^2} = \frac{8 \cdot N_{Ed} \cdot (e_o + \delta_q)}{L^2} = \frac{8 \cdot 256.47\text{kN} \cdot (6.44 + 0)\text{cm}}{(322\text{cm})^2} = 0.13\text{kN/m}, \quad (4.1)$$

όπου δ_q η εντός του επιπέδου παραμόρφωση του συστήματος οφειλόμενη στο φορτίο q_{stab} και σε όλα τα εξωτερικά φορτία που υπολογίστηκαν από την ανάλυση πρώτης τάξης. Ως

μήκος L λαμβάνεται το μικρότερο μήκος μεταξύ των στηρίξεων, ώστε να έχουμε τα δυσμενέστερα αποτελέσματα.

Η δ_q και κατ'επέκταση και το φορτίο q_{stab} , υπολογίζονται δοκιμαστικά, μέχρι η τιμή της παραμόρφωσης δ_q σε δύο διαδοχικές δοκιμές να προκύψει περίπου η ίδια. Φορτίζουμε, λοιπόν το κάτω πέλμα με την αξονική σχεδιασμού του και με το ισοδύναμο φορτίο σταθεροποίησης και με επαναλήπτική διαδικασία, βρίσκουμε την πραγματική τιμή του φορτίου q_{stab} . Συντηρητικά θεωρούμε ότι το κάτω πέλμα θλίβεται σε όλο το μήκος του με τη δύναμη σχεδιασμού του. Με την πρώτη δοκιμή, προκύπτει: $\delta_{q,1}=0.29\text{cm}$, με αντίστοιχο φορτίο $q_{stab,1}=0.133\text{kN/m}$, από τη σχέση (4.1). Με την δεύτερη, προκύπτει: $\delta_{q,2}=0.30\text{cm}$ και αντίστοιχο φορτίο $q_{stab,2}=0.133\text{kN/m}$. Με την Τρίτη δοκιμή, προκύπτει τελικά: $\delta_{q,3}=0.30\text{cm}=\delta_{q,2}$ και $q_{stab,2}=0.133\text{kN/m}$. Η μέγιστη αντίδραση στις στηρίξεις προκύπτει $V_{Ed}=0.33\text{kN}$. Την δύναμη αυτή καλείται να παραλάβει κάθε αντηρρίδα.

Θεωρούμε αντηρρίδες μήκους $l=\sqrt{(1.0\text{m})^2+(1.4\text{m})^2}=1.72\text{m}$, που σχηματίζουν με το οριζόντιο επίπεδο γωνία $\alpha=\arctan(1.40/1.0)=54.5^\circ$. Η δύναμη διαστασιολόγησης τους είναι: $N_{Ed}=V_{Ed}/\cos\alpha=0.33\text{kN}/\cos(54.5^\circ)=0.57\text{kN}$, η οποία θεωρείται αμεληταία. Εναλλακτικά θα μπορούσαμε να θεωρήσουμε την προσεγγιστική μέθοδο:

$$P_{stab} = 4 \cdot N_{Ed} \cdot \frac{a_m \cdot e_o / L}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} = 4 \cdot 256.47\text{kN} \cdot \frac{0.791 \cdot 1 / 250}{1 - \frac{256.47\text{kN}}{71.66\text{kN}}} = 1.26\text{kN} \approx \frac{a_m \cdot N_{Ed}}{100} = 2.03\text{kN}$$

όπου N_{cr} η μικρότερη αντοχή λυγισμού του κάτω πέλματος, όπως προέκυψε από την ανάλυση. Και σε αυτή την πιο συντηρητική θεώρηση η αξονική σχεδιασμού της αντηρρίδας προκύπτει πολύ μικρή: $N_{Ed}=P_{stab}/\cos\alpha=2.03\text{kN}/\cos(54.5^\circ)=3.50\text{kN}$

Τα μεγέθη αυτά προκύπτουν πολύ μικρά, οπότε η διαστασιολόγηση γίνεται τελικά, ώστε η λυγηρότητα της αντηρρίδας να μην παίρνει απαγορευτικά μεγάλες τιμές, εξασφαλίζοντας έτσι την επαρκή λειτουργία της. Εφόσον, έχουμε ζεύγος επιτρέπεται να θεωρήσουμε ως ενεργή μόνο την εφελκόμενη αντηρρίδα. Άρα, επιλέγονται τελικά απλά γωνιακά $L 45*5$ με $I_y=I_z=6.43\text{cm}^4$ και $A=3.49\text{cm}^2$, οπότε προκύπτουν η ακόλουθη αντοχή και λυγηρότητα:

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3.49\text{cm}^2 \cdot 35.5\text{kN/cm}^2}{1.00} = 123.90\text{kN} \quad (4.2)$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{I_y \cdot E}} = \frac{0.5 \cdot 172\text{cm}}{\pi} \sqrt{\frac{3.49\text{cm}^2 \cdot 35.5\text{kN/cm}^2}{6.43\text{cm}^4 \cdot 2100\text{kN/cm}^2}} = 8.24\text{cm} \quad (4.3)$$

4.4 Μόρφωση τεγίδων

Οι τεγίδες κατασκευάζονται ως αμφίεριστα στοιχεία μεταξύ των διαδοχικών κύριων φορέων. Μια τέτοια διάταξη παρουσιάζει απλότητα στις συνδέσεις, που μορφώνονται ως απλές αρθρώσεις και ευκολία στην ανέγερση, καθώς μορφώνονται ως αυτοτελή μέλη. Θεωρούμε ότι τα πανέλλα επικάλυψης διαθέτουν επαρκή δυσκαμψία, ώστε να παρέχουν πλευρική εξασφάλιση του άνω πέλματος των τεγίδων, που θλίβεται υπό την κύρια δράση του χιονιού. Επομένως, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι οι τεγίδες δεν είναι ευαίσθητες σε πλευρικό λυγισμό. Στην περίπτωση μας η κλίση της στέγης και κατ'επέκταση της διατομής των τεγίδων είναι μικρή (6.4°), με αποτέλεσμα η κάμψη κατά τον ασθενή άξονα λόγω των κατακόρυφων φορτίων να μην παίρνει σημαντικές τιμές.

Οι αντίστοιχοι έλεγχοι διατομής και μέλους για τις τεγίδες που δεν συμμετέχουν στον αντανέμιο σύνδεσμο στέγης παρουσιάζονται στο παρακάτω Σχήμα 4.6.

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 λόγος 23.87 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*	*Θεωρητική διάσπαση*
μέγιστο ποσοστό	1	26.85
μέγιστο ποσοστό	2	30.92
μέγιστο ποσοστό	3	34.17

==> Κατηγορία διατομής 1

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 λόγος 3.93 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*	*Θεωρητική διάσπαση*
μέγιστο ποσοστό	1	7.32
μέγιστο ποσοστό	2	8.14
μέγιστο ποσοστό	3	11.39

==> Κατηγορία διατομής 1

The critical check is on position 2.560 m

Internal forces		
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*	*Θεωρητική διάσπαση*
NEd	-0.10	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	0.00	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-9.60	kNm
Mz,Ed	1.72	kNm

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*	*Θεωρητική διάσπαση*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
Wy	8.8340e-05	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	56.76	kNm
Σχετική λυγρότητα λ _{LT}	0.74	
Όριο λυγρότητας λ _{LT,0} καμπύλη LTB	0.40	
Ατέλεια α _{LT}	0.21	
Συντελεστής μείωσης χ _{LT}	0.83	
Ανοχή λυγισμού Mb,Rd	25.92	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.37	-

Mcr Παράμετροι		
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*	*Θεωρητική διάσπαση*
LTB μήκος	1.280	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.12	
C2	0.03	
C3	1.00	

Σημείωση: Παράμετροι C σύμφωνα με το ENV 1993-1-1:1992 Παράρτημα F φορτίο στο κέντρο βάρους

Combined bending, axial force and shear force check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. και τον τύπο (6.41)
 Η κατάσταση διατομής είναι 1.

Πίνακας τιμών		
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*	*Θεωρητική διάσπαση*
MNVy,Rd	31.36	kNm
MNVz,Rd	6.83	kNm

α 2.00 β 1.00

Έλεγχος μονάδος 0.35

Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο διατομής!

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:.....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού		yy	zz
		Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*
Τύπος μετάθεσης	μεταθέτο	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	5.120	5.120	m
Συντελεστής λυγισμού k	1.00	1.00	
Μήκος λυγισμού L _{cr}	5.120	5.120	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N _{cr}	427.92	35.52	kN
Λυγρότητα	89.13	309.36	
Σχετική λυγρότητα λ	1.17	4.05	
Περιορισμός λυγρότητας λ ₀	0.20	0.20	

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
 Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*	*Θεωρητική διάσπαση*
k _{yy}	1.005	
k _{yz}	0.694	
k _{zy}	0.525	
k _{zz}	1.005	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	1.6400e-03	m ²
Wy	8.8340e-05	m ³
Wz	1.9250e-05	m ³
NRk	582.20	kN
My,Rk	31.36	kNm
Mz,Rk	6.83	kNm
My,Ed	-9.60	kNm
Mz,Ed	1.72	kNm
Interaction Method 1		
M _{cr0}	50.48	kNm
reduced slenderness 0	0.79	
Ψ _y	1.000	
Ψ _z	1.000	
C _{my,0}	1.000	
C _{mz,0}	1.000	
C _{my}	1.000	
C _{mz}	1.000	
C _{mLT}	1.000	
μ _y	1.000	
μ _z	1.000	
w _y	1.143	
w _z	1.500	
η _{pl}	0.000	
e _{LT}	0.995	
b _{LT}	0.029	
c _{LT}	0.008	
d _{LT}	0.001	
e _{LT}	0.002	
C _{yy}	0.995	
C _{yz}	0.993	
C _{zy}	0.997	
C _{zz}	0.998	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.00 + 0.37 + 0.17 = 0.56

Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.00 + 0.19 + 0.25 = 0.46

Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο ευστάθειας!

