

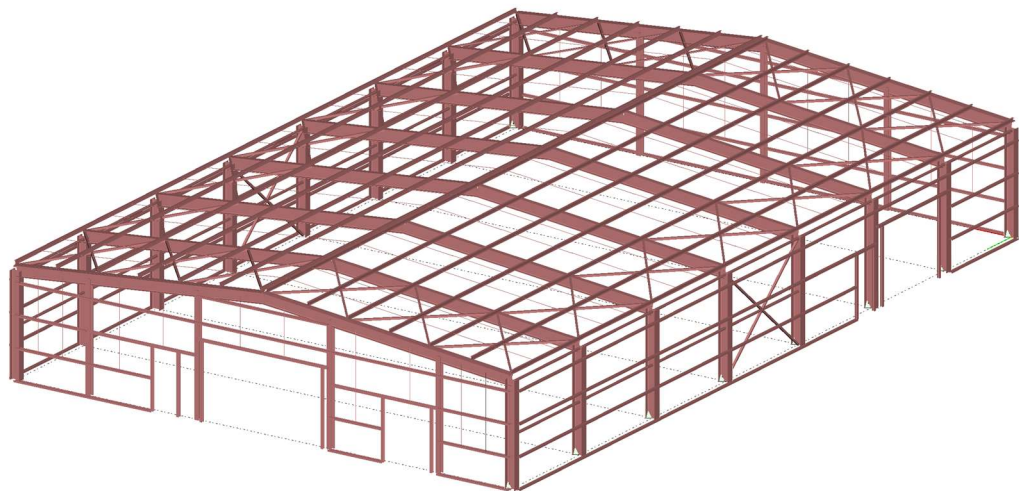


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Βιομηχανικού Μεταλλικού Κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γεώργιος Θ. Κατσαμούνδης

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Μάρτιος 2018

ΕΜΚ ΔΕ 2018/1

Κατσαμούνης Γ. Θ. (2018).  
Σχεδιασμός βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018/1  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Katsamoundis G. T. (2018).  
Design of industrial steel building  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2018/1  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	7
1.1 Γενικά .....	7
1.2 Αντικείμενο μελέτης .....	7
2 Παρουσίαση Έργου .....	9
2.1 Περιγραφή Μεταλλικού Φορέα .....	9
2.1.1 Κύριοι φορείς .....	11
2.1.2 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	12
2.1.3 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	14
2.1.4 Κεφαλοδοκοί .....	15
2.1.5 Τεγίδες .....	16
2.1.6 Μηκίδες .....	18
2.1.7 Μετωπικοί στύλοι .....	20
2.2 Υλικό Κατασκευής .....	21
3 Δράσεις Υπολογισμού .....	23
3.1 Μόνιμες δράσεις .....	23
3.2 Μεταβλητές δράσεις .....	24
3.2.1 Επιβαλλόμενα φορτία .....	24
3.2.2 Φορτίο χιονιού .....	24
3.2.3 Φορτία ανέμου .....	28
3.2.4 Θερμοκρασιακά φορτία .....	52
3.2.5 Σεισμικές δράσεις .....	52
3.3 Συνδυασμοί δράσεων .....	57
3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας .....	59
3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας .....	60
3.3.3 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου .....	61
4 Διαστασιολόγηση .....	65
4.1 Γενικά .....	65
4.2 Ζυγώματα .....	67
4.3 Υποστυλώματα .....	70
4.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	73
4.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	75
4.6 Μετωπικά υποστυλώματα .....	78
4.7 Τεγίδες .....	81
4.8 Μηκίδες .....	84
4.9 Ποσοστά Εκμετάλλευσης .....	90
5 Συνδέσεις .....	91
5.1 Εισαγωγή .....	91
5.2 Σύνδεση Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας .....	91
5.3 Σύνδεση Οριζόντιου Συνδέσμου Δυσκαμψίας .....	98
5.4 Σύνδεση Δοκού Υποστυλώματος .....	102
5.5 Σύνδεση Τεγίδας .....	107
5.6 Σύνδεση Μηκίδας .....	109

5.7	Αποκατάσταση συνέχειας ζυγώματος.....	111
6	Κατασκευαστικά Θέματα .....	113
6.1	Λεπτομέρειες συνδέσεων .....	113
6.2	Προϋπολογισμός.....	126
7	Βιβλιογραφία.....	127

## Σχεδιασμός βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου

Κατσαμούνδης Γ. Θ. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

### Περίληψη

Αντικείμενο μελέτης αποτελεί ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός βιομηχανικού κτιρίου κατασκευασμένο εξ ολοκλήρου από χάλυβα. Οι συνολικές διαστάσεις του κτιρίου είναι 20.48m πλάτος και 31.2m μήκος.

Το κτίριο αποτελείται από επαναλαμβανόμενα πλαίσια από ελατές διατομές Ι. Η δυσκολία του φορέα έγκειται στο γεγονός ότι λόγω των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων τα πλαίσια δεν είναι τοποθετημένα ανά ίση απόσταση.

Οι δράσεις που ασκούνται επί του φορέα κατηγοριοποιούνται σε μόνιμες, επιβαλλόμενες μεταβλητές, φορτία χιονιού, φορτία ανέμου, θερμοκρασιακά φορτία και σεισμικές δράσεις. Ο υπολογισμός τους έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991. Οι καταστάσεις σχεδιασμού λήφθηκαν σύμφωνα με τον EN1990.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση έγινε με χρήση του προγράμματος Consteel. Πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση με θεωρία 1<sup>ης</sup> τάξης. Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των διατομών και των μελών βασίστηκε στον EN1993.

Τέλος, παρουσιάζονται οι σχεδιαστικές λεπτομέρειες συνδέσεων μεταξύ όλων των κύριων μελών του φορέα. Οι συνδέσεις μελετήθηκαν με τη χρήση του προγράμματος IDEA STATICA. Δίνεται προϋπολογισμός του έργου, ο οποίος έγινε σύμφωνα με τη μάζα του μεταλλικού φορέα και το συνολικό εμβαδόν κάλυψης των θερμομονωτικών πάνελ.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2018/1

## **Design of industrial steel building**

Katsamoundis G. T. (supervised by Vayas I.)

### **Abstract**

The subject of study is the design of an industrial building wholly constructed out of steel. The overall dimensions of the building are 20.48m wide and 31.2m long.

The building is made out of repeated frames. The difficulty of study lies in the fact that because of the architectural requirements the frames are not positioned equidistantly.

The forces of the structure are categorized into permanent and live loads as well as snow, wind, temperature and seismic loads. Their calculation was made in accordance with EN1991. Design situations were obtained according to EN1990.

The simulation and the analysis of structure were achieved by using the software Consteel. Elastic analysis was developed with 1<sup>st</sup> order theory. The design of all cross – sections and members were based on EN1993.

Finally, the design details of connections between all the main members are presented. Connections were studied by using the software IDEA STATICA. Subsequently, a project budget is presented, based on the mass of the steel structure and the total coverage area of the thermal insulated panels.

## Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Ιωάννη Βάγια, Καθηγητή του τομέα Δομοστατικής και Διευθυντή του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών, για την ανάληψη και επίβλεψη της εργασίας, όπως επίσης και για την καθοδήγηση του σε όλη τη διάρκεια της.

Επιπλέον, ευχαριστώ τον κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, Επίκουρο Καθηγητή του τομέα Δομοστατικής και τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του τομέα Δομοστατικής, για την συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρεία ΝΑΜΑ Σύμβουλοι Μηχανικοί και Μελετητές Α.Ε. και συγκεκριμένα την κ. Μαριέττα Φλίγκου και τον κ. Παναγιώτη Πεδιαδίτη για την πολύτιμη βοήθεια τους η οποία αποτέλεσε καθοριστικό παράγοντα για την ολοκλήρωση της εργασίας.

Τέλος, ευχαριστώ τους φίλους και την οικογένεια μου, για τη στήριξη που μου προσέφεραν σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Κατσαμούνδης Γεώργιος  
Μάρτιος 2018





# **1 Εισαγωγή**

## **1.1 Γενικά**

Στόχος του συγκεκριμένου θέματος μελέτης ήταν να εφαρμοστούν οι γνώσεις που αποκτήθηκαν από τη φοίτηση στη σχολή καθώς και οι κανονιστικές διατάξεις των Ευρωπαϊκών προτύπων μέσω της ανάλυσης και του σχεδιασμού προσομοιωμένης κατασκευής με τη χρήση προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή. Παράλληλα βασικό μέλημα ήταν το επίπεδο της μελέτης να είναι όσο το δυνατό περισσότερο πρακτικό, κοντά στον επαγγελματικό τομέα και να ανταποκρίνεται στη παρούσα ζήτηση της αγοράς εργασίας.

## **1.2 Αντικείμενο μελέτης**

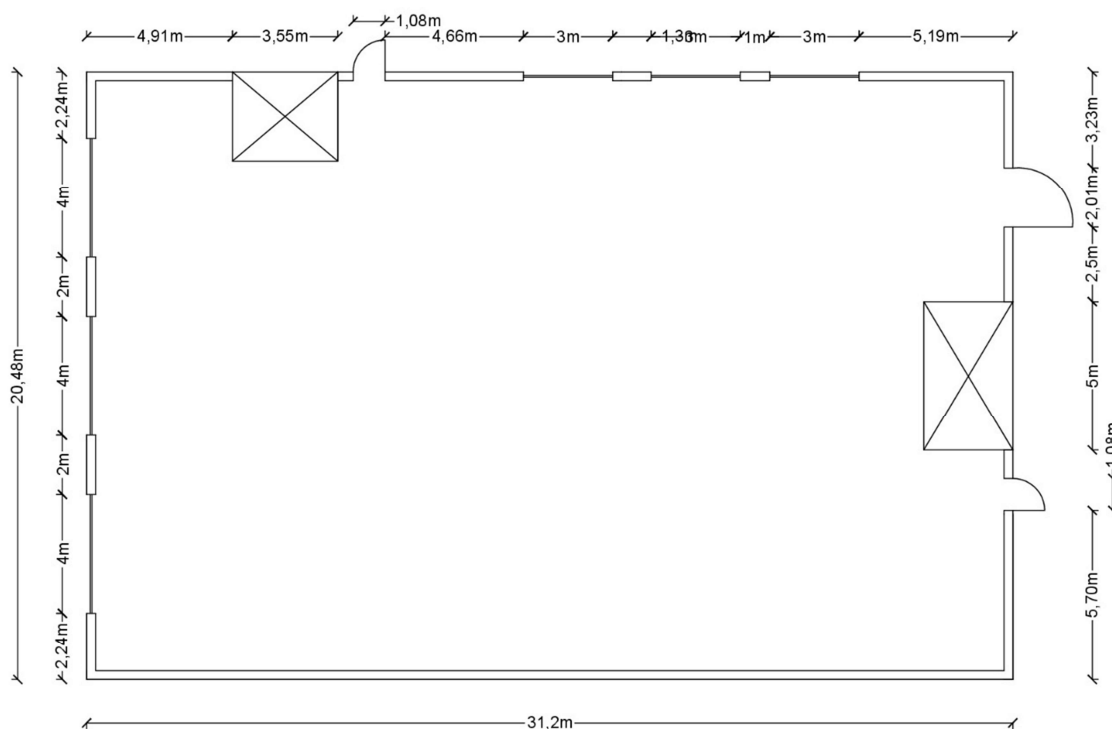
Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη ενός μονώροφου μεταλλικού κτιρίου βιομηχανικής χρήσης με αποκλειστική χρήση διατομών θερμής ελάσεως. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή Consteel 10 και βασίστηκε στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993 και 1998. Για την μελέτη των συνδέσεων έγινε χρήση του προγράμματος IDEA STATICA 8. Για το σχεδιασμό των συνδέσεων έγινε χρήση του σχεδιαστικού προγράμματος AutoCAD 2015.



## 2 Παρουσίαση Έργου

### 2.1 Περιγραφή Μεταλλικού Φορέα

Το μεταλλικό μονώροφο κτίριο πρόκειται να κατασκευαστεί στην Κεντρική Ευρώπη. Η χρήση της κατασκευής προβλέπεται να είναι βιομηχανική.



Σχήμα 2.1: Κάτοψη κτιρίου

Το κτίριο έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 31.2m x 20.48m και αποτελείται από 8 κύριους φορείς-πλαίσια. Τα 8 πλαίσια είναι παράλληλα μεταξύ τους αλλά όχι ανά ίσες αποστάσεις λόγω των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων που δόθηκαν. Έτσι λοιπόν τα δύο πρώτα (1,2) και τα δύο τελευταία (7,8) πλαίσια είναι διατεταγμένα παράλληλα μεταξύ τους ανά 4.2m και τα ενδιάμεσα ανά 4.56m. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου είναι 5m και η στέγη του είναι δικλινή με κλίση 5.57°. Τα πλαίσια είναι δίστηλα και αποτελούνται από ελατές διατομές I.

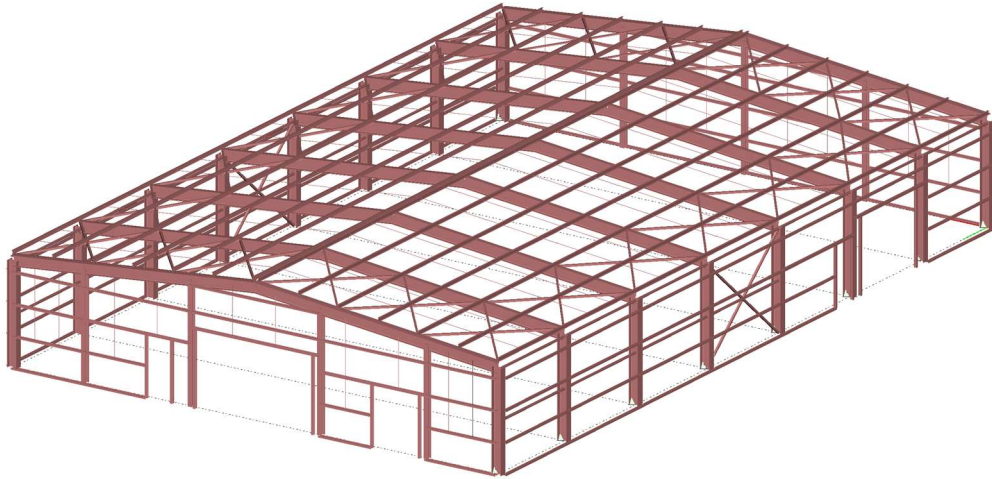
Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι εξασφαλίζουν τη μεταφορά οριζόντιων δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης καθέτως προς τα επίπεδα των κύριων φορέων, στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας οι οποίοι με τη σειρά τους τις μεταφέρουν στη θεμελίωση. Οριζόντιοι σύνδεσμοι έχουν τοποθετηθεί στα περιμετρικά φαντώματα της στέγης. Κατακόρυφοι σύνδεσμοι έχουν τοποθετηθεί στο 4<sup>ο</sup> φάντωμα.

Οι κεφαλές των υποστυλωμάτων συνδέονται μεταξύ τους με την κεφαλοδοκό η οποία διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Μέσω των κεφαλοδοκών μεταφέρονται οι οριζόντιες δυνάμεις προς τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και από εκεί στη θεμελίωση.

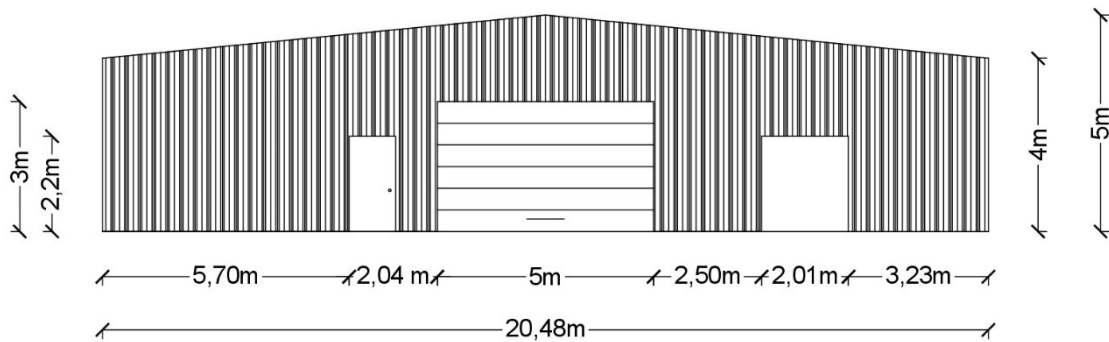
Οι τεγίδες είναι διατεταγμένες ανά ίση μεταξύ τους απόσταση (1.7m) και μεταφέρουν στους κύριους φορείς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση. Αντίστοιχα οι μηκίδες που τοποθετούνται σε όλες τις όψεις του κτιρίου, ανά ίση απόσταση (1.2m),

γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής.

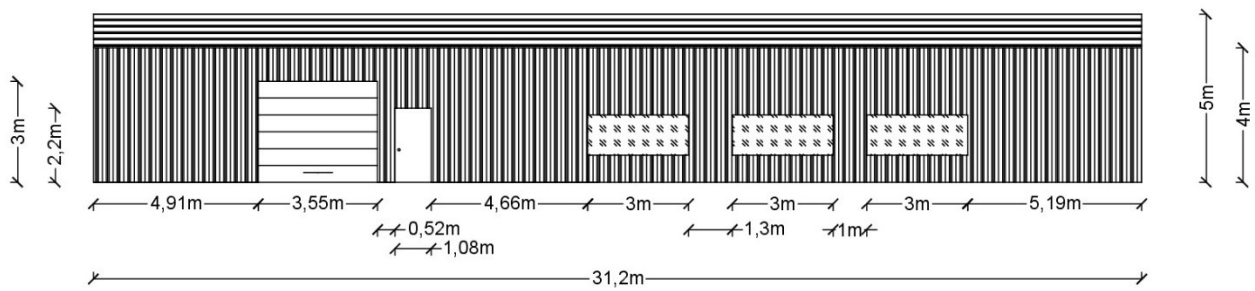
Για την κάλυψη των μετώπων του κτιρίου, δηλαδή των ακραίων πλαισίων, τοποθετούνται ανά αποστάσεις, τις οποίες ορίζουν τα αρχιτεκτονικά σχέδια λόγω της ύπαρξης εισόδων-πορτών, μετωπικά υποστυλώματα. Η έδραση τους γίνεται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια.



Σχήμα 2.2: Τρισδιάστατη άποψη μεταλλικής κατασκευής



Σχήμα 2.3: Πρόσοψη κτιρίου

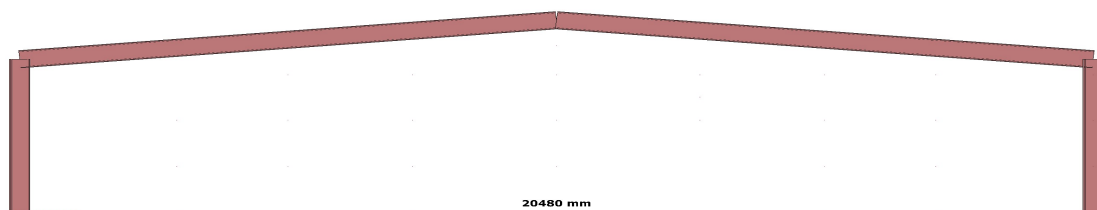


Σχήμα 2.4: Πλευρική όψη κτιρίου

### 2.1.1 Κύριοι φορείς

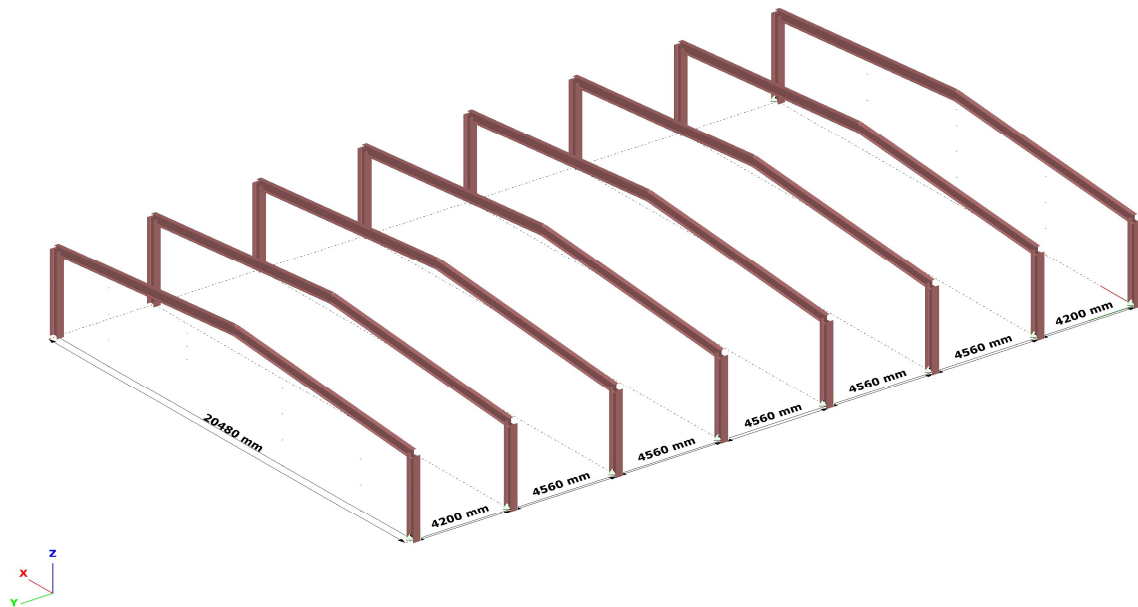
Οι κύριοι φορείς του κτιρίου αποτελούνται από πλαίσια ανοίγματος 20.48m το καθένα και διατάσσονται ανά 4.2m τα δύο πρώτα και τα δύο τελευταία και τα ενδιάμεσα ανά 4.56m όπως αναφέρθηκε και παραπάνω. Η διάταξη αυτή ήταν η βέλτιστη που προέκυψε με βάση την οικονομία υλικού προκειμένου να εξυπηρετηθούν οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις που δόθηκαν. Τα πλαίσια αποτελούνται από τα υποστυλώματα και το δικλινές ζύγωμα με κλίση  $5.57^\circ$ .

Για τα υποστυλώματα των πλαισίων επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν διατομές από τη σειρά HEA και για τα ζυγώματα από τη σειρά IPE. Επιλέχθηκαν διατομές διπλού ταυ διότι τα πλαίσια καταπονούνται κυρίως σε κάμψη και έτσι το περισσότερο υλικό της διατομής είναι στις θέσεις που εμφανίζονται μεγαλύτερες τάσεις. Οι διατομές είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο ώστε κατά τη δράση των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων να ενεργοποιείται ο ισχυρός τους άξονας εντός του πλαισίου.



Σχήμα 2.5: Πρόσωση κύριου φορέα

Το πλαίσιο μπορεί να μορφωθεί αμφίπακτο ή αμφιαρθρωτό. Επιλέχθηκε αμφίπακτο λόγω της ευνοϊκότερης κατανομής των καμπτικών ροπών και της μειωμένης παραμορφωσιμότητας η οποία μας ενδιαφέρει για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.



Σχήμα 2.6: Κύριοι φορείς-πλαίσια

### 2.1.2 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ των κύριων φορέων. Στη στέγη του κτιρίου έχουν τοποθετηθεί διαγώνιες ράβδοι ανά δεύτερη τεγίδα στα περιμετρικά φατνώματα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.7.

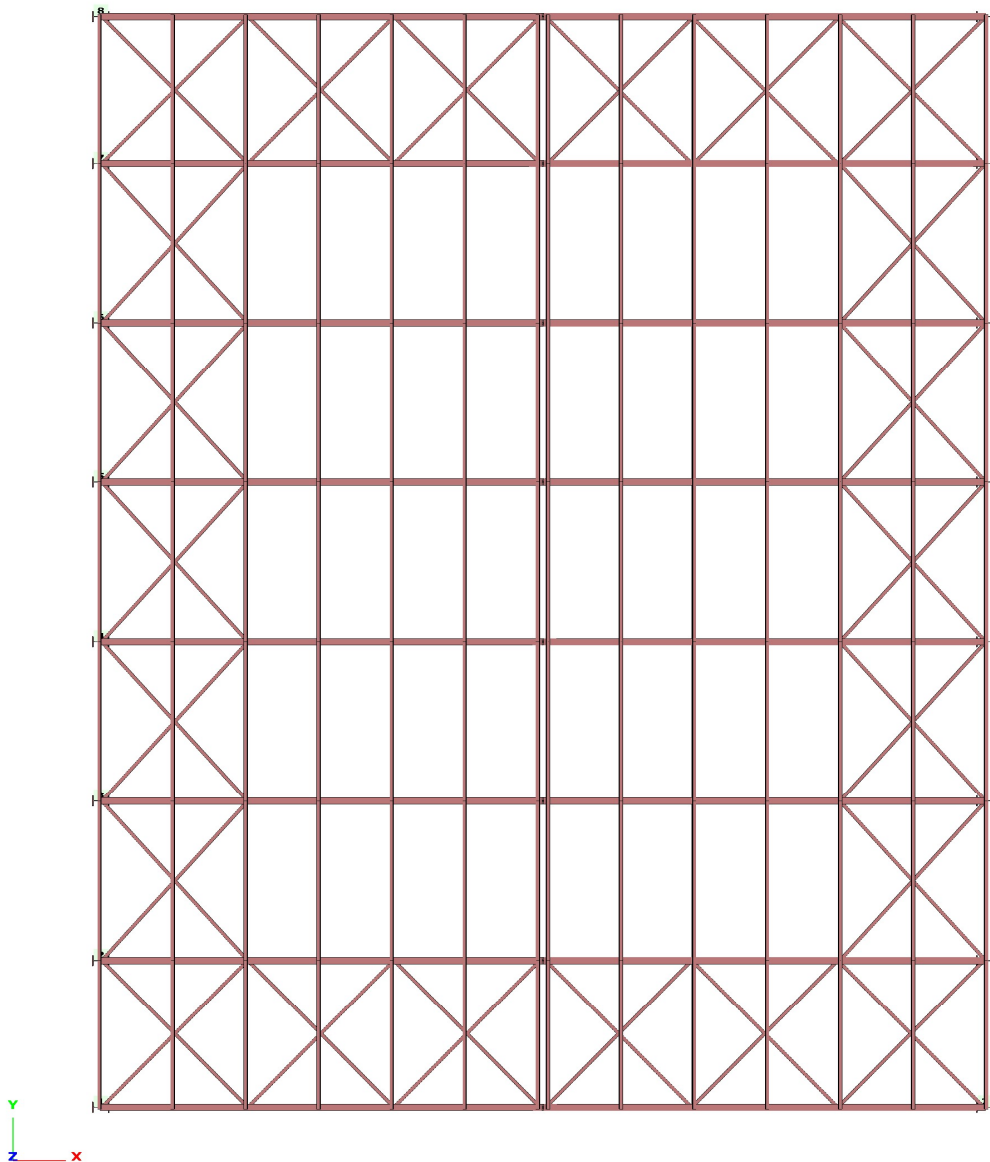
Οι διαγώνιες ράβδοι επιλέχθηκαν να έχουν διατομή από ισοσκελή γωνιακά τα οποία συνδέονται στο άνω πέλμα του ζυγώματος μέσω βοηθητικού ελάσματος, όπως επίσης και με τις ενδιάμεσες τεγίδες στις οποίες συγκολλάται ένα έλασμα στο κάτω πέλμα τους, πάνω στο οποίο κοχλιώνονται οι τέσσερις επιμέρους ράβδοι του οριζόντιου χιαστί. Έτσι λοιπόν το διαμορφούμενο δικτύωμα δυσκαμψίας έχει ως πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν κύριων πλαισίων, ως ορθοστάτες ορισμένες από τις τεγίδες και ως διαγώνιες τις πρόσθετα τοποθετούμενες ράβδους.