Σχήμα 4.6: Κρίσιμος έλεγχος τεγίδας

Ο αντίστοιχος έλεγχος επάρκειας σε Ο.Κ.Λ. των τεγίδων είναι: $\delta = 2.42\text{cm} \leq \delta_{max} = L/200 = 512\text{cm}/200 = 2.56\text{cm}$

4.5 Μόρφωση μηκίδων

Οι μηκίδες κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ των διαδοχικών κύριων φορέων, ενώ καταπονούνται σε διαζονική κάμψη, λόγω των οριζοντίων δράσεων ανέμου και του κατακόρυφου βάρους των πανέλλων. Επιλέγονται τελικά *Μηκίδες IPE140* και οι αντίστοιχοι έλεγχοι παρουσιάζονται στο παρακάτω Σχήμα 4.7.

....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 λόγος 23.87 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θωπτική διάσπα	*Θωπτική διάσπα*	*Θωπτική διάσπα*
μέγιστο ποσοστό	1	26.85
μέγιστο ποσοστό	2	30.92
μέγιστο ποσοστό	3	34.17

==> Κατηγορία διατομής 1
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 λόγος 3.93 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θωπτική διάσπα	*Θωπτική διάσπα*	*Θωπτική διάσπα*
μέγιστο ποσοστό	1	7.32
μέγιστο ποσοστό	2	8.14
μέγιστο ποσοστό	3	11.39

==> Κατηγορία διατομής 1
 The critical check is on position 2.409 m

Internal forces		
Θωπτική διάσπα	*Θωπτική διάσπα*	*Θωπτική διάσπα*
NEd	-1.23	kN
Vy,Ed	-0.03	kN
Vz,Ed	-0.07	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	3.74	kNm
Mz,Ed	-0.56	kNm

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
Θωπτική διάσπα	*Θωπτική διάσπα*	*Θωπτική διάσπα*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
Wy	8.8340e-05	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	9.84	kNm
Σχετική λυγρότητα λ _{LT}	1.79	
Όριο λυγρότητας λ _{LT,0}	0.40	
καμπύλη LTB	a	
Ατέλεια α _{LT}	0.21	
Συντελεστής μείωσης χ _{LT}	0.27	
Αντοχή λυγισμού Mb,Rd	8.60	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.43	-

Mcr Παράμετροι		
Θωπτική διάσπα	*Θωπτική διάσπα*	*Θωπτική διάσπα*
LTB μήκος	5.120	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.13	
C2	0.45	
C3	0.53	

Combined bending, axial force and shear force check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. και τον τύπο (6.41)
 Η κατάσταση διατομής είναι 1.

Πίνακας τιμών		
Θωπτική διάσπα	*Θωπτική διάσπα*	*Θωπτική διάσπα*
MNVy,Rd	31.36	kNm
MNVz,Rd	6.83	kNm

α 2.00 β 1.00
 Έλεγχος μονάδος 0.10

Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο διατομής!

....ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:....

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού			
Θωπτική διάσπα	*Θωπτική διάσπα*	*Θωπτική διάσπα*	*Θωπτική διάσπα*
Τύπος μετάθεσης	μεταθέτο	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	5.120	5.120	m
Συντελεστής λυγισμού k	1.00	1.00	
Μήκος λυγισμού L _{cr}	5.120	5.120	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N _{cr}	427.89	35.52	kN
Λυγρότητα	89.13	309.36	
Σχετική λυγρότητα λ	1.17	4.05	
Περιορισμός λυγρότητας λ ₀	0.20	0.20	

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
 Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
Θωπτική διάσπα	*Θωπτική διάσπα*	*Θωπτική διάσπα*
kyy	1.035	
kyz	0.767	
kzy	0.552	
kzz	1.059	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	1.6400e-03	m ²
Wy	8.8340e-05	m ³
Wz	1.9250e-05	m ³
NRk	582.20	kN
My,Rk	31.36	kNm
Mz,Rk	6.83	kNm
My,Ed	3.74	kNm
Mz,Ed	-0.56	kNm
Interaction Method 1		
Mα0	8.71	kNm
reduced slenderness 0	1.90	
ψi y	1.000	
ψi z	1.000	
Cmy,0	1.000	
Cmz,0	1.001	
Cmy	1.000	
Cmz	1.001	
CmLT	1.014	
uy	1.000	
uz	1.000	
wy	1.143	
wz	1.500	
η1	0.002	
eLT	0.995	
bLT	0.064	
cLT	0.057	
dLT	0.000	
eLT	0.005	
Cyy	0.983	
Cyz	0.942	
Czy	0.965	
Czz	0.979	

Σημείωση: Παράμετροι C σύμφωνα με το ENV 1993-1-1:1992 Παράρτημα F φορτίο στο κέντρο βάρους

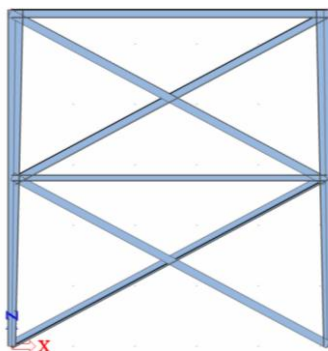
Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.00 + 0.45 + 0.06 = 0.51
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.00 + 0.24 + 0.09 = 0.33

Σχήμα 4.7: Κρίσιμος έλεγχος μηκίδας

Ο αντίστοιχος έλεγχος επάρκειας σε Ο.Κ.Λ. των μηκίδων είναι: $\delta = 2.15\text{cm} \leq \delta_{max} = L/200 = 512\text{cm}/200 = 2.56\text{cm}$

4.6 Μόρφωση κατακόρυφων συνδέσμων

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι διατάσσονται στο ίδιο φάτνωμα με τον σύνδεσμο της στέγης, ένας σε κάθε πλευρά. Μορφώνονται από διπλούς χιαστί συνδέσμους, με μία μηκίδα που λειτουργεί ως ορθοστάτης, όπως παρουσιάζεται στο παρακάτω Σχήμα 4.12.



Σχήμα 4.8: Κατακόρυφος Σύνδεσμος

Οι διαγώνιοι ράβδοι θεωρούμε ότι μορφώνονται από γωνιακά της σειράς L, ενώ επιβάλλεται, ομοίως με τους οριζόντιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα των μελών να περιορίζεται μεταξύ των ορίων: $1.30 \leq \lambda \leq 2.00$ ³. Θεωρούμε ότι οι διαγώνιοι συνδέονται στο μέσο τους, οπότε η εφελκυστική διαγώνιος παρέχει πλευρική εξασφάλιση στην θλιπτική. Το μήκος λυγισμού σε αυτή την περίπτωση ορίζεται: $L/2 = 5.835\text{m}/2 = 2.918\text{m}$.

Γενικώς, η κατανομή των υλικών στο φορέα πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να διαμορφώνονται πλαστικές ζώνες εκεί, όπου προβλέπεται από τον σχεδιασμό. [2] Γι' αυτόν τον λόγο, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι μορφώνονται από χάλυβα τύπου S235.

Για τον κατακόρυφο σύνδεσμο, επιλέγονται τελικά Διαγώνιοι Ράβδοι L75*8 και ο αντίστοιχος έλεγχος της εφελκυστικής διαγώνιου παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.9.

....:ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:....

The critical check is on position 2.454 m

Internal forces		
<small>*Θαμπτική Διάσση*</small> <small>*Θαμπτική Διάσση*</small> <small>*Θαμπτική Διάσση*</small>		
NEd	40.84	kN
Vy,Ed	0.10	kN
Vz,Ed	-0.05	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	0.04	kNm
Mz,Ed	0.42	kNm

Normal force check
Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.3. και τον τύπο (6.5)

Πίνακας τιμών		
<small>*Θαμπτική Διάσση*</small> <small>*Θαμπτική Διάσση*</small> <small>*Θαμπτική Διάσση*</small>		
Nt,Rd	270.25	kN
Έλεγχος μονάδος	0.15	-

Σχήμα 4.9: Κρίσιμος Έλεγχος Διαγώνιου Κατακόρυφου Συνδέσμου

³ Το κατώτατο όριο 1.3 ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων (όταν είναι ενεργές και οι θλιβόμενες και οι εφελκυστικές διαγώνιοι) πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από μια ανάλυση στο οριακό στάδιο αστοχίας, όπου λαμβάνεται ως ενεργή μόνο η εφελκυστική διαγώνιος

Όπως, βλέπουμε, η δύναμη σχεδιασμού των διαγωνίων ράβδων είναι πολύ μικρή, οπότε η τελική διατομή που απαιτείται προκύπτει από τις απαιτήσεις λυγηρότητας του αντισεισμικού κανονισμού. Για γωνιακό L 75*8, ισχύει: $1.30 \leq \bar{\lambda} = 1.48 \leq 2.00$.

Η κεφαλοδοκός ενώνεται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις (αρθρώσεις) σε όλα τα ενδιάμεσα υποστυλώματα και με συνδέσεις ροπής μόνο με τα υποστυλώματα των ακραίων πλαισίων. Η μηκίδα που συμμετέχει στον σύνδεσμο πρέπει να διαστασιολογηθεί και για μία επιπλέον αξονική δύναμη, η οποία αντιστοιχεί σε λειτουργία του δικτύωματος, με τη θεώρηση ότι είναι ενεργές μόνο οι εφελκόμενες διαγώνιες. Μέσω των μηκίδων αυτών εξασφαλίζεται και πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα κατά τον ασθενή τους άξονα στο μέσο του μήκους τους.