Οι κύριες λειτουργίες των οριζόντιων συνδέσμων είναι :

- Η μεταφορά στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων και των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων,
- Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη(εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα,
- Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά της διάρκειας της ανέγερσης.

Κατά την εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων (ανέμου, σεισμού) επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη εκ των δύο διαγώνιων κάθε φατώματος. Η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση την εφελκόμενη ράβδο και δράση το άθροισμα των απόλυτων τιμών των δυνάμεων που έχουν προσδιοριστεί για τις δύο διαγώνιους του ίδιου φατώματος. Ανάλογα, λοιπόν, με τη φορά των οριζόντιων δυνάμεων εφελκόμενη θα είναι η μία ή η άλλη διαγώνιος κάθε φατώματος.

Για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους, οι οποίες διαστασιολογούνται με βάση τις διαγώνιους των ακραίων φατωμάτων, οι οποίες είναι οι περισσότερο καταπονούμενες.



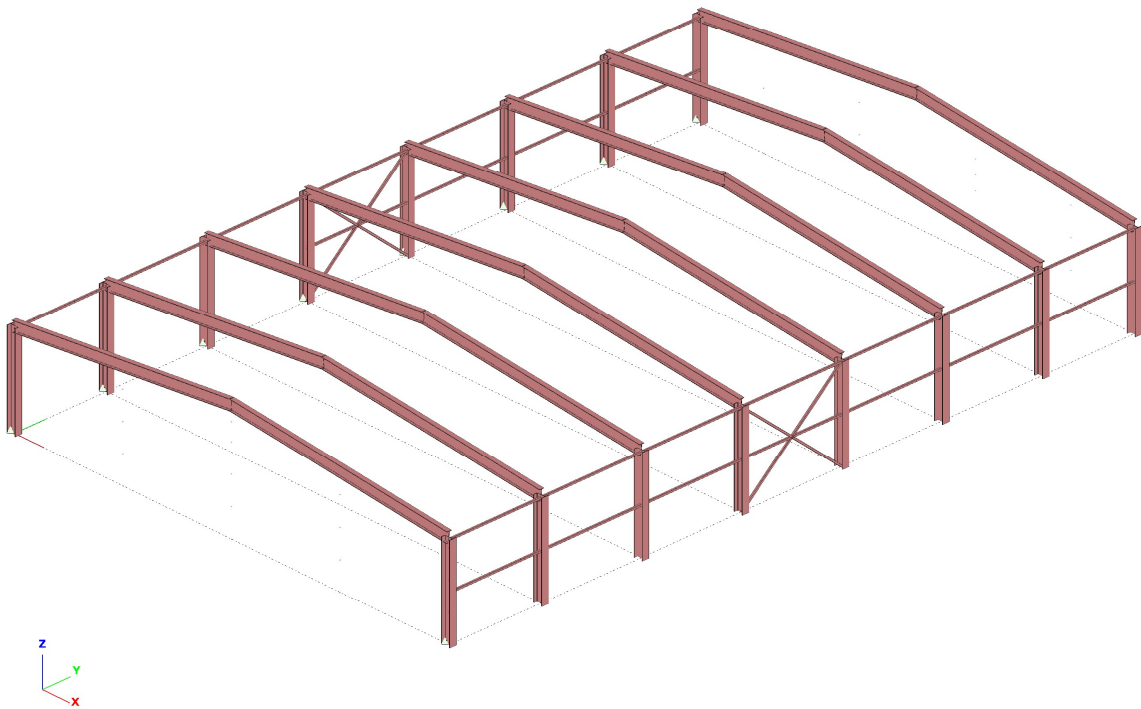
Σχήμα 2.7: Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

### 2.1.3 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Όταν τα φορτία δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στη θεμελίωση γίνεται μέσω των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Επιπρόσθετα, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι παρέχουν στην κατασκευή προσωρινή ευστάθεια κατά τη διάρκεια της ανέγερσης της.

Στο κτίριο έχουν επιλεγεί δύο κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα με χιαστί ράβδους καθ' ύψος του υποστυλώματος. Η διατομή που επιλέχθηκε είναι κοίλη τετραγωνική διατομή (SHS) καθώς στους κατακόρυφους συνδέσμους οι χρησιμοποιούμενες διατομές πρέπει να οδηγούν σε στοιχεία με σχετικά μικρή λυγηρότητα και σημαντική αντοχή σε θλίψη. Με σκοπό να δημιουργηθεί ένας καλύτερος σχηματισμός έχουν τοποθετηθεί και οριζόντια στοιχεία της ίδιας διατομής, τα οποία φαίνονται και στο Σχήμα 2.8, καθώς και για να εξασφαλίσουν πλευρικά το υποστύλωμα στα μισά του ύψους του.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι έχουν τοποθετηθεί περί το μέσον της όψεως δηλαδή στο 4<sup>ο</sup> φάτνωμα. Η επιλογή αυτή έγινε διότι η διάταξη τους σε ακραία φαντώματα θα οδηγούσε σε παρεμπόδιση των παραμορφώσεων λόγω θερμικών διαστολών κάτι το οποίο θα είχε ως αποτέλεσμα μεγάλες εντάσεις. Η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων από τα οριζόντια στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας γίνεται μέσω των κεφαλοδοκών.

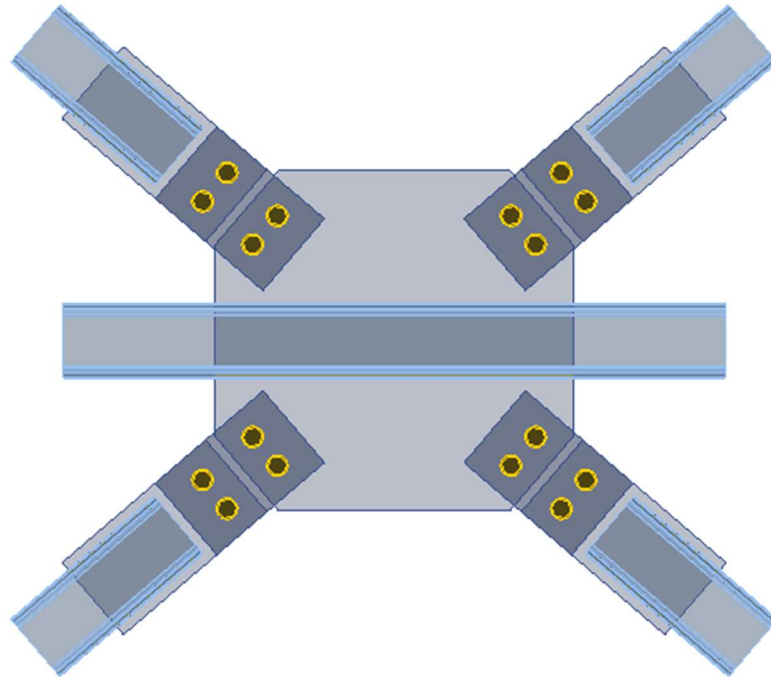


Σχήμα 2.8: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

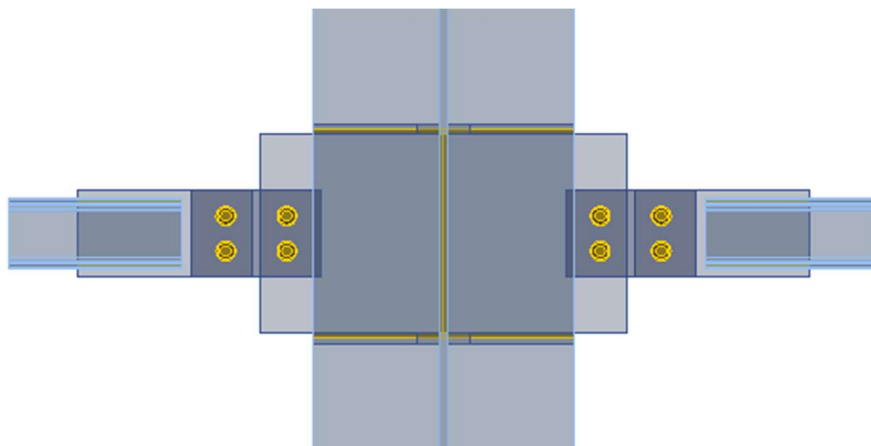
Η διαστασιολόγηση των συνδέσμων έγινε με την υπόθεση ότι κατά τη δράση των οριζόντιων δυνάμεων ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος ράβδος. Οι διαγώνιοι και οι οριζόντιοι ράβδοι συνδέονται αμφιαρθρωτά με τα υποστυλώματα και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέραν του ίδιου βάρους τους.

Ενδεικτικά δίνονται οι συνδέσεις του κατακόρυφου συστήματος δυσκαμψίας οι οποίες θα αναλυθούν σε επόμενο κεφάλαιο (Σχήμα 2.9 & 2.10).





Σχήμα 2.9: Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας



Σχήμα 2.10: Σύνδεση οριζόντιας ράβδου

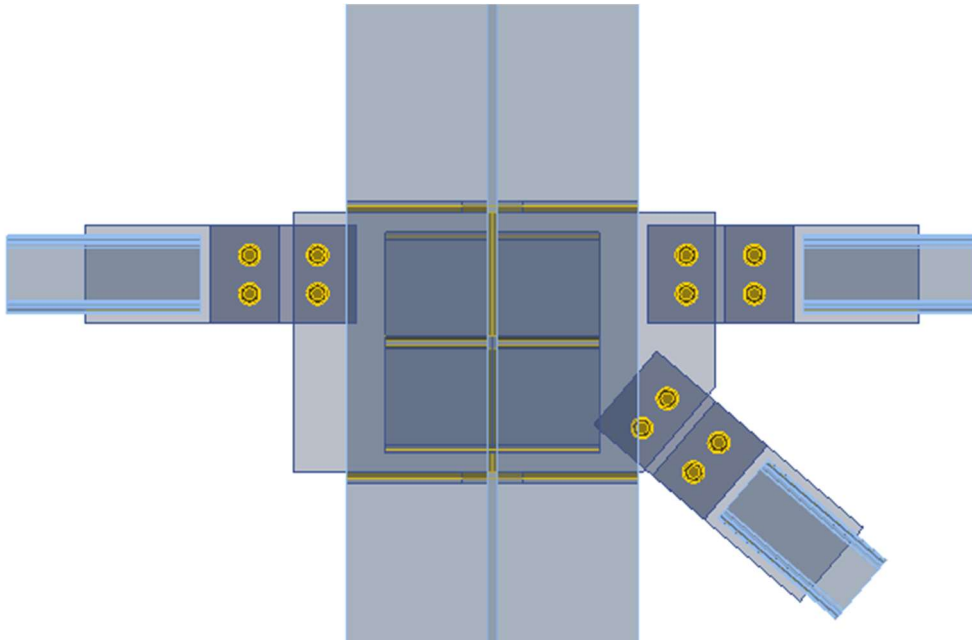
#### 2.1.4 Κεφαλοδοκοί

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστλωμάτων κάθε κίονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων.

Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Αποτελούν επίσης σημαντικό

στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση ανέγερσης διότι συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς.

Η σύνδεση με τα υποστυλώματα γίνεται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις. Η διατομή, όπως και στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, επιλέχθηκε να είναι κοίλη τετραγωνική διατομή (SHS) λόγω της σημαντικής αντοχής σε θλίψη.