Οι θλιπτικές δυνάμεις με τις οποίες διαστασιολογούνται η μηκίδα και η κεφαλοδοκός αντιστοιχούν σε λειτουργία του κατακόρυφου συνδέσμου με ενεργή μόνο την εφελκόμενη εκ των δύο διαγωνίων σε κάθε φάτνωμα.. Η ένταση αυτή προσαυξάνεται με τον μεγενθυτικό συντελεστή $\alpha_{CD} = (1.2N_{Pd} - N_{vd}) / N_{Ed} \geq q=3$. Σε κάθε περίπτωση είναι $\alpha_{CD} \leq q$, άρα $N_{Ed} = \alpha_{CD} * E = 3 * 34.90\text{kN} = 104.70\text{kN}$. Τελικά, επιλέγονται Κεφαλοδοκός και Μηκίδα διατομής HEA 140, ενώ οι αντίστοιχοι έλεγχοι παρουσιάζονται στο επόμενο Σχήμα 4.10. Παρατηρούμε ότι η ανηγμένη λυγηρότητα των οριζοντίων ράβδων ικανοποιεί τον αντισεισμικό κανονισμό: $1.30 \leq \bar{\lambda} = 1.90 \leq 2.00$.

...: ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:...

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 λόγος 16.73 στην θέση 0.000 m

Λόγος	
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*
μείνστο ποσοστό 1	26.85
μείνστο ποσοστό 2	30.92
μείνστο ποσοστό 3	34.17

==> Κατηγορία διατομής 1
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 λόγος 6.50 στην θέση 0.000 m

Λόγος	
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*
μείνστο ποσοστό 1	7.32
μείνστο ποσοστό 2	8.14
μείνστο ποσοστό 3	11.39

==> Κατηγορία διατομής 1
 The critical check is on position 0.000 m

Internal forces	
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*
N _{Ed}	-104.70 kN
V _{y,Ed}	0.00 kN
V _{z,Ed}	0.00 kN
T _{Ed}	0.00 kNm
M _{y,Ed}	0.00 kNm
M _{z,Ed}	0.00 kNm

...: ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:...

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού		yy	zz
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*	*Θεωρητική διάσπαση*	*Θεωρητική διάσπαση*
Τύπος μετάθεσης	μεταθετό	αμεταθετό	
Μήκος Συστήματος L	5.120	5.120	m
Συντελεστής λυγισμού k	1.00	1.00	
Μήκος λυγισμού L _{cr}	5.120	5.120	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N _{cr}	814.38	307.58	kN
Λυγηρότητα	89.40	145.47	
Σχετική λυγηρότητα λ	1.17	1.90	
Περιορισμός λυγηρότητας λ ₀	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	c	
Ατέλεια α	0.34	0.49	
Συντελεστής μείωσης χ	0.49	0.21	
Αντοχή λυγισμού N _{b,Rd}	551.44	237.89	kN

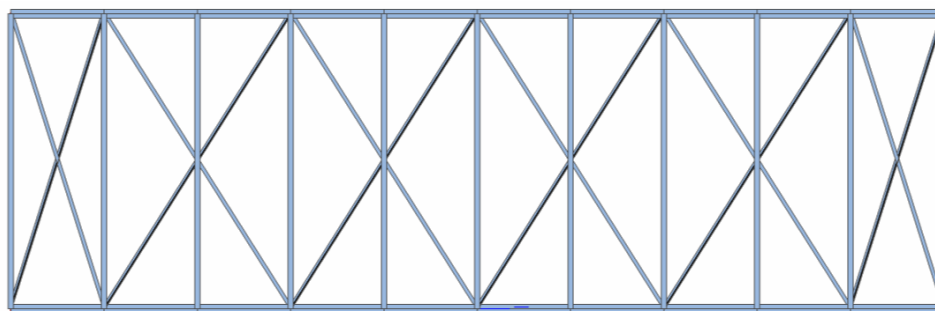
Πίνακας τιμών	
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*
Θεωρητική διάσπαση	*Θεωρητική διάσπαση*
A	3.1400e-03 m ²
Αντοχή λυγισμού N _{b,Rd}	237.89 kN
Έλεγχος μονάδας	0.44

Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο ευστάθειας!

Σχήμα 4.10: Κρίσιμος έλεγχος κεφαλοδοκού και μηκίδας σε κατακόρυφο σύνδεσμο

4.7 Μόρφωση οριζοντίων συνδέσμων

Θεωρούμε ότι οι οριζόντιοι σύνδεσμοι μορφώνονται επί της κυκλικρικής στέγης στο επίπεδο του άνω πέλματος του δικτυωτού ζυγώματος, όπως παρουσιάζεται σε κάτοψη στο παρακάτω Σχήμα 4.8. Εφόσον σε κάθε ημιζυγόμα υπάρχει περιττός αριθμός φατνωμάτων, ο σύνδεσμος διαμορφώνεται από τρία φατνώματα, με τις διαγώνιες ράβδους να τοποθετούνται ανά δύο διαδοχικές τεγίδες στο άκραιο φάτνωμα (που είναι και το πιο καταπονούμενο) και ανά δεύτερη τεγίδα στα δύο μεσαία.



Σχήμα 4.11: Σύνδεσμος στέγης σε κάτοψη

Για λόγους ομοιομορφίας και τυποποίησης των κατασκευαστικών λεπτομερειών, η διαστασιολόγηση των διαγωνίων ράβδων γίνεται με βάση εκείνες που καταπονούνται περισσότερο. Θεωρούμε ότι μορφώνονται από γωνιακά της σειράς L. Επιβάλλεται, επίσης, από το EN 1993-1-1:2004, για πλαίσια με χιαστί διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα των μελών να περιορίζεται μεταξύ των ορίων: $1.30 \leq \lambda \leq 2.00$. Επιπλέον, για να επιτευχθεί πυκνό σύστημα πλευρικής εξασφάλισης, θεωρούμε ότι στον οριζόντιο σύνδεσμο συμμετέχουν όλες οι διερχόμενες από το σύνδεσμο τεγίδες.

Οι οριζόντιοι αντιανεμίοι σύνδεσμοι διαστασιολογούνται για λειτουργία του οριζόντιου συνδέσμου με ενεργή μόνο την εφελκόμενη εκ των δύο διαγωνίων στο ακραίο φάτνωμα. Η θεώρηση αυτή δεν μπορεί να εφαρμοστεί στα ενδιάμεσα φαντώματα, καθώς λόγω των θέσεων των μετωπικών στύλων ασκούνται δυνάμεις ανεμοπίεσεις σε μη επικόμενα σημεία (άνοιγμα φαντώματος). Στις θέσεις αυτές, η ευσταθοποίηση του συστήματος επιτυγχάνεται, στον μεσαίο κόμβο συμβολής των διαγωνίων και της διερχόμενης τεγίδας. Συνεπώς, η θεώρηση ότι παραλείπεται η θλιβόμενη ράβδος θα οδηγούσε σε αστάθεια του συστήματος. Οπότε, γίνεται η θεώρηση ότι η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού ισούται με το άθροισμα της θλιβόμενης με την εφελκόμενη δύναμη που καλείται να παραλάβει η δυσμενέστερη ράβδος. Για τον οριζόντιο σύνδεσμο, επιλέγονται τελικά Διαγώνιοι Ράβδοι L75*8 και ο αντίστοιχος έλεγχος της δυσμενέστερης εφελκόμενης διαγωνίου του ακραίου φαντώματος παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.9.

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:.....

The critical check is on position 0.000 m

Axis definition :

- κύριος y- άξονας κανονισμού αντιστοιχεί στον κύριο z άξονα στο Scia Engineer
- κύριος z- άξονας κανονισμού αντιστοιχεί στον κύριο y άξονα στο Scia Engineer

Internal forces		
	δομητική διάση	*δομητική διάση*
NEd	31.90	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	0.00	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	0.00	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Normal force check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.3. και τον τύπο (6.5)

Πίνακας τιμών		
	δομητική διάση	*δομητική διάση*
Nt.Rd	270.25	kN
Έλεγχος μονάδος	0.12	-

Σχήμα 4.12: Κρίσιμος Έλεγχος Εφελκόμενης Διαγωνίου Οριζοντίου Συνδέσμου

Όπως προκύπτει από την ανάλυση, η δύναμη σχεδιασμού των διαγωνίων ράβδων είναι αρκετά μικρή, οπότε η τελική διατομή που απαιτείται προκύπτει από τις απαιτήσεις λυγηρότητας του αντισεισμικού κανονισμού. Για γωνιακό L75*8, ισχύει: $1.30 \leq \bar{\lambda} = 1.42 \leq 2.00$.

Οι τεγίδες που συμμετέχουν στον σύνδεσμο παραλαμβάνουν μια επιπλέον αξονική, η οποία προσαυξάνεται με τον μεγενθυτικό συντελεστή $\alpha_{CD} = (1.2N_{Pd} - N_{vd}) / N_{Ed} \geq q=3$, όπου $N_{vd}=0$ για συνήθεις περιπτώσεις μονόροφων κτιρίων. Σε κάθε περίπτωση είναι $\alpha_{CD} \leq q$, άρα $N_{Ed}' = \alpha_{CD} * N_{Ed} = 3 * 46.65\text{kN} = 139.95\text{kN}$. Τελικά, επιλέγονται Τεγίδες HEA 140, ενώ οι αντίστοιχοι έλεγχοι παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.10. Η ανηγμένη λυγηρότητα των τεγίδων ικανοποιεί τον αντισεισμικό κανονισμό: $1.30 \leq \bar{\lambda} = 1.55 \leq 2.00$.

.....ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1)
 λόγος 16.73 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θαλασπική διάσπαση	*Θαλασπική διάσπαση*	*Θαλασπική διάσπαση*
μέγιστο ποσοστό	1	26.85
μέγιστο ποσοστό	2	30.92
μέγιστο ποσοστό	3	34.17

==> Κατηγορία διατομής 1

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2)
 λόγος 6.50 στην θέση 0.000 m

Λόγος		
Θαλασπική διάσπαση	*Θαλασπική διάσπαση*	*Θαλασπική διάσπαση*
μέγιστο ποσοστό	1	7.32
μέγιστο ποσοστό	2	8.14
μέγιστο ποσοστό	3	11.39

==> Κατηγορία διατομής 1

The critical check is on position 2.560 m

Internal forces		
Θαλασπική διάσπαση	*Θαλασπική διάσπαση*	*Θαλασπική διάσπαση*
N _{Ed}	-139.95	kN
V _{y,Ed}	0.00	kN
V _{z,Ed}	0.00	kN
T _{Ed}	0.00	kNm
M _{y,Ed}	3.71	kNm
M _{z,Ed}	0.00	kNm

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy	zz	
Θαλασπική διάσπαση	*Θαλασπική διάσπαση*	*Θαλασπική διάσπαση*	*Θαλασπική διάσπαση*
Τύπος μετάθεσης	μετάθετο	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	5.120	5.120	m
Συντελεστής λυγισμού k	1.00	1.00	
Μήκος λυγισμού L _{cr}	5.120	5.120	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N _{cr}	814.40	307.57	kN
Λυγηρότητα	89.39	146.46	
Σχετική λυγηρότητα λ	1.17	1.90	
Περιορισμός λυγηρότητας λ ₀	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	c	
Ατέλεια α	0.34	0.49	
Συντελεστής μείωσης χ	0.49	0.21	
Αντοχή λυγισμού N _{b,Rd}	551.45	237.90	kN

Πίνακας τιμών		
Θαλασπική διάσπαση	*Θαλασπική διάσπαση*	*Θαλασπική διάσπαση*
A	3.1400e-03	m ²
Αντοχή λυγισμού N _{b,Rd}	237.90	kN
Έλεγχος μονάδος	0.59	-

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
Θαλασπική διάσπαση	*Θαλασπική διάσπαση*	*Θαλασπική διάσπαση*
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
W _y	1.7400e-04	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	55.21	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ _{LT}	1.06	
Όριο λυγηρότητας λ _{LT,0}	0.40	

Mcr Παράμετροι		
Θαλασπική διάσπαση	*Θαλασπική διάσπαση*	*Θαλασπική διάσπαση*
LTB μήκος	5.120	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.13	
C2	0.45	
C3	0.53	

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
 Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
Θαλασπική διάσπαση	*Θαλασπική διάσπαση*	*Θαλασπική διάσπαση*
k _{yy}	1.701	
k _{yz}	2.173	
k _{zy}	0.907	
k _{zz}	1.837	
Δ M _y	0.00	kNm
Δ M _z	0.00	kNm
A	3.1400e-03	m ²
W _y	1.7400e-04	m ³
W _z	8.4800e-05	m ³
N _{Rk}	1114.70	kN
M _{y,Rk}	61.77	kNm
M _{z,Rk}	30.10	kNm
M _{y,Ed}	3.71	kNm
M _{z,Ed}	0.00	kNm
Interaction Method 1		
M _{cr0}	48.86	kNm
reduced slenderness 0	1.12	
Ψ _y	1.000	
Ψ _z	1.000	
C _{m,y,0}	1.005	
C _{m,z,0}	1.110	
C _{m,y}	1.003	
C _{m,z}	1.110	
C _{m,LT}	1.411	
μ _y	0.905	
μ _z	0.604	
w _y	1.123	
w _z	1.500	
n _{pl}	0.126	
a _{LT}	0.992	
b _{LT}	0.000	
c _{LT}	0.041	
d _{LT}	0.000	
e _{LT}	0.009	
C _{yy}	0.909	
C _{yz}	0.588	
C _{zy}	0.590	
C _{zz}	0.669	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.25 + 0.10 + 0.00 = 0.36
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.59 + 0.05 + 0.00 = 0.64
 Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο ευστάθειας !

Σχήμα 4.13: Κρίσιμος Έλεγχος Τεγίδων Οριζοντίου Συνδέσμου

4.8 Αντισεισμικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (4.4)$$

Όπου:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})=203.66$ kN: η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό του μέλους, σύμφωνα με το EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,G}=51.02$ kN: η αξονική δύναμη στο μέλος που οφείλεται στις μη σεισμικές δράσεις, οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,E}=-37.97$ kN: η αξονική δύναμη που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού

$\Omega = N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 207.86 \text{ kN} / 108.81 \text{ kN} = 1.91$

γ_{ov} : συντελεστής υπεραντοχής (προτεινόμενη τιμή $\gamma_{ov} = 1.00$)

Άρα, από τη σχέση (4.4), έχουμε:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = 203.66 \text{ kN} \geq 51.02 \text{ kN} + 1.1 \cdot 1.0 \cdot 1.91 \cdot 37.97 \text{ kN} = 150.74 \text{ kN}, \text{ ισχύει}$$

5 Συνδέσεις μελών

5.1 Εισαγωγή

Αναπόσπαστο τμήμα στη μελέτη ενός μεταλλικού κτιρίου αποτελεί η μελέτη των συνδέσεων μεταξύ των επιμέρους προκατασκευασμένων μελών, καθώς αναλαμβάνουν τη μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων και, κατ'επέκταση, τη τελική ροή των δράσεων επί της κατασκευής. Στο παρόν κεφάλαιο, μελετώνται οι βασικότερες συνδέσεις επί της κατασκευής, οι οποίες συνοψίζονται στις εξής περιπτώσεις συνδέσεων:

1. Κόμβου δικτυωτού ζυγώματος με υποστύλωμα στον κύριο φορέα
2. Ράβδοι δικτυώματος στη δυσμενέστερη ενδιάμεση θέση
3. Έδραση υποστυλώματος
4. Διαγώνιοι ράβδοι κατακόρυφων συνδέσμων στο μέσο του μήκους τους
5. Διαγώνιοι Ράβδοι κατακόρυφων συνδέσμων με υποστύλωμα και μηκίδα
6. Διαγώνιοι Ράβδοι οριζοντίων συνδέσμων με τεγίδα στο μέσο του μήκους τους

Σε όλες τις κοχλιωτές συνδέσεις, πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής βασικοί έλεγχοι:

1. Έλεγχος αντοχής κοχλίωσης σε διάτμηση ($F_{v,Rd}$)
2. Έλεγχος αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας ($F_{b,Rd}$)
3. Έλεγχος των επιλεγμένων αποστάσεων κοχλιών, αφενός από τα άκρα των ελασμάτων (e_i) και, αφετέρου μεταξύ τους (p_i).
4. Έλεγχος επάρκειας σε εφελκυσμό για κάθε συνδεδεμένο έλασμα

Επιδιώκεται, επιπλέον να ισχύει: $F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$, ώστε να επιτυγχάνεται όλκιμη, αντί για ψαθυρή, μορφή αστοχίας.

5.2 Σύνδεση κόμβου δικτυωτού ζυγώματος με υποστύλωμα

Η σύνδεση πραγματοποιείται μέσω κομβοελασμάτων, στα οποία κοχλιώνονται οι ράβδοι και συγκολλάται το υποστύλωμα. Οι βασικοί έλεγχοι, στην κοχλιωτή σύνδεση κάθε ράβδου, παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.1. Επιλέγονται *ελάσματα πάχους $t=15\text{mm}$* , ενώ η απόσταση e_z επί έκαστου γωνιακού ορίζεται από τις προδιαγραφές της διατομής του. Επειδή με την απομειωμένη διατομή η αντοχή της διαγωνίου μειώνεται και τελικά δεν επαρκεί έναντι εφελκυστικής δύναμης, *ενισχύουμε τη διαγώνιο με έλασμα #230.55.8*. Το έλασμα αυτό συγκολλάται στην εσωτερική της πλευρά με πάχος συγκόλλησης $a_w=4\text{mm}$.

Πίνακας 5.1: Έλεγχοι κοχλίωσης ράβδων δικτυώματος με κομβοελάσματα

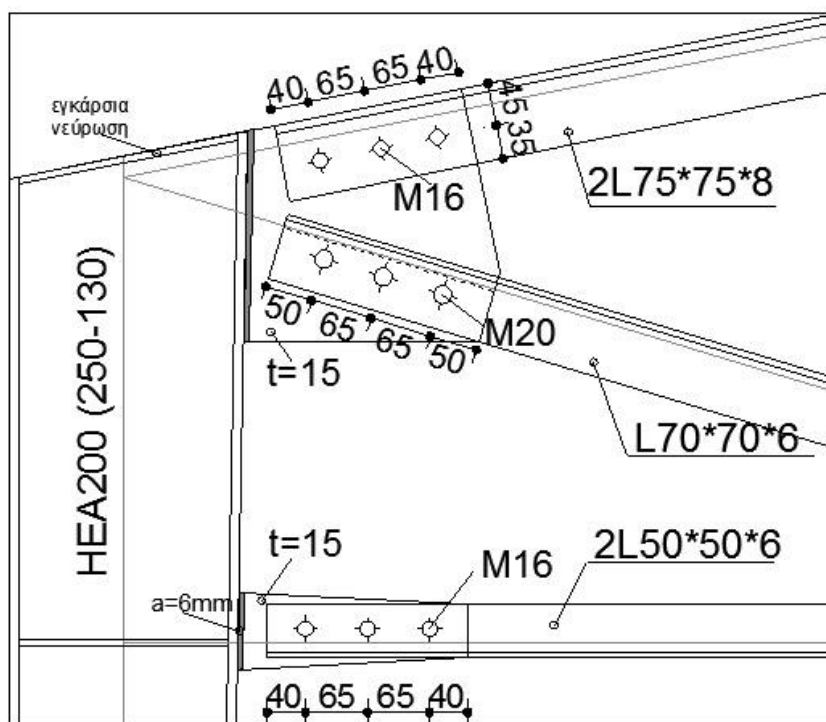
Ράβδος	Διατομή	e_z (mm)	N_{Ed} (kN)	Κοχλίες	$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd}$ (kN)	e_l (mm)	p_l (mm)	$N_{t,Rd}$ (kN)
Άνω πέλαμα	2L80*8	45	-180.37	3M16 (8.8)	463.24	290.13	40 $21.6 \leq e_l \leq 72$	65 $39.6 \leq p_l \leq 112$	443.09
Κάτω πέλαμα	2L50*6	30	-111.02	3M16 (8.8)	463.24	217.60	40 $21.6 \leq e_l \leq 64$	65 $39.6 \leq p_l \leq 84$	188.09
Διαγώνιος	L70*6	40	+266.72	3M20 (8.8)	361.91	271.73	50 $26.4 \leq e_l \leq 64$	65 $48.4 \leq p_l \leq 84$	269.89

Στον παρακάτω Πίνακα 5.2, παρουσιάζεται οι έλεγχοι του συγκολλητού κόμβου συμβολής των συγκολλήσεων των κομβοελασμάτων με το υποστυλώμα.