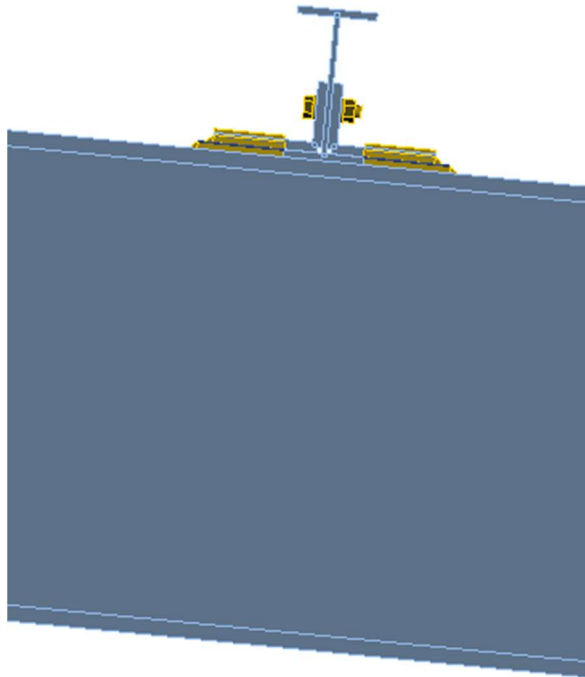
Σχήμα 2.11: Σύνδεση κεφαλοδοκού – υποστυλώματος – διαγώνιας ράβδου

### 2.1.5 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δευτερεύοντα δομικά στοιχεία τα οποία μεταφέρουν δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης, όπως το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο, στους κύριους φορείς. Δευτερευόντως, λειτουργούν ως στοιχεία που συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα.

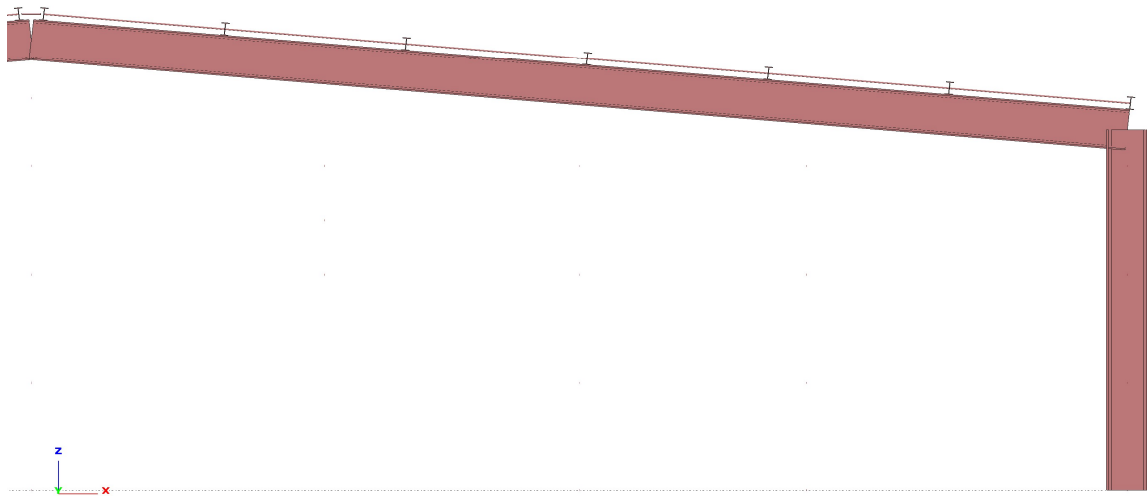
Στο παρών κτίριο είναι διατεταγμένες ανά 1.7m και έχουν κατασκευαστεί ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ δύο διαδοχικών φορέων. Τα αμφιέριστα στοιχεία παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στην ανέγερση για αυτό και επιλέχθηκαν. Λόγω της καταπόνησης κυρίως σε κάμψη επιλέχθηκε διατομή από τη σειρά IPE.

Με την τοποθέτηση των τεγίδων στο άνω πέλμα του ζυγώματος προκύπτει πλευρική δέσμευση του πέλματος αυτού όταν είναι θλιβόμενο και δέσμευση έναντι στροφής όταν το άνω πέλμα είναι το εφελκόμενο. Στο Σχήμα 2.12 παρουσιάζεται ο τρόπος σύνδεσης της τεγίδας επί του ζυγώματος.

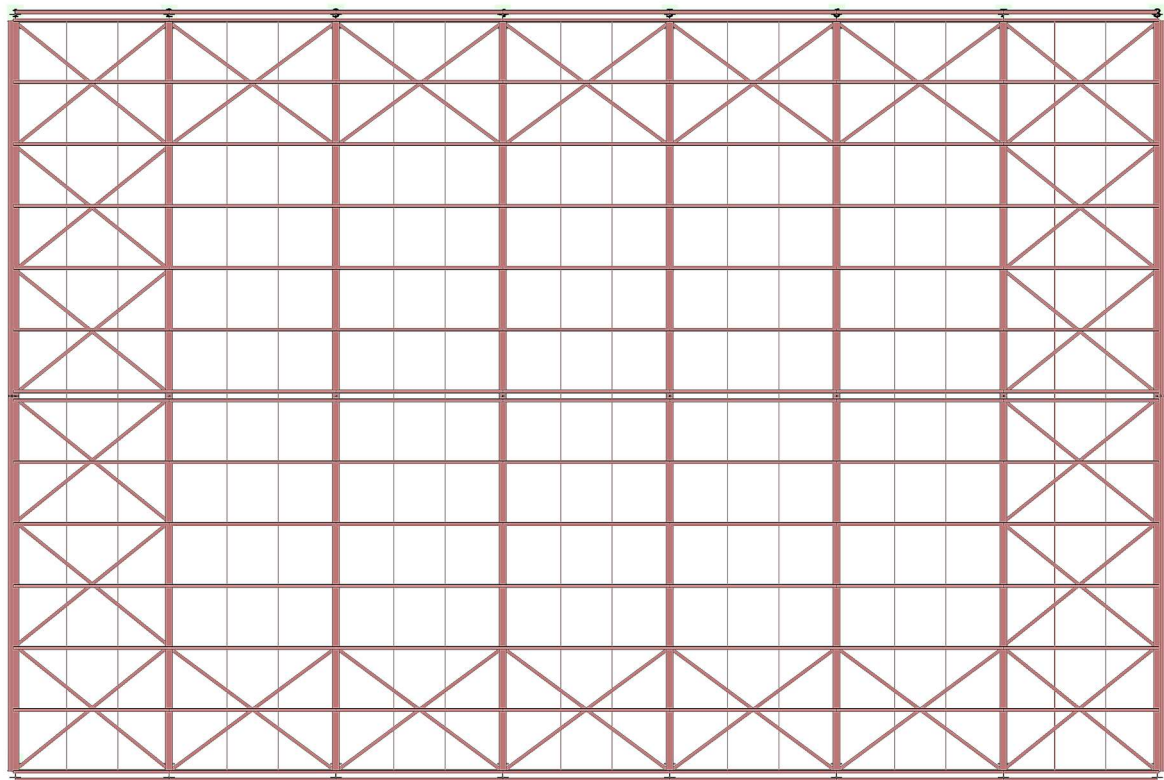


Σχήμα 2.12: Σύνδεση τεγίδας με ζύγωμα

Σε κάθε τεγίδα έχουν τοποθετηθεί δύο σειρές (στα τρίτα του ανοίγματος τους) ελκυστήρων οι οποίοι δεσμεύουν ορισμένες διατομές της τεγίδας έναντι πλευρικής μετάθεσης και λειτουργούν ως πρόσθετες ενδιάμεσες στηρίξεις. Ως διατομές για τις ράβδους αυτές χρησιμοποιούνται οι κυκλικές συμπαγείς. Οι ελκυστήρες ή ντίζες τοποθετήθηκαν στο μέσον του ύψους της διατομής, είναι αυτοτελή στοιχεία μεταξύ διαδοχικών τεγίδων, διατρύπουν τον κορμό τους και συνδέονται επί αυτών μέσω κοχλιών. Οι ράβδοι παρεμποδίζουν την πλευρική μετατόπιση των τεγίδων στο άνοιγμα και καταπονούνται από τη σχετική εφελκυστική αξονική δύναμη. Κάθε ελκυστήρας μεταφέρει αθροιστικά την εφελκυστική δύναμη που αντιστοιχεί σε όλες τις τεγίδες χαμηλότερης από αυτόν στάθμης.



(α)



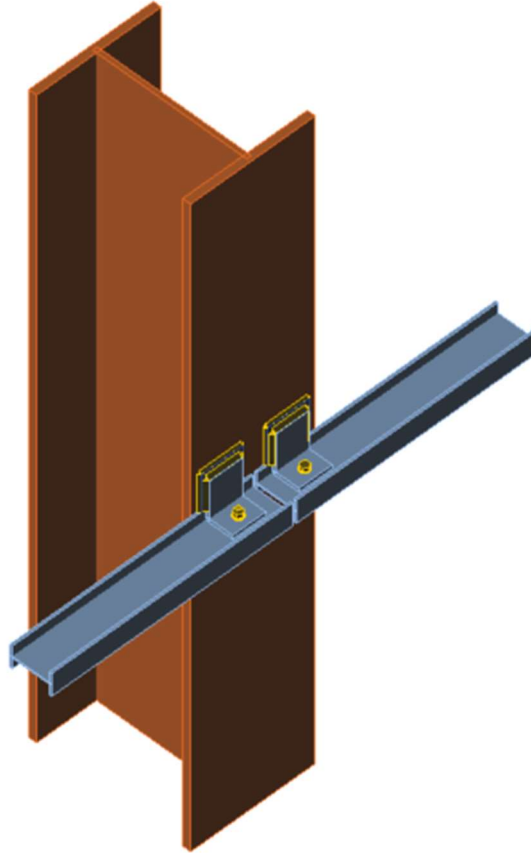
(β)

Σχήμα 2.13: Διάταξη ελκυστήρων στις τεγίδες στέγης

### 2.1.6 Μηκίδες

Οι μηκίδες τοποθετούνται σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων και δέχονται τα φύλλα της πλευρικής επένδυσης. Σχεδιάζονται με τρόπο παρόμοιο με εκείνο των τεγίδων και έχουν τον ίδιο τύπο διατομής (ΙΡΕ).

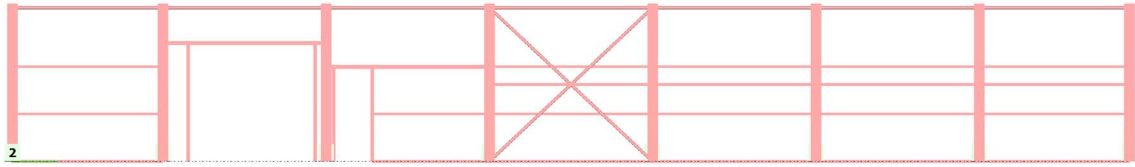
Οι μηκίδες διαμορφώνονται ως αμφιέριστα στοιχεία και έχουν διαταχθεί ανά 1.2m επί των υποστυλωμάτων όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.14. Κύρια φόρτιση είναι η ανεμοπίεση για αυτό και είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να ενεργοποιείται με τα φορτία του ανέμου.



Σχήμα 2.14: Σύνδεση πλευρικής μηκίδας με υποστύλωμα

Οι παραμορφώσεις λόγω των κατακόρυφων φορτίων, ίδιο βάρος μηκίδων, αναιρούνται σε μεγάλο βαθμό λόγω της ύπαρξης των ελκυστήρων. Χρήση ελκυστήρων έχει γίνει στα μέτωπα του κτιρίου λόγω των μεγάλων αποστάσεων μεταξύ των μετωπικών υποστυλωμάτων. Οι ελκυστήρες έχουν τοποθετηθεί όπως και στις τεγίδες (στα τρίτα του ανοίγματος) και μεταφέρουν τα φορτία που αναφέρθηκαν σε μια ράβδο διατομής UPN, η οποία συνδέεται με το ζύγωμα. Το βάρος των φύλλων επένδυσης μεταφέρεται στη στάθμη απόληξης της επένδυσης κάτω.

Για τη διαμόρφωση των πορτών και των ανοιγμάτων με βάση τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις που δόθηκαν χρησιμοποιήθηκαν αμφιέριστα στοιχεία από διατομές τύπου ΗΕΒ, οι οποίες έχουν το ίδιο ύψος με τις διατομές ΙΡΕ των μηκίδων, προκειμένου να μην υπάρξει πρόβλημα στην τοποθέτηση της πλευρικής επένδυσης.

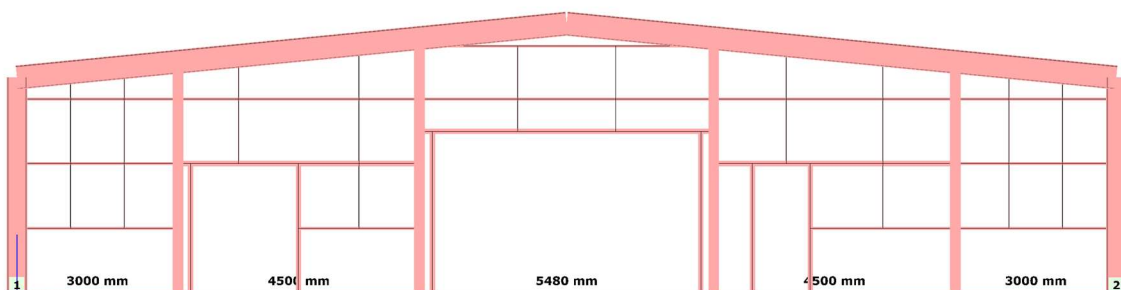


Σχήμα 2.15: Πλάγια όψη κτιρίου

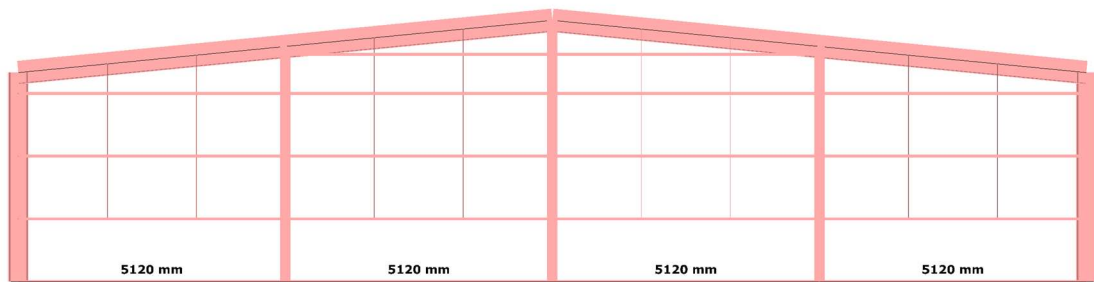
### 2.1.7 Μετωπικοί στύλοι

Οι μετωπικοί στύλοι τοποθετούνται ανά αποστάσεις σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια. Κύρια φόρτιση για τα μετωπικά υποστυλώματα αποτελεί η ανεμοπίεση.