Πίνακας 5.2: Έλεγχοι συγκολλητής σύνδεσης ζυγώματος- υποστυλώματος

Έλεγχος	
Σε Διάτμηση Κορμού	$V_{wp,Rd} = 232.61 \text{ kN} < V_{Ed} = 254.70 \text{ kN} \rightarrow$ εγκάρσια νεύρωση πάχους 7mm
Σε εγκάρσια θλίψη	$b_{eff,c,wc} = 16.39 \text{ cm}$, $\lambda_p = 1.05 > 0.72$, $\rho = 0.77$, $\omega_I = 0.72$, $\sigma_{com,Ed} = 10.34 \text{ kN/cm}^2$ $\rightarrow F_{c,wc,Rd} = 209.67 \text{ kN} \geq F_{c,Ed} = 180.37 \text{ kN}$
Σε εγκάρσιο εφελκυσμό κορμού	$F_{t,wc,Rd} = 272.30 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 254.70 \text{ kN}$
Συγκόλλησης	$a_w = 6 \text{ mm} \leq 0,7t_{min} = 7 \text{ mm}$, $l = 220 \text{ mm} \geq \max(30 \text{ mm}, 6a) = 42 \text{ mm}$ $\rightarrow F_{w,Rd} = 412.25 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 254.70 \text{ kN}$

Η σύνδεση κόμβου δικτυωτού ζυγώματος-υποστυλώματος παρουσιάζεται στο παρακάτω Σχήμα 5.1.



Σχήμα 5.1: Λεπτομέρεια σύνδεσης κόμβου δικτυωτού ζυγώματος με υποστυλώμα

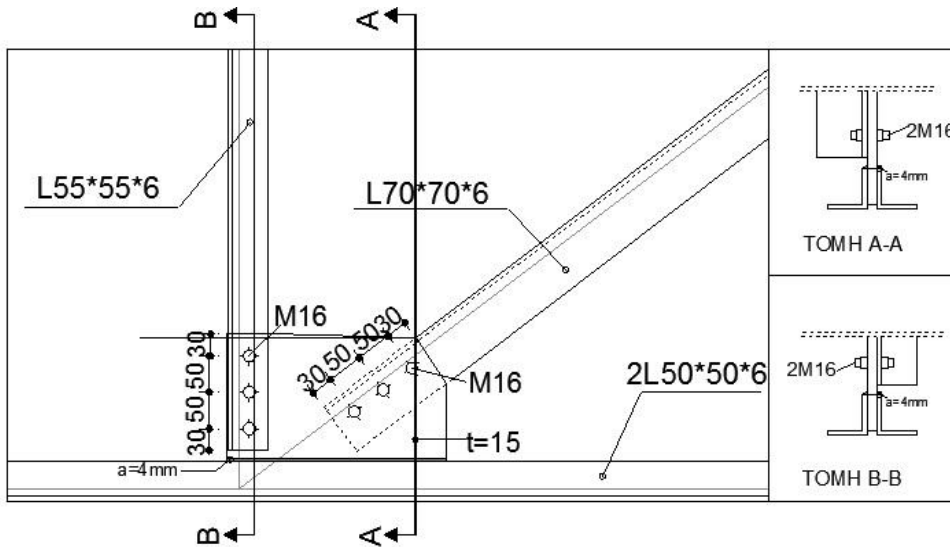
5.3 Σύνδεση ράβδων δικτυώματος

Η σύνδεση πραγματοποιείται μέσω κομβοελασμάτων, στα οποία κοχλιώνονται οι ράβδοι. Στη θέση αυτή έχουμε και την αποκατάσταση συνέχειας του άνω πέλματος. Το κάτω πέλμα απλά συγκολλάται με το κομβοέλασμα συμβολής ορθοστάτη- διαγωνίου. Οι δυνάμεις που καλούνται να μεταφέρουν οι κοχλιώσεις είναι οι αξονικές των ράβδων. Οι βασικοί έλεγχοι, στην κοχλιωτή σύνδεση κάθε ράβδου, παρουσιάζονται στο παρακάτω Πίνακα 5.3. Επιλέγονται ελάσματα πάχους $t = 15 \text{ mm}$, ενώ η απόσταση e_z επί έκαστου γωνιακού ορίζεται από τις προδιαγραφές της διατομής του.

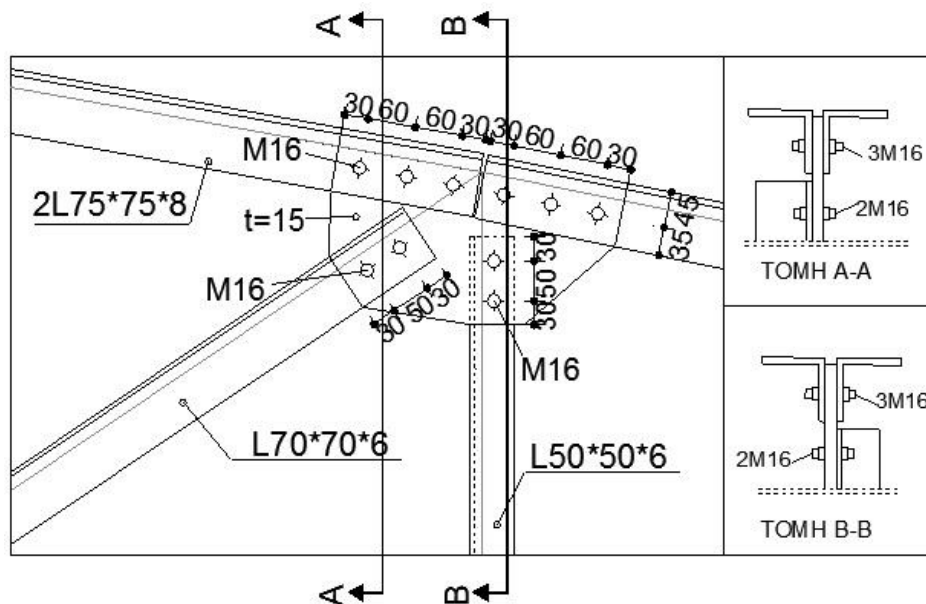
Πίνακας 5.3: Έλεγχοι κοιλίωσης ράβδων δικτυώματος με κομβοελάσματα

Ράβδος	Διατομή	e_z (mm)	N_{Ed} (kN)	Κοιλίες	$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd}$ (kN)	e_l (mm)	p_l (mm)	$N_{t,Rd}$ (kN)
Άνω πέλμα	2L80*8	45	-332.88	3M16 (8.8)	463.25	411.27	30 $21.6 \leq e_l \leq 72$	60 $39.6 \leq p_l \leq 112$	384.34
Διαγώνιος	L70*6	40	+100.46	2M16 (8.8)	154.42	146.23	30 $21.6 \leq e_l \leq 64$	50 $39.6 \leq p_l \leq 84$	124.65
Ορθοστάτης	L50*6	30	-78.99	2M16 (8.8)	154.42	109.67	30 $21.6 \leq e_l \leq 64$	50 $39.6 \leq p_l \leq 84$	86.42
Κάτω πέλμα	$\alpha_w = 4\text{mm} \leq 0,7t_{min} = 4.2\text{mm}$, $l = 280\text{mm} \geq \max(30\text{mm}, 6a) = 30\text{mm}$ $\rightarrow F_{w,Rd} = 293.14\text{kN} \geq F_{Ed} = 127.80\text{ kN}$								

Η σύνδεση των ράβδων του δικτυώματος παρουσιάζεται στα Σχήματα 5.2 και 5.3.



Σχήμα 5.2: Λεπτομέρεια σύνδεσης ράβδων πληρώσεως με κάτω πέλμα



Σχήμα 5.3: Λεπτομέρεια σύνδεσης ράβδων πληρώσεως με άνω πέλμα και αποκατάσταση συνέχειας άνω πέλματος

5.4 Έδραση υποστυλώματος

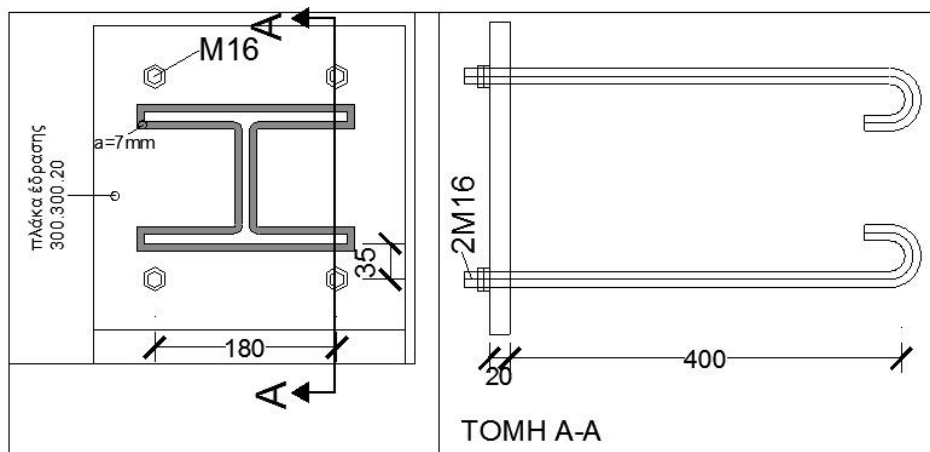
Η θεμελίωση του υποστυλώματος HEA 200 ύψους $h=130\text{mm}$ διαμορφώνεται με 4 αγκύρια, προκειμένου να εξασφαλιστεί κατά την ανέγερση μια ελάχιστη απαιτούμενη ευστάθειά του. Επιλέγουμε αγκύρια M16 (8.8.), με χαρακτηριστικά: διαμέτρου 16mm, διάμετρος ράβδου αγκύρωσης 16mm, ευθύγραμμο μήκος αγκίστρου 400mm, μήκος αγκυρίου: 600mm, διάμετρος καμπύλης αγκίστρου 50mm.