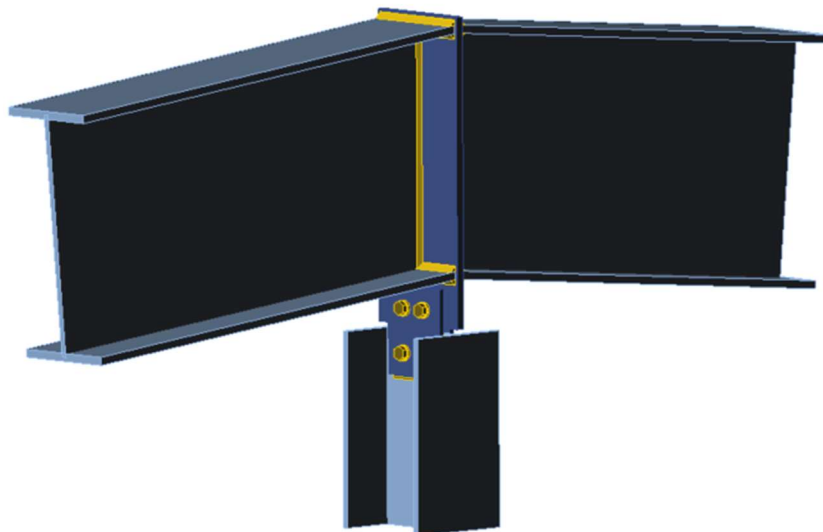
Εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια με σύνδεση σαν κύλιση διότι δεν είναι επιθυμητή η παρεμπόδιση της ελεύθερης παραμόρφωσης των ζυγωμάτων. Η σύνδεση με το ζύγωμα πραγματοποιείται μέσω κοχλιών σε επιμήκειες οπές, η ακριβή διάσταση των οποίων καθορίζεται από το μέγεθος των παραμορφώσεων του ακραίου πλαισίου. Αποφεύγεται έτσι η μεταφορά αξονικών δυνάμεων στα μετωπικά υποστυλώματα.



(α)



(β)  
Σχήμα 2.16: Μέτωπα του κτιρίου



Σχήμα 2.17: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης κορυφής με μετωπικό υποστύλωμα

## 2.2 Υλικό Κατασκευής

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S235 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και θραύσης  $f_u$  για εν θερμό ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1. Παρακάτω παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του χάλυβα της κατασκευής στον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1: Ονομαστική τιμή ορίου διαρροής  $f_y$  και ορίου θραύσης  $f_u$  κατά EN 1993-1-1

Κατηγορία κατά EN 10025	Ονομαστικό πάχος στοιχείου t (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 80\text{mm}$	
	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
S235	235	360	215	360

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.



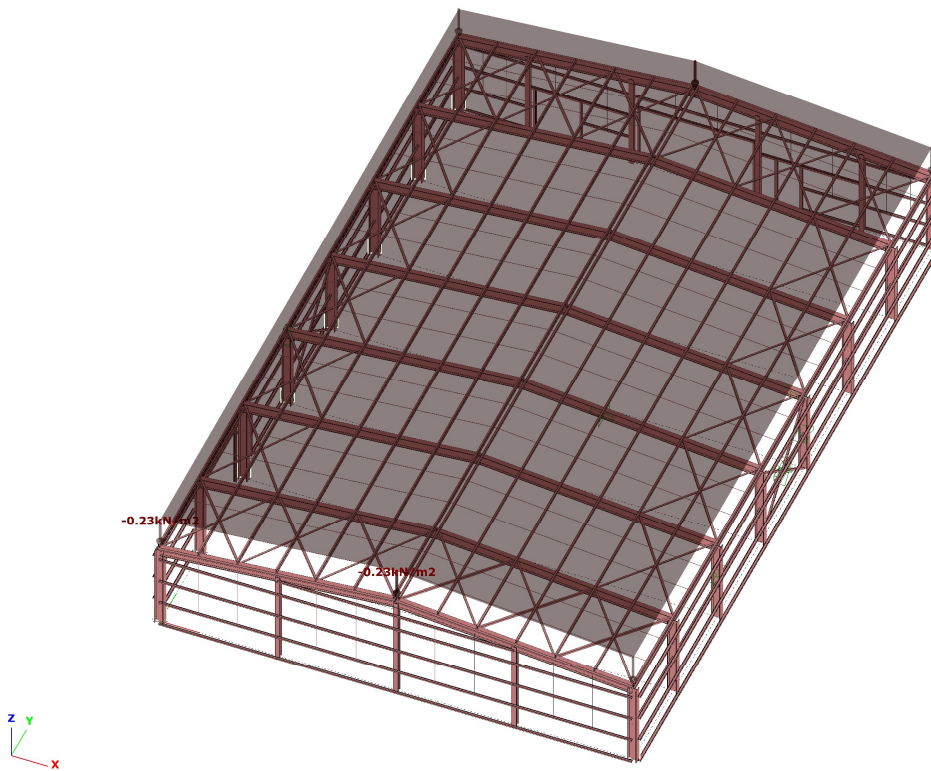
## 3 Δράσεις Υπολογισμού

### 3.1 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο ήταν αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, επικαλύψεις και επενδύσεις).

Οι τιμές των μόνιμων φορτίων που δρουν στο φορέα και εισήχθησαν στο στατικό προσομοίωμα είναι:

- Ίδιο βάρος χάλυβα  $g_k = 78.5\text{kN/m}^3$
- Επικαλύψεις  $g_k = 0.18\text{kN/m}^2$
- Λοιπά μόνιμα  $g_k = 0.05\text{kN/m}^2$



Σχήμα 3.1: Μόνιμα φορτία

## 3.2 Μεταβλητές δράσεις

Περιλαμβάνουν τα επιβαλλόμενα φορτία, τα φορτία χιονιού και ανέμου και τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, για αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους δίνονται από τους κανονισμούς.

### 3.2.1 Επιβαλλόμενα φορτία

Σύμφωνα με τον EN 1991-1-1, ως επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια χαρακτηρίζονται τα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση των φορτιζόμενων επιφανειών.

Οι στέγες κατηγοριοποιούνται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την προσβασιμότητα τους, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1: Κατηγοριοποίηση στεγών

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
<b>H</b>	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
<b>I</b>	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D
<b>K</b>	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Για τις στέγες κατηγορίας H, οι τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων δίδονται στον Πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας H

Στέγη	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Κατηγορία H</b>	0.00-1.00	0.90-1.50

Το  $q_k$  μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα σε μια επιφάνεια  $A$  που θα ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή για το  $A$  είναι 10m<sup>2</sup>, στα πλαίσια ενός φάσματος μεταξύ του μηδενός και ολόκληρης της επιφάνειας της στέγης.

Στο στατικό προσομοίωμα επιλέχθηκε ως επιβαλλόμενο φορτίο  $q_k = 0.5\text{kN/m}^2$  το οποίο θεωρείται ότι δρα σε όλη την επιφάνεια της στέγης. Σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου.

### 3.2.2 Φορτίο χιονιού

Ο υπολογισμός του φορτίου χιονιού έγινε με εφαρμογή του ευρωπαϊκού προτύπου EN 1991-1-3 στο οποίο περιέχονται λεπτομερώς οι μορφές φόρτισης που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την ανάλυση ανάλογα με τον τρόπο εναπόθεσης του χιονιού πάνω στη στέγη.

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μία στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου, ενώ η πυκνότητα μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσης του στη συγκεκριμένη θέση. Πέραν της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας είναι αναγκαίο να

ληφθούν υπόψη οι επιδράσεις του ανέμου καθώς και οι μεταβολές της θερμοτήτας της στέγης διότι είναι παράγοντες οι οποίοι μπορούν να προκαλέσουν ανακατανομή του φορτίου χιονιού στη στέγη.

Το φορτίο χιονιού  $s$  που ασκείται επί της στέγης, θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης, προσδιορίζεται δε από τις σχέσεις :

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k \quad (3.1)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_{Ad} \quad (3.2)$$

Όπου:

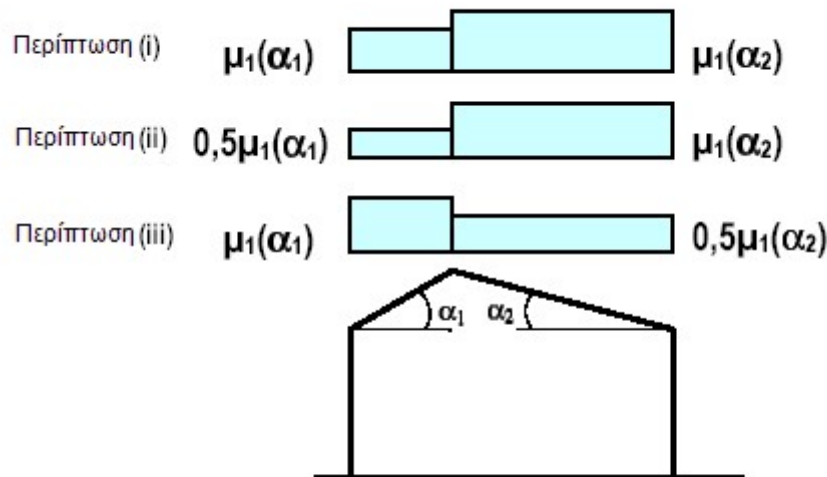
$s_{Ad}$	Η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία
$C_e$	Ο συντελεστής εκθέσεως
$C_t$	Ο θερμικός συντελεστής

Ο προσδιορισμός του συντελεστή σχήματος του φορτίου χιονιού  $\mu_i$ , όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται, έγινε με βάση τον Πίνακα 3.3.

Πίνακας 3.3: Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Η κατανομή του φορτίου επί της στέγης δίνεται στο Σχήμα 3.2.



Σχήμα 3.2: Κατανομή φορτίου χιονιού

Επομένως με βάση τη γεωμετρία του φορέα η γωνία κλίσης της στέγης προέκυψε  $\alpha_{1,2} = 5.5778^\circ$  και η τιμή του  $\mu_1$  προέκυψε ίση με 0.8.

Οι συνιστώμενες τιμές του συντελεστή έκθεσης  $C_e$  για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά δίνονται στον Πίνακα 3.4.

Πίνακας 3.4: Συνιστώμενες τιμές του  $C_e$  για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	$C_e$
Εκτεθειμένο <sup>α</sup>	0,8
Κανονικό <sup>β</sup>	1,0
Προφυλαγμένο <sup>γ</sup>	1,2

<sup>α</sup>**Εκτεθειμένο:** Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.

<sup>β</sup>**Κανονικό:** Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού αναγλύφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

<sup>γ</sup>**Προφυλαγμένο:** Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.

Η περιοχή πλησίον του κτιρίου σύμφωνα με τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της χαρακτηρίζεται ως κανονική, επομένως ο συντελεστής έκθεσης είναι ίσος με 1.

Ο θερμικός συντελεστής  $C_t$  χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ( $> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$ ). Για κανονικές συνθήκες μόνωσης θεωρούμε  $C_t = 1.00$ .

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού  $s_k$  επί του εδάφους εξαρτάται από τη ζώνη κατάταξης της τοποθεσίας και του αντίστοιχου υψομέτρου. Για το παρών κτίριο λήφθηκε  $s_k = 0.85 \text{ kN/m}^2$ .

Για τα εξαιρετικά φορτία χιονιού λήφθηκε συντελεστής  $C_{est} = 2$ .