Επειδή με τη σκυροδέτηση δεν επιτυγχάνεται με ακρίβεια η επιθυμητή στάθμη της επιφάνειας έδρασης της ανωδομής, προβλέπεται εξ'αρχής κενό μεταξύ θεμελίου και πλάκας έδρασης, το οποίο, μετά την τελική στάθμιση του υποστυλώματος συμπληρώνεται με μη συρρικνούμενο κονίαμα πάχους 30mm και αντοχής μεγαλύτερης του 0.20 της αντοχής του σκυροδέματος θεμελίωσης. Χρησιμοποιείται σκυρόδεμα C25, ενώ θεωρούμε πλάκα έδρασης 300.300.20. Οι βασικοί έλεγχοι παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.4.

Πίνακας 5.4: Έλεγχοι στοιχείων θεμελίωσης

Διαστάσεις πλάκας έδρασης	$b_l = d_l = 300\text{mm}$
Διαστάσεις ενεργού θεμελίου	$b_2 = d_2 = 900\text{mm}$
Αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος	$F_{Rdu} = 4.500\text{kN} \geq N_{Ed} = 104.14\text{kN}$
Αντοχή έδρασης σε θλίψη	$\beta_l = 2/3$, για $0,2 \cdot \min(b_l, d_l) \geq 30\text{mm}$ (=πάχος κονιάματος) $f_{jd} = 33.33\text{N/mm}^2$ $c = 35\text{mm} \leq 37.68\text{mm}$ $A_{eff} = 52.36 \cdot 10^3\text{mm}^2$ $\rightarrow N_{Rdu} = 913.67\text{kN} \geq N_{Ed} = 104.14\text{kN}$
Αντοχή αγκυρίων σε διάτμηση	$F_{v,Rd} = 308.74\text{kN} \geq V_{Ed} = 33.94\text{kN}$
Αντοχή συγκόλλησης	$a_w = 7\text{mm} \leq 0,7t_{min} = 7\text{mm}$, περιμετρικά

Η έδραση του υποστυλώματος παρουσιάζεται στο παρακάτω Σχήμα 5.4.



Σχήμα 5.4: Λεπτομέρεια έδρασης υποστυλώματος

5.5 Συνδέσεις οριζοντίων συνδέσμων

Η σύνδεση στο μέσο γίνεται με ένα κομβοέλασμα, στο οποίο κοχλιώνονται τα 4 συντρέχοντα διαγώνια στοιχεία. Στην άνω πλευρά του ελάσματος, συγκολλάται η τεγίδα.

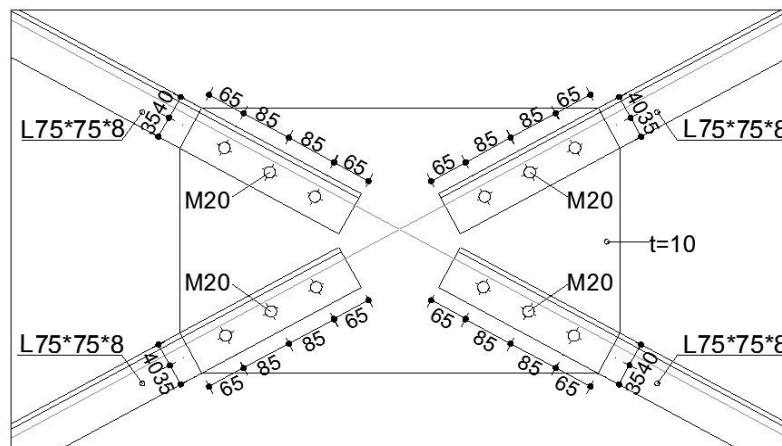
Πίνακας 5.6: Έλεγχοι σύνδεσης διαγωνίων μελών μεταξύ τους και με το υποστύλωμα

Διαγώνιος	e_z (mm)	Έλασμα	$1.2N_{pl,Rd}$ (kN)	Κοχλίες	$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd}$ (kN)	e_l (mm)	p_l (mm)	A_{net}/A
L75*8	40	230.310.10	324.3	3M20 (8.8)	361.73	340.36	65 $26.4 \leq e_l \leq 72$	85 $48.4 \leq p_l \leq 112$	$0.85 \geq$ 0.82
Εσώραφη Συγκόλληση: $a_w = 8\text{mm}$, $l = 500\text{mm}$ $\rightarrow F_{w,Rd} = 883.76\text{kN} \geq F_{Ed} = 324.3\text{kN}$									

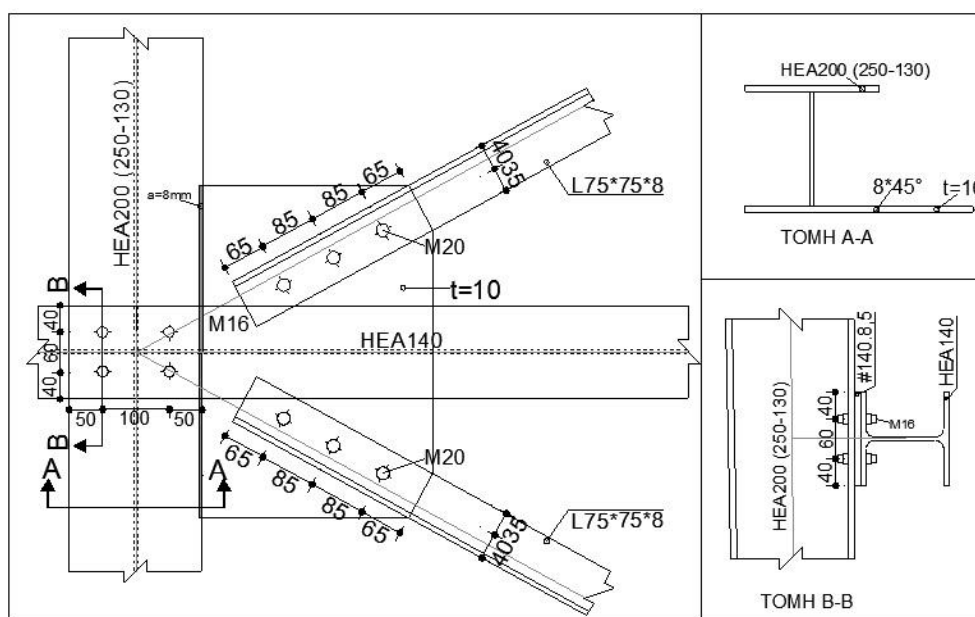
Πίνακας 5.7: Έλεγχοι σύνδεσης υποστυλώματος με μηκίδα

Έλασμα	$\alpha_{CD}N_{Ed}$ (kN)	Κοχλίες	$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd}$ (kN)	e_l (mm)	e_2 (mm)	p_l (mm)	p_2 (mm)	$N_{t,Rd}$ (kN)
200.140.8,5	125.64	4M16 (8.8)	308.74	145.07	50 $21.6 \leq e_l \leq 88$	40 $21.6 \leq e_2 \leq 88$	100 $39.6 \leq p_l \leq 168$	60 $39.6 \leq p_2 \leq 77$	229.13

Οι συνδέσεις των διαγωνίων ράβδων μεταξύ τους στο μέσο του μήκους τους και με το υποστύλωμα και την μηκίδα στο άκρο τους παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.6 και 5.7.



Σχήμα 5.6: Λεπτομέρεια σύνδεσης διαγωνίων ράβδων στο μέσο του μήκους τους



Σχήμα 5.7: Λεπτομέρεια σύνδεσης διαγωνίων ράβδων με υποστύλωμα και μηκίδα

6 Συμπεράσματα

Στο παρόν κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα γενικά συμπεράσματα που προέκυψαν στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Πιο αναλυτικά, θα πραγματοποιηθεί σύγκριση των διαφορετικών στοιχείων που χαρακτηρίζουν τους κύριους φορείς του τυπικού μονώροφου κτιρίου από χάλυβα και θα εξαχθούν συμπεράσματα, όσον αφορά τα πλεονεκτήματα της μίας έναντι της άλλης. Στη συνέχεια, θα σχολιαστεί η συμπεριφορά του τελικά βέλτιστου από οικονομική απόψεως φορέα στο χώρο, καθώς και τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά των υπολοίπων στοιχείων του φέροντος οργανισμού.