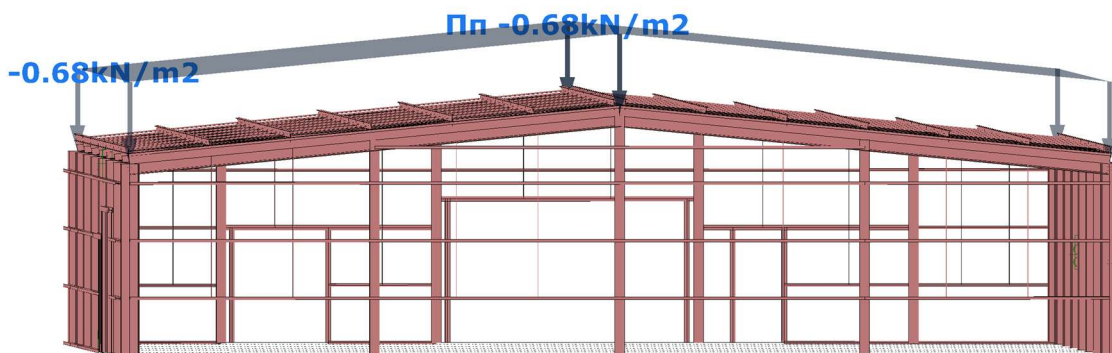
Η τιμή του φορτίου χιονιού της στέγης προσδιορίζεται από τις καταστάσεις σχεδιασμού:

- Για καταστάσεις σχεδιασμού διαρκείας το φορτίο χιονιού είναι ίσο με:

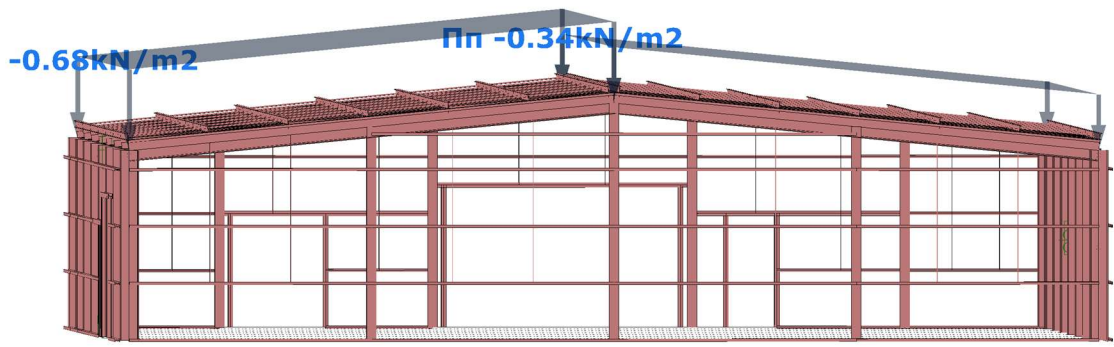
$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k = 0.68 \text{ kN/m}^2 \quad (3.3)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού το φορτίο χιονιού είναι ίσο με:

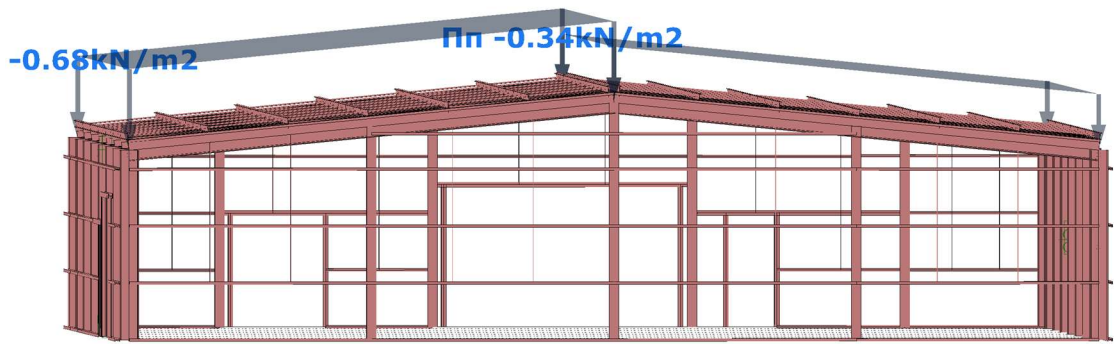
$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times C_{est} \times s_k = 1.36 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$



(α)



(β)



(γ)

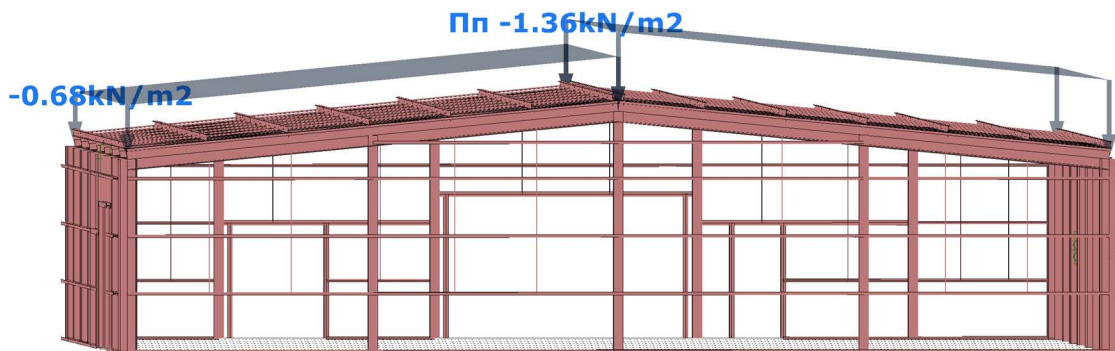
Σχήμα 3.3: Κατανομή φορτίου χιονιού για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια



(α)



(β)



(γ)

Σχήμα 3.4: Εξαιρετικά φορτία χιονιού

### 3.2.3 Φορτία ανέμου

Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου έγινε με εφαρμογή του ευρωπαϊκού προτύπου EN 1991-1-4.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις μεταλλικές κατασκευές παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Παρουσιάζουν διακυμάνσεις στο χρόνο και δρουν άμεσα ως πιέσεις επί των εξωτερικών επιφανειών κλειστών κατασκευών και, λόγω της πορώδους φύσης της εξωτερικής επιφάνειας, δρουν επίσης έμμεσα επί των εσωτερικών επιφανειών. Ακόμη μπορούν να δρουν άμεσα επί της εσωτερικής επιφάνειας ανοικτών κατασκευών.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές κατασκευές η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή οπότε τα φορτία ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Η σημαντικότερη παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης, είναι:

- Η γεωγραφική θέση
- Η φυσική θέση
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις των κτιρίων
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

### 3.2.3.1 Κανονισμός Υπολογισμού Φορτίου Ανέμου

Η εξωτερική πίεση  $w_e$ , είναι η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής και προκύπτει από την σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (3.5)$$

Όπου:

$q_p(z_e)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής  
 $z_e$  είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση  
 $c_{pe}$  είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Η εσωτερική πίεση  $w_i$ , είναι η πίεση του ανέμου η οποία δρα καθέτως προς τις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής και προκύπτει από την σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (3.6)$$

Όπου:

$q_p(z_i)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής  
 $z_i$  είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση  
 $c_{pi}$  είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  σε ύψος  $z$ , η οποία περιλαμβάνει μέσης και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b \quad (3.7)$$

Όπου:

$I_v(z)$  η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z$   
 $\rho$  η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (προτεινόμενη τιμή  $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ )  
 $c_e(z)$  ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.8)$$

$q_b$  η βασική πίεση, ίση προς:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (3.9)$$

Όπου η βασική ταχύτητα ανέμου  $v_b$ , ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (3.10)$$

Στη σχέση αυτή είναι:

$c_{dir}$  ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1.00)  
 $c_{season}$  ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1.00)  
 $v_{b,0}$  η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, ίση με τη χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από την διεύθυνση του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές του ύψους των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II)

Η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος δίνεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_\theta(z) \times v_b \quad (3.11)$$

Όπου:

$c_\theta(z)$  ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης. Για επίπεδο έδαφος θεωρείται ίσος με 1.00.

$c_r(z)$  ο συντελεστής τραχύτητας

$$c_r(z) = K_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$c_r = c_r(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (3.12)$$

Όπου:

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας

$K_r$  συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας  $z_0$  και υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$K_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (3.13)$$

Όπου:

$z_{0,II}$  είναι ίσο με 0.05m

$z_{min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από τον Πίνακα 3.5

$z_{max}$  πρέπει να λαμβάνεται 200m



Πίνακας 3.5: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_e(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

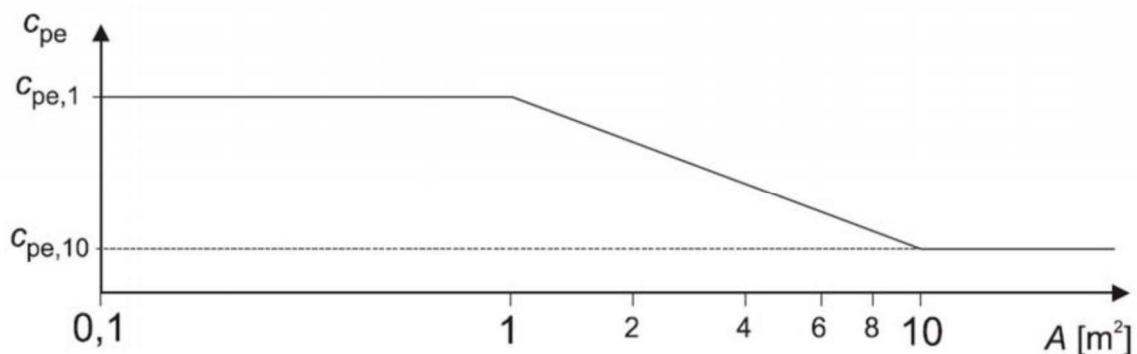
$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \text{ για } z \leq z_{min}$$
(3.14)

Όπου:

- $k_I$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Λαμβάνεται ίσος με 1.00
- $c_0$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους
- $z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας που δίνεται στον Πίνακα 3.5

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτάται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα.

Στο Σχήμα 3.5 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης  $c_{pe}$  συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.



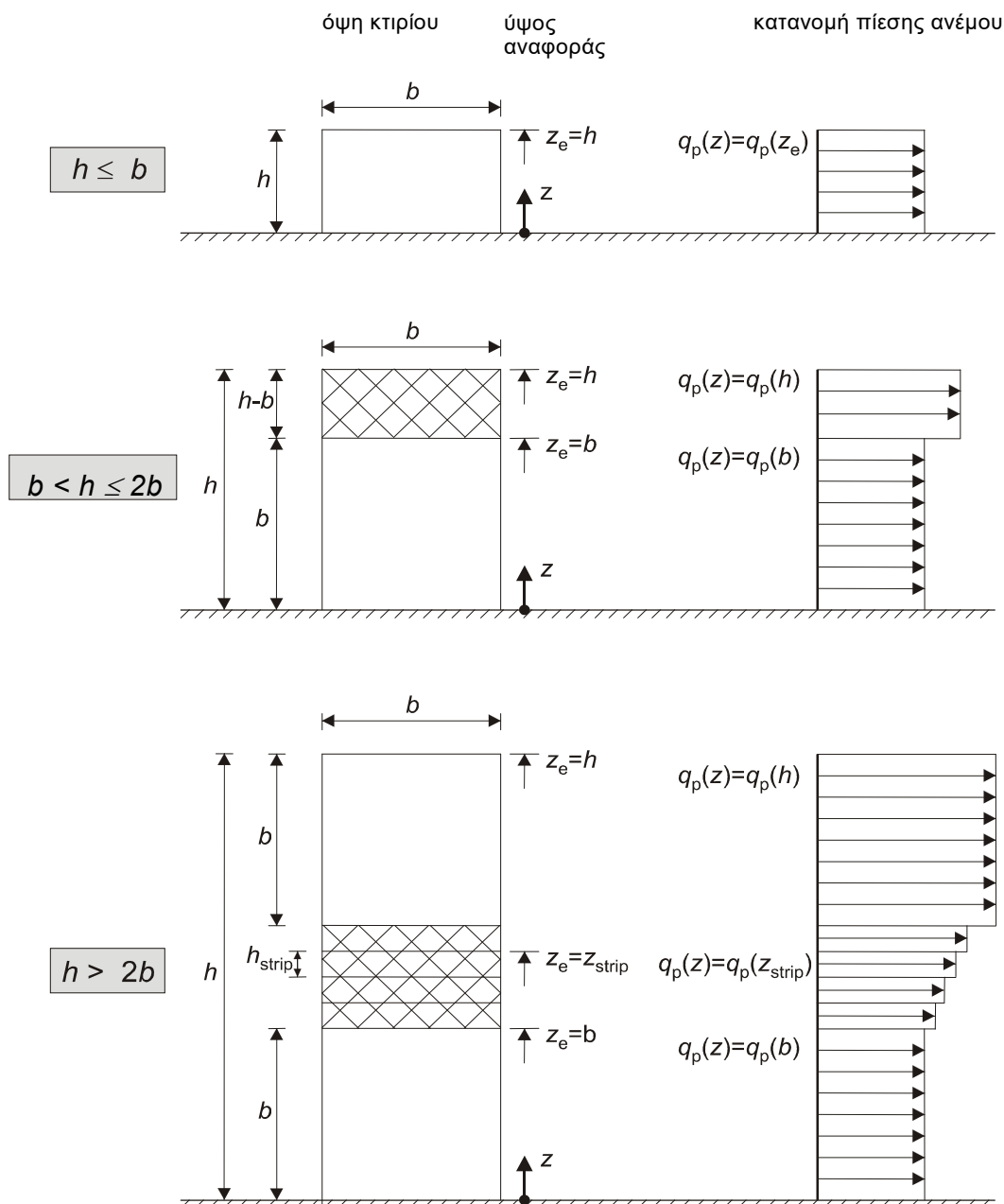
Σχήμα 3.5: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$

Το Σχήμα 3.5 βασίζεται στα ακόλουθα:

- Για  $A \leq 1\text{m}^2$  είναι  $c_{pe} = c_{pe,1}$
- Για  $1\text{m}^2 \leq A \leq 10\text{m}^2$  είναι  $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \times \log A$
- Για  $A \geq 10\text{m}^2$  είναι  $c_{pe} = c_{pe,10}$

Τα ύψη αναφοράς,  $z_e$ , για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης εξαρτώνται από τη σχέση μεταξύ του ύψους  $h$  και του πλάτους  $b$  του κτιρίου. Δίνονται στο Σχήμα 3.6 για τις ακόλουθες τρεις περιπτώσεις:

- |     |                    |   |
|-----|--------------------|---|
| Για | $h \leq b$         | λαμβάνεται ως ένα τμήμα με $z_e = h$ .  |
| Για | $b \leq h \leq 2b$ | λαμβάνεται ως αποτελούμενο από πολλά τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με $b$ και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο.  |
| Για | $h \geq 2b$        | το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος $z_e = b$ , το υψηλότερο έχει ύψος $z_e = h$ , ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με $b$ . |



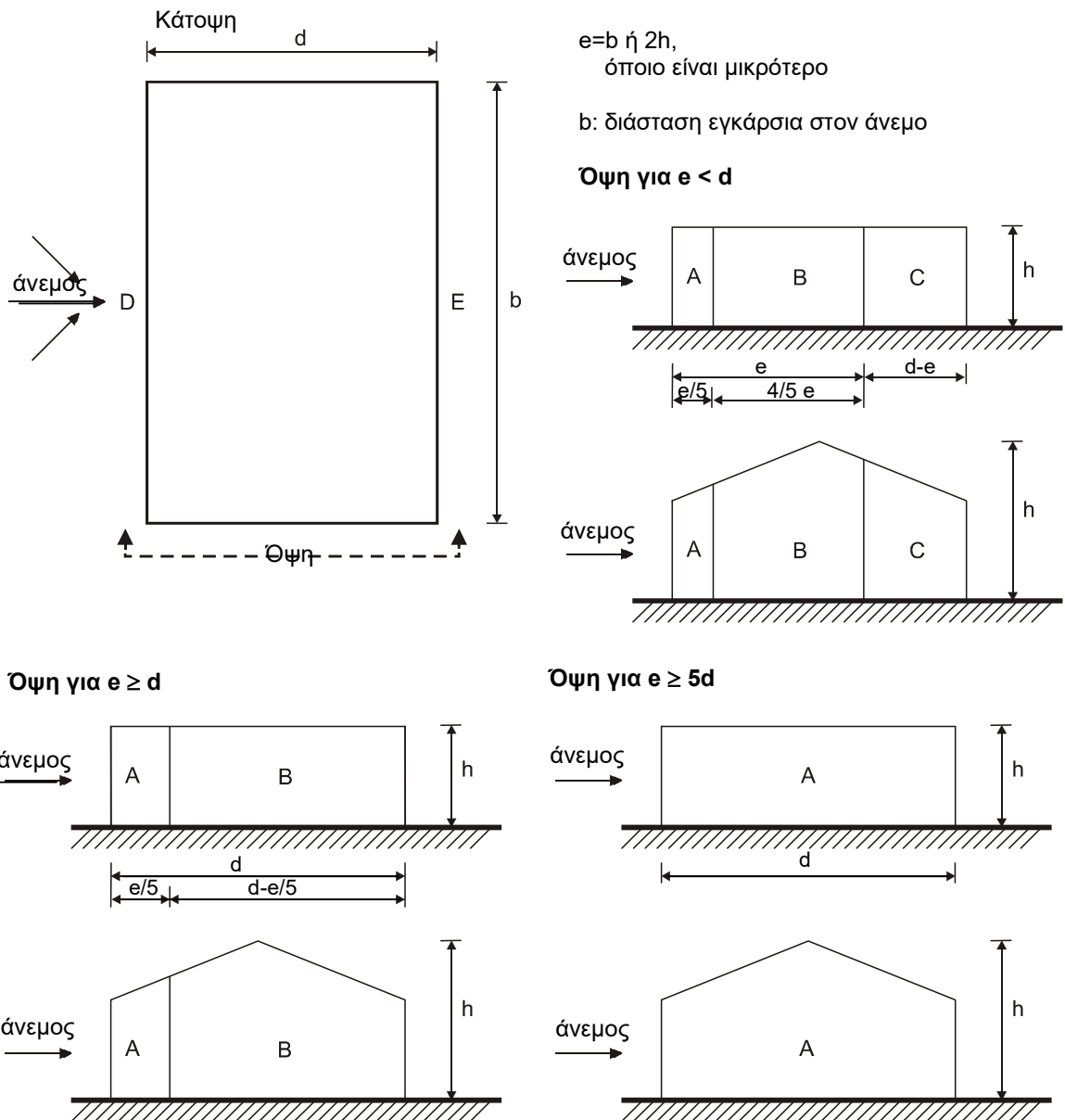
Σχήμα 3.6: Ύψος αναφοράς  $z_e$  συναρτήσει των  $h$  και  $b$ , και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων

Στους υπήνεμους και προσήνεμους τοίχους κτιρίων το ύψος αναφοράς  $z_e$  λαμβάνεται ίσο με το ύψος  $h$  του κτιρίου. Στον Πίνακα 3.6 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης συναρτήσει του λόγου  $h/d$  και των ζωνών υποδιαίρεσης των κατακόρυφων τοίχων του κτιρίου.

Πίνακας 3.6: Συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων

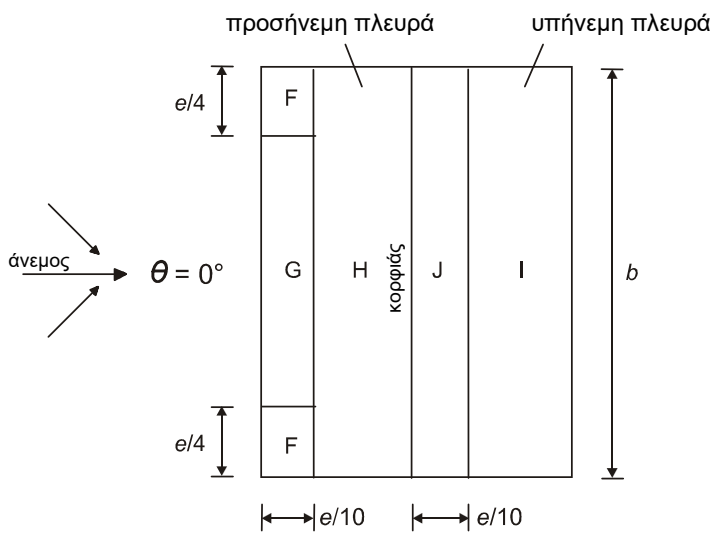
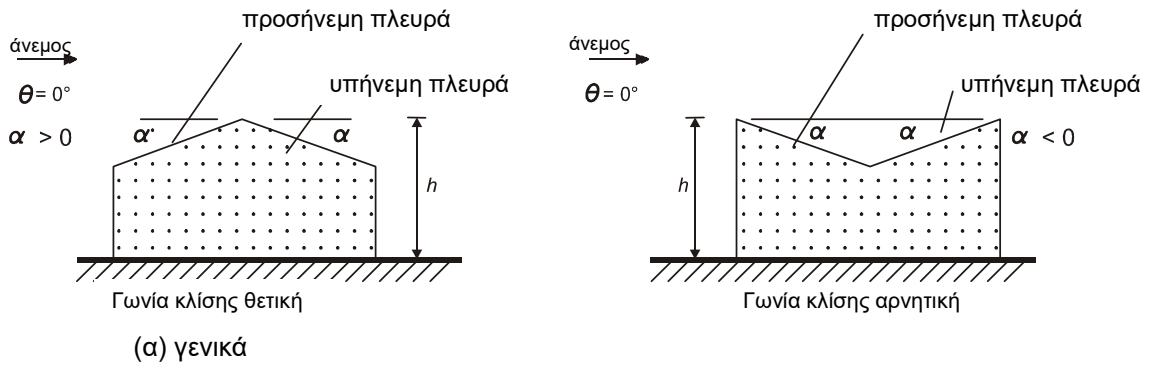
ΖΩΝΗ	A		B		C		D		E	
$h/d$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
$\leq 0.25$	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.3	

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $C_{pe,10}$  και  $C_{pe,1}$  για ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στο Σχήμα 3.7.



Σχήμα 3.7: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

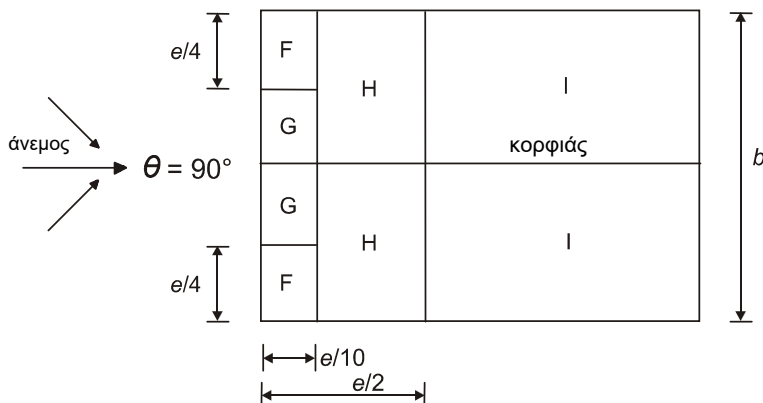
Η στέγη, συμπεριλαμβανομένων και των προεξοχόντων τμημάτων, θα διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.8. Το ύψος αναφοράς  $z_e$  λαμβάνεται ίσο με  $h$ . Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη, που πρέπει να χρησιμοποιηθούν, δίνονται στον Πίνακα 3.7.



(β) διεύθυνση ανέμου  $\theta = 0^\circ$

$e = b$  ή  $2h$   
 όποιο είναι μικρότερο

$b$  : διάσταση εγκάρσια  
 στον άνεμο



(γ) διεύθυνση ανέμου  $\theta = 90^\circ$

Σχήμα 3.8: Υπόμνημα για δικλινείς στέγες

Πίνακας 3.7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Γωνία Κλίσης $\alpha$	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Για  $\theta = 0^\circ$  η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα από θετικές σε αρνητικές τιμές στην προσήνεμη πλευρά γύρω από γωνία κλίσης  $\alpha = -5^\circ$  έως  $+45^\circ$ , έτσι δίνονται τόσο οι θετικές όσο και οι αρνητικές τιμές. Για τις στέγες αυτές, τέσσερις περιπτώσεις θα πρέπει να θεωρούνται όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F, G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης του ίδιου πρόσημου μπορεί να χρησιμοποιείται μεταξύ τιμών του ίδιου πρόσημου. (Όχι παρεμβολή μεταξύ  $\alpha = +5^\circ$  και  $\alpha = -5^\circ$ , αλλά χρήση των δεδομένων για επίπεδες στέγες στην 7.2.3). Οι τιμές ίσες με 0,0 δίνονται για σκοπούς παρεμβολής

Γωνία Κλίσης $\alpha$	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

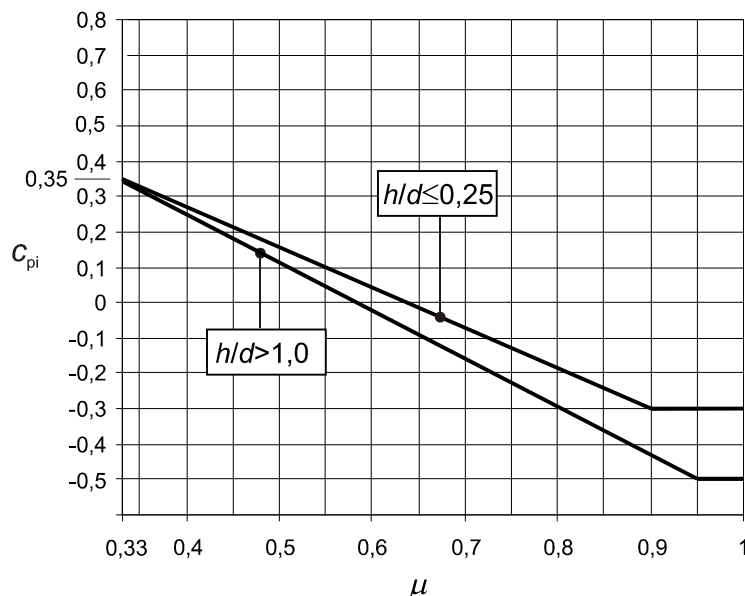
Οι εσωτερικές και οι εξωτερικές πιέσεις θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου.

Η πλευρά ενός κτιρίου θα πρέπει να θεωρείται δεσπόζουσα όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου.

Η τιμή της εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  σε αυτή την περίπτωση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών  $0,75c_{pe}$  και  $0,90c_{pe}$ . Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε επιφάνεια ανοιγμάτων δεσπόζουσας πλευράς διπλάσιας και τριπλάσιας αντίστοιχα της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές του κτιρίου. Όπου  $c_{pe}$  είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης της δεσπόζουσας πλευράς.