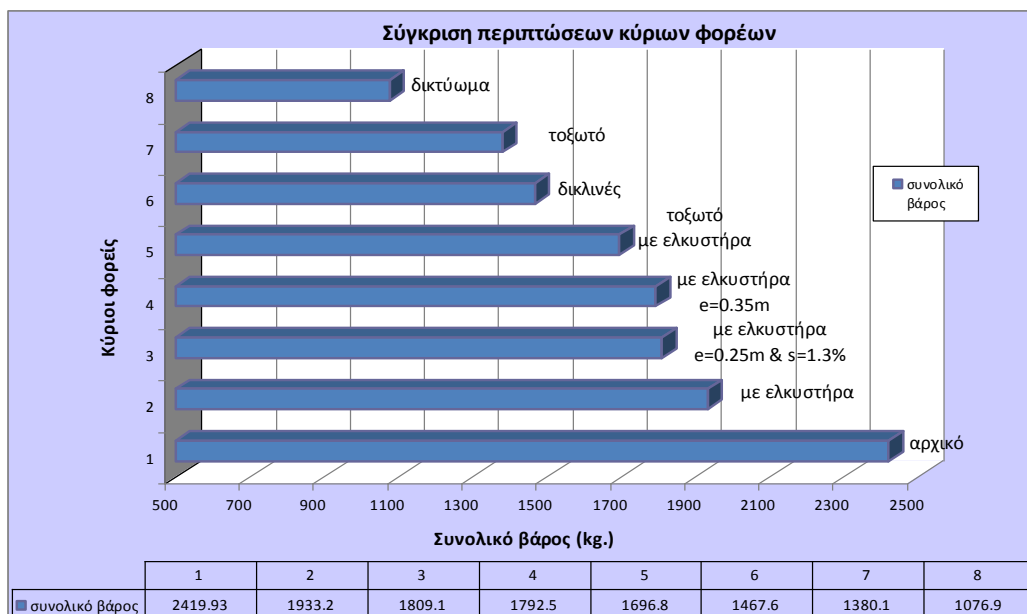
Σύγκριση στατικής λειτουργίας κύριων φορέων:

Υπενθυμίζεται ότι προκειμένου να είναι δυνατή μια αξιόπιστη σύγκριση μεταξύ των κύριων φορέων, θεωρήθηκε σε όλες τις περιπτώσεις αμφιαρθρωτό πλαίσιο. Τα ζυγώματα καλούνται να παραλάβουν τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία, αναπτύσσοντας κύρια καμπτική λειτουργία. Αυτό επιτυγχάνεται με ποικίλες μορφές σε κάθε περίπτωση:

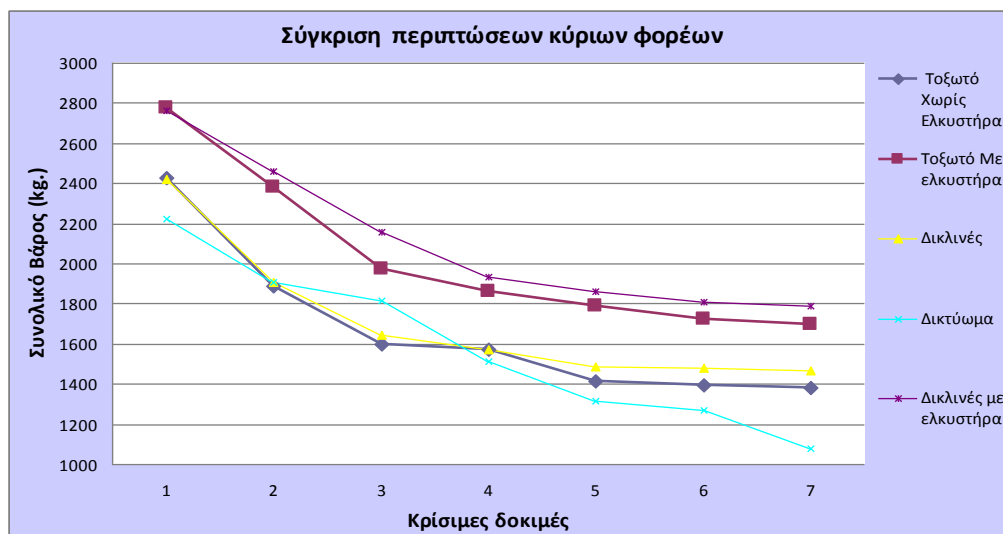
1. Στο απλό δικλινές πλαίσιο ζυγώματος-υποστυλώματος, το ολόσωμο ζύγωμα καταπονείται κυρίως σε κάμψη, με την αξονική του να μην παίρνει μεγάλες τιμές, για μικρή κλίση στέγης, καθώς προκύπτει κυρίως από την οριζόντια αντίδραση εδάφους. Μέγιστη ροπή εμφανίζεται συνήθως παραπλεύρως του κόμβου, ενώ σε περίπτωση εμφάνισης σημαντικά μεγαλύτερης ροπής στο μέσο (μεγάλη διατομή ζυγώματος-μικρή υποστυλώματος), παρουσιάζεται ο κίνδυνος σχηματισμού εύκαμπτων πλαισίων.
2. Στο δικλινές με ελκυστήρα, παρατηρούνται μειωμένες πλευρικές ωθήσεις στο έδαφος, οπότε η ροπή που παραλαμβάνουν τα υποστυλώματα στους κόμβους εμφανίζεται σημαντικά μειωμένη. Παράλληλα, αναπτύσσεται μια σημαντική θλιπτική δύναμη στο ζύγωμα, λόγω του εφελκυσμού του ελκυστήρα, η οποία είναι σημαντική, καθώς η κλίση ελκυστήρα-ζυγώματος είναι μικρή (7%) και επομένως το ζύγωμα καλείται να παραλάβει μια μεγάλη συνιστώσα της αξονικής αυτής. Αύξηση κλίσης των δύο μελών μπορεί να επιτευχθεί με ελκυστήρα σε κλίση, οπότε μικρότερη αξονική συνιστώσα παραλαμβάνεται από το ζύγωμα. Στην περίπτωση ελκυστήρα με εκκεντρότητα, αναπτύσσεται μια επιπρόσθετη ανακουφιστική ροπή στον κόμβο. Ως αποτέλεσμα, ανεβαίνει το διάγραμμα ροπών και μειώνεται η αξονική ζυγώματος. Παράλληλα, ωστόσο, αναπτύσσεται μια σημαντική τέμνουσα δύναμη στην κορυφή του υποστυλώματος, καθώς αναλαμβάνει τη μεταφορά της αξονικής από τον ελκυστήρα στο ζύγωμα. Γενικά, με αύξηση της διατομής του ελκυστήρα, μειώνεται το εύρος ροπών.
3. Στο τοξωτό πλαίσιο, η συμπεριφορά του ζυγώματος είναι ανάλογη με την περίπτωση του δικλινούς, ανάλογα με την ύπαρξη ή μη ελκυστήρα. Ένα μέρος των κατακόρυφων φορτίων παραλαμβάνεται ως γινόμενο της αξονικής του ζυγώματος επί της εκκεντρότητας f από τον κόμβο. Αυξάνοντας το ύψος, οι ακραίες διατομές γίνονται πιο κατακόρυφες, με αποτέλεσμα να παραλαμβάνουν μεγαλύτερη συνιστώσα από την αντίδραση και μικρότερη από τον οριζόντιο ελκυστήρα, οπότε οδηγούμαστε σε πιο βελτιωμένα εντατικά μεγέθη. Η αξονική του ζυγώματος μεταβάλλεται, ανάλογα με τη συνιστώσα της αντίδρασης στις στηρίξεις που παραλαμβάνει κάθε διατομή.

4. Στο δικτύωμα, η ροπή στο μέσο ζυγώματος παραλαμβάνεται μέσω ζεύγους δυνάμεων άνω και κάτω πέλματος. Στον κόμβο υποστυλώματος- ζυγώματος, δρα ανακουφιστική δύναμη λόγω εκκεντρότητας του κάτω πέλματος, που εξισορροπεί τη ροπή από την οριζόντια αντίδραση στο ύψος του άνω πέλματος. Τα ύψη h και H μπορούν να αυξηθούν, οδηγώντας σε μειωμένες εντάσεις των ράβδων. Γενικώς, η ροπή που παραλαμβάνουν τα υποστυλώματα στους κόμβους εμφανίζεται σημαντικά μειωμένη, καθώς λόγω της μεγάλης μεσαίας εκκεντρότητας (σε σχέση με τη μικρή ακραία), μεγαλύτερη τιμή κάμψη παραλαμβάνεται ως ζεύγος αξονικών στο μέσο.

Σύγκριση τελικών αποτελεσμάτων συγκριτικής μελέτης: Στα Σχήματα 6.1 και 6.2, παρουσιάζεται η μείωση του συνολικού βάρους του κύριου φορέα, μέσα από τη διαδικασία βελτιστοποίησης για τους διάφορους τύπους πλαισίων.



Σχήμα 6.1: Σύγκριση της απομείωσης του συνολικού βάρους για τους διάφορους φορείς



Σχήμα 6.2: Σύγκριση της απομείωσης του συνολικού βάρους σε κάθε επιμέρους κύριο φορέα

Παρατηρούμε τα εξής:

1. Η μεγαλύτερη εξοικονόμηση υλικού εξασφαλίζεται στην περίπτωση δικτυώματος. Στην περίπτωση αυτή, επιτυγχάνεται σημαντική μείωση των εντατικών μεγεθών του στύλου, ενώ παράλληλα εξασφαλίζεται σημαντική δυσκαμψία του ζυγώματος λόγω της απόστασης των ράβδων από το θεωρητικό κέντρο βάρους του δικτυώματος. Με αύξηση του ύψους επιτυγχάνονται πολύ πιο βελτιωμένα αποτελέσματα σε σύγκριση με κάθε άλλη περίπτωση κύριου φορέα, εξασφαλίζοντας σημαντική εξοικονόμηση υλικού.
2. Ακολουθεί η περίπτωση τοξωτού ζυγώματος χωρίς ελκυστήρα με ύψος $h=0.6m$. και στη συνέχεια το απλό δικλινές πλαίσιο. Στην περίπτωση τοξωτού και δικλινούς πλαισίου, επιτυγχάνεται παρόμοια εξοικονόμηση υλικού, τόσο στην περίπτωση χωρίς, όσο και στην περίπτωση με ελκυστήρα. Ωστόσο, στην περίπτωση τοξωτού πλαισίου καταλήγουμε σε οικονομικότερα αποτελέσματα, με μία εξοικονόμηση σε χάλυβα της τάξης των 100kg. Αυτό οφείλεται, αφενός στη δυνατότητα αύξησης του ύψους, και αφετέρου στην τοξωτή μορφή του ζυγώματος. Η αξονική αυτή εμφανίζεται μειωμένη στην περίπτωση του τοξωτού, καθώς λόγω της πιο οριζόντιας μορφής του, από την ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων στο επίπεδο της διατομής τους, το μεγαλύτερο μέρος τους παραλαμβάνεται ως τέμνουσα (κάθετα στο επίπεδο τους), σε αντίθεση με το δικλινές που ένα μεγαλύτερο μέρος παραλαμβάνεται ως θλίψη (παράλληλα στο επίπεδο τους).
3. Κύριος φορέας με ελκυστήρα επιφέρει λιγότερο ευνοικά αποτελέσματα, καθώς απαιτείται μεγάλη διατομή ζυγώματος για να παραλάβει την αξονική του ελκυστήρα. Συγκεκριμένα, λόγω μεταθετού αμφίarthρωτού πλαισίου, αυξάνεται σημαντικά το μήκος λυγισμού του ζυγώματος, το οποίο συνεπώς δεν μπορεί να παραλάβει σημαντική θλίψη. Ως αποτέλεσμα, δεν επιτρέπεται στα πλαίσια με ελκυστήρα να επιφέρουν βελτιωμένα αποτελέσματα, παρά τα μειωμένα διαγράμματα ροπών που εμφανίζουν, ακόμα και στην περίπτωση τόξου μεγάλου ύψους. Παράλληλα, παρόλο που μειώνονται τα εντατικά μεγέθη, η διατομή του υποστυλώματος μειώνονται με μέτρο, καθώς μειωμένες διατομές μπορούν να οδηγήσουν σε εύκαμπτα συστήματα.
4. Σε σχέση με την αρχική προμέτρηση επιτυγχάνεται τελικά μια σημαντική εξοικονόμηση υλικού 1.043,03kg., ίσης δηλαδή με το 55% της αρχικής προμέτρησης. Παρατηρούμε, λοιπόν, στο σημείο αυτό, πόσο σημαντική είναι η διαδικασία βελτιστοποίησης κατά τη μελέτη ενός μεταλλικού κτιρίου, ακόμα και του απλού μονώροφου, ενώ μπορούμε να αναλογιστούμε την εξοικονόμηση υλικού που μπορεί να επιτευχθεί μέσω της λεπτομερούς διερεύνησης του βέλτιστου δυνατού φορέα, σε περιπτώσεις μεγαλύτερων κτιρίων και πολυπλοκότερων στατικών συστημάτων.

Αποτίμηση τελικής επιλογής και δυνατότητες βελτίωσης: Με την τελική επιλογή του δικτυωτού πλαισίου, μειώνεται το ωφέλιμο ύψος του κτιρίου. Ωστόσο, ο επιπλέον απαιτούμενος χώρος μπορεί εν μέρει να εξασφαλιστεί στους χώρους μεταξύ των πλαισίων.

Σε επόμενο επίπεδο, αξίζει να εξεταστεί η βελτιστοποίηση αμφίπακτων πλαισίων, ώστε να επιτραπεί και η ανάληψη σημαντικής θλίψης στα πλαίσια με ελκυστήρα, με μείωση της ανηγμένης λυγηρότητας. Ως αποτέλεσμα, θα μειώνονταν και οι οριζόντιες παραμορφώσεις, καθώς επίσης και το μέγεθος της ροπής που καλούνται να παραλάβουν οι στύλοι στην κορυφή. Επιπλέον, η μορφή μικρού ακραίου ύψους και ενός σημαντικά μεγαλύτερου μεσαίου μας παραπέμπει σε μία μορφή διαγράμματος με τη μεγαλύτερη ροπή στο μέσο

του ανοίγματος, και μικρότερη ροπή στο άκρο, μέσω του μικρού ακραίου ύψους. Οπότε, με αμφίπακτο πλαίσιο θα είχαμε μεγαλύτερη εκμετάλλευση.

Τέλος, η διαδικασία βελτιστοποίησης είχε ως στόχο την εύρεση του φορέα με το μικρότερο συνολικό βάρος. Υπό αυτή τη βάση, δεν έχει συμπεριληφθεί στον υπολογισμό ο βαθμός πολυπλοκότητας του φορέα. Συνεπώς, παρόλο που οικονομικότερη αποδείχθηκε η λύση με δικτύωμα, απαιτείται να εξεταστεί κατά πόσο αυτή η εξοικονόμηση υλικού υπερκαλύπτει το επιπλέον κόστος που απαιτείται για τη λεπτομερή σχεδίαση και μόρφωση των συνδέσεων.

Πλεονεκτήματα ακραίου πλαισίου: Με τη μόρφωση του ακραίου πλαισίου από ολόσωμα στοιχεία, πραγματοποιείται μια εξοικονόμηση υλικού 306.11kg, που αντιστοιχεί σε ποσοστό 28.43% έναντι ακραίου πλαισίου όμοιου με τα ενδιάμεσα δικτυωτά. Αυτό είναι λογικό, αν σκεφτεί κανείς ότι τα εντατικά μεγέθη για τα οποία διαστασιολογούνται οι 2 τύποι πλαισίου διαφέρουν σημαντικά. Επιπλέον, παρατηρούμε ότι η διάταξη με σύνδεση άρθρωσης του ακραίου πλαισίου με τους μετωπικούς στύλους επιφέρει πιο βελτιωμένα αποτελέσματα, έναντι της εναλλακτικής διάταξης με κύλιση. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι επιτρέπεται να μειωθεί σημαντικά η διατομή του ζυγώματος, το οποίο λειτουργεί ως συνεχόμενη δοκός 5 ανοιγμάτων.

Οι μετωπικοί στύλοι έχουν τοποθετηθεί κάθε δεύτερη τεγίδα, ομοιόμορφα κατά μήκος των μετώπων. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι μορφώνονται από την ίδια διατομή, όποτε προτιμάται να παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά. Αξίζει να σημειωθεί ότι διαφορετική διάταξη των μετωπικών στύλων, όπως για παράδειγμα αν διατάσσονταν στις θέσεις των τεγίδων που αντιστοιχούν στους κόμβους του οριζοντίου συνδέσμου, θα οδηγούσε σε σημαντικά μεγαλύτερες διατομές και μειωμένη εκμετάλλευση των ακραίων στύλων, καθώς οι μεσαίοι θα παραλάμβαναν δυνάμεις από το διπλάσιο πλάτος επιρροής.

Σύνδεσμοι δυσκαμψίας: Οι αξονικές ράβδοι καταπονούνται από μικρά εντατικά μεγέθη, κρίνεται, ωστόσο, αναγκαία η τοποθέτηση μεγαλύτερων διατομών, ώστε να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη λυγηρότητα. Οδηγούμαστε, συνεπώς, σε μεγάλο μήκος διαγωνίων ράβδων, ώστε να επιτευχθεί η πυκνή μορφή που έχει επιλεγεί με σκοπό την πλευρική εξασφάλιση του κύριου φορέα. Ωστόσο, θεωρούμε ότι η δεδομένη σπατάλη υλικού αντισταθμίζεται από τις μειωμένες διατομές των άνω πελμάτων και των υποστυλωμάτων, που εκτείνονται σε συγκριτικά πολύ μεγαλύτερο μήκος. Επιπλέον, με ένα πιο αραιό σύστημα συνδέσμων θα είχαμε αύξηση της λυγηρότητας των διαγωνίων, με πιθανώς επακόλουθη αύξηση των απαιτούμενων διατομών.

Κύριες δράσεις: Κύρια οριζόντια δράση για τη διαστασιολόγηση των συνδέσμων κατά τη διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου αποτελεί ο σεισμός. Το μέγεθος του σεισμού ξεπερνά την τιμή της ανεμοπίεσης, που εμφανίζεται συνήθως ως η κρίσιμη φορτίση στα μεταλλικά μονώροφα. Η οριζόντια ανεμοπίεση κατά τη διαμήκη διεύθυνση είναι γενικώς συνυφασμένη με τις πλευρικές επιφάνειες του κτιρίου και ιδίως των μετώπων. Ωστόσο, πρόκειται για μικρό κτίριο, χωρίς ιδιαίτερα μεγάλες διαστάσεις πλευρών (35.84m*16.10m), το οποίο βρίσκεται στη περιοχή της Αθήνας και επομένως καταπονείται από μειωμένη ανεμοπίεση ανά τετραγωνικό μέτρο.

Ιδιομορφική ανάλυση: Το κτίριο περιλαμβάνει μεγάλο αριθμό μελών, ενώ το μεγαλύτερο μέρος της μάζας του κτιρίου συγκεντρώνεται στους κύριους φορείς κατά της διεύθυνση X. Ως αποτέλεσμα, πολλές ιδιομορφές περιλαμβάνουν τη συμπεριφορά περιορισμένων μελών και έχουν πολύ μικρή συμβολή στη συνολική ταλαντούμενη μάζα και απαιτείται μεγάλος αριθμός ιδιομορφών κατά τη διαμήκη διεύθυνση Y.

7 Βιβλιογραφία

1. Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2008). «Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Ευρωπαϊκό πρότυπο. (2003). «Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών, prEN 1998, Ελληνική απόδοση».
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2009). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, Με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Μαλακατάς Ν., Τρέζος Κ. (2009). «Εκπαιδευτικές Σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων, EN1990: Βάσεις σχεδιασμού των φέρουσων κατασκευών», Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα
7. Μαλακατάς Ν., Τρέζος Κ. (2009). «Εκπαιδευτικές Σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων, EN1991: Δράσεις επί των κατασκευών», Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα
8. Ευρωπαϊκό πρότυπο. «Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός έργων από χάλυβα, EN 1993, Ελληνική απόδοση».