Για κτίρια χωρίς δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  θα προσδιορίζεται από το Σχήμα 3.9 και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου  $h/d$  και του ποσοστού των ανοιγμάτων  $\mu$  για κάθε διεύθυνση του ανέμου  $\theta$ , το οποίο θα προσδιορίζεται από τη σχέση:

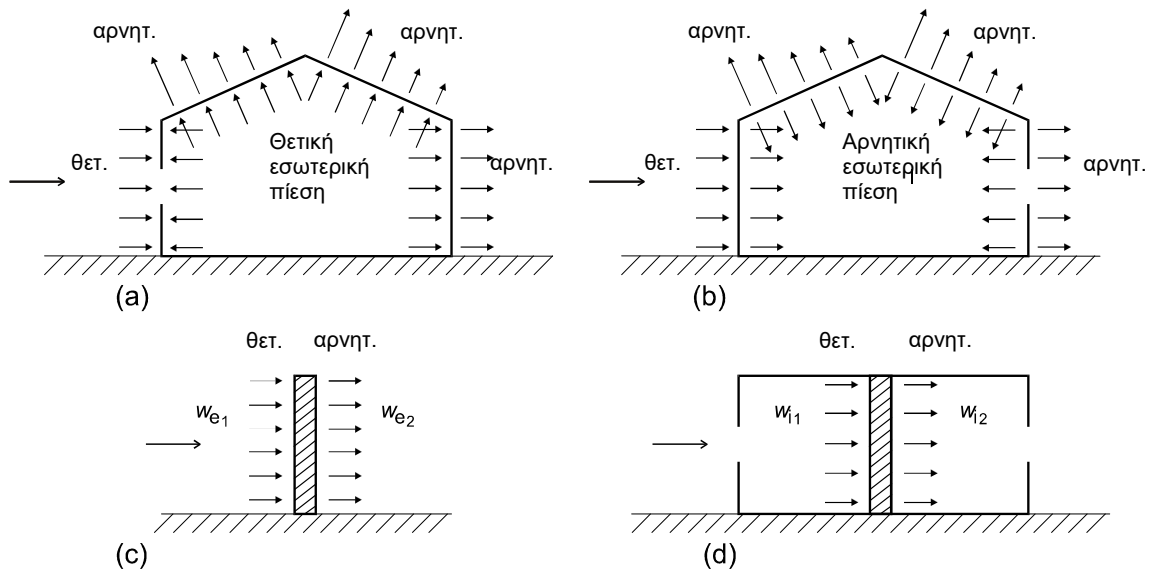
$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνειας ανοιγμάτων στα οποία ο } c_{pe} \text{ είναι αρνητικός ή μηδέν}}{\sum \text{επιφάνειας όλων των ανοιγμάτων}} \quad (3.15)$$



Σχήμα 3.9: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα

Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη η εκτίμηση του  $\mu$  για μια συγκεκριμένη περίπτωση τότε το  $c_{pi}$  θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον *δυσμενές* από τα  $+0,2$  και  $-0,3$ .

Η τελική πίεση του ανέμου σε τοίχο, στέγη ή στοιχείο είναι η διαφορά μεταξύ των πιέσεων στις δύο επιφάνειες λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημο τους. Πίεση, κατευθυνόμενη προς την επιφάνεια, λαμβάνεται ως θετική, και αναρρόφηση, απομακρυσμένη από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Παραδείγματα δίνονται στο Σχήμα 3.10.

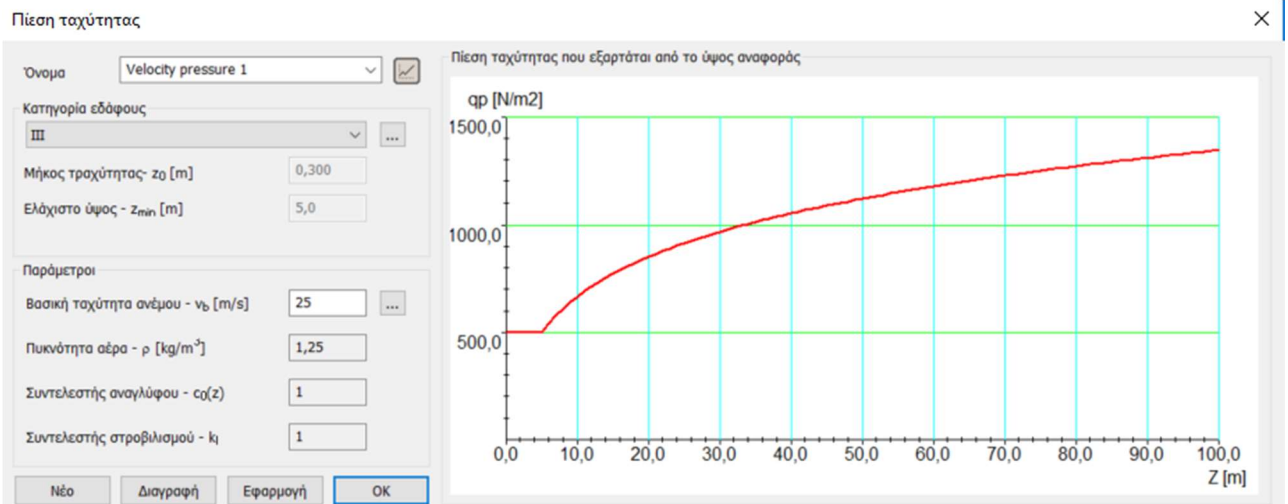


Σχήμα 3.10: Πίεση επί επιφανειών

### 3.2.3.2 Υπολογισμός Φορτίου Ανέμου

Το κτίριο θα κατασκευαστεί στην Κεντρική Ευρώπη και η περιοχή κατασκευής του κτιρίου κατατάσσεται στην κατηγορία εδάφους III (Πίνακας 3.5). Οι βασικές παράμετροι προκειμένου να υπολογιστούν οι δράσεις του ανέμου πήραν τις παρακάτω τιμές:

Βασική ταχύτητα ανέμου	$v_b = 25 \text{ m/sec}$ (Ζώνη II της περιοχής)
Πυκνότητα αέρα	$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$
Συντελεστής ανάγλυφου	$c_0(z) = 1.00$
Συντελεστής στροβιλισμού	$k_l = 1.00$



Σχήμα 3.11: Βασικές παράμετροι ανέμου

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  επιλέχθηκε για όλες τις περιπτώσεις ως το πλέον δυσμενές, όπως αναφέρεται και στον EN 1991-1-4, από τα +0.2 και -0.3.

Εσωτερική πίεση ×

Όνομα: Internal pressure 1

Διεύθυνση: Όλες οι διευθύνσεις είναι διαφορετικές

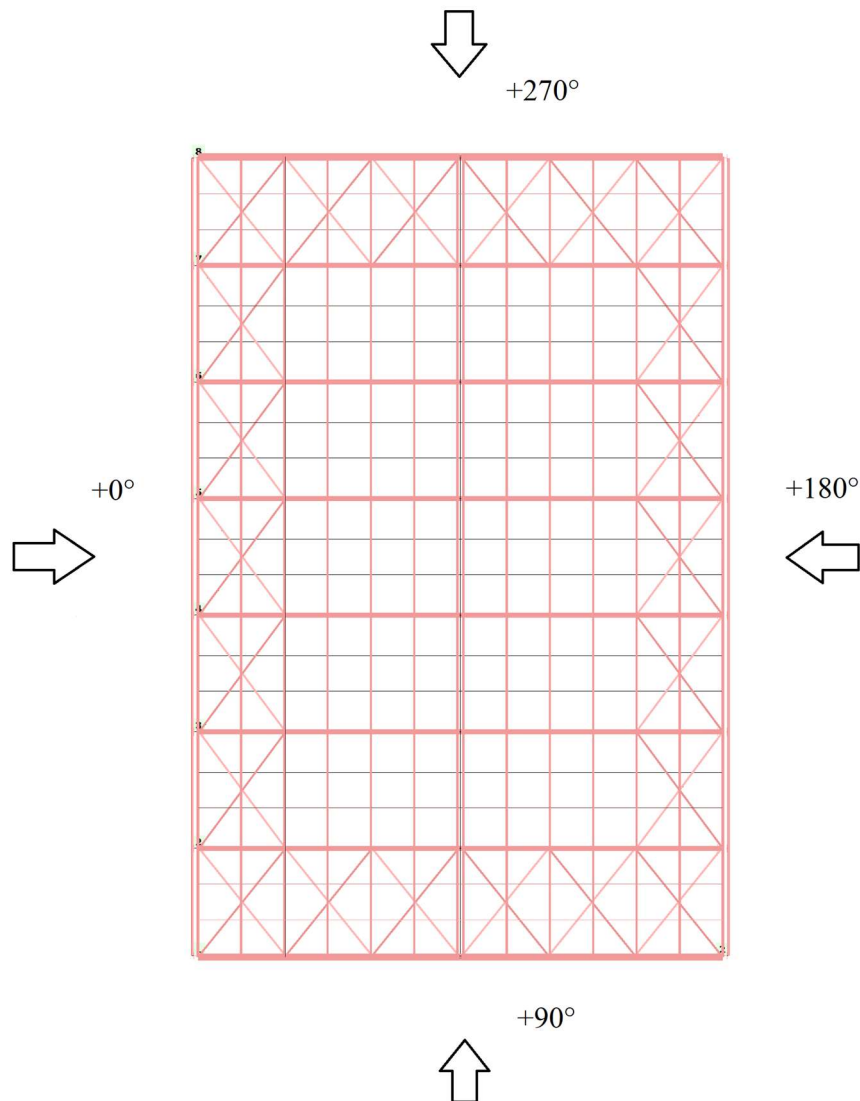
Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για την διεύθυνση του ανέμου

	Περίπτωση 1	Περίπτωση 2
Cri,0	+0,200	-0,300
Cri,90	+0,200	-0,300
Cri,180	+0,200	-0,300
Cri,270	+0,200	-0,300

Χρήση εναλλακτικών συντελεστών εσωτερικής πίεσης

Σχήμα 3.12: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης

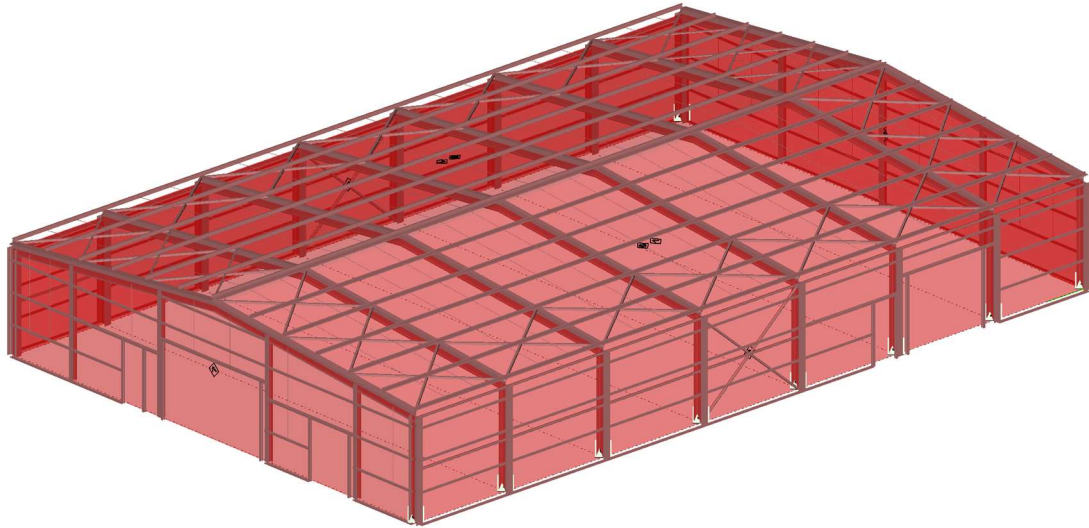
Υπολογίζονται οι δράσεις και για τις τέσσερις κύριες διευθύνσεις  $+0^\circ$ ,  $+90^\circ$ ,  $+180^\circ$ ,  $+270^\circ$ .



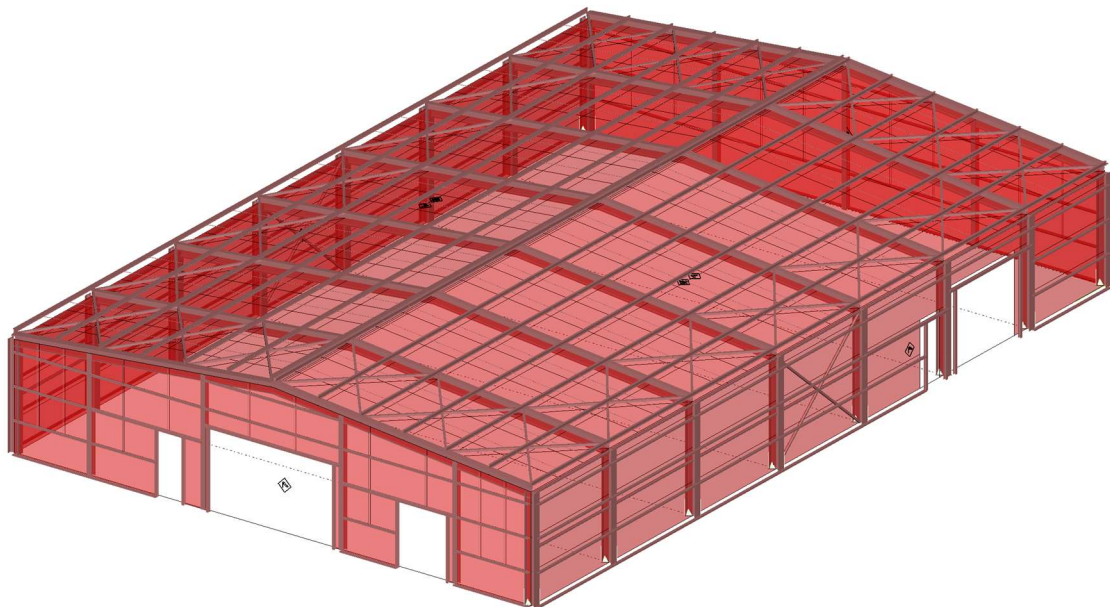
Σχήμα 3.13: Διευθύνσεις ανέμου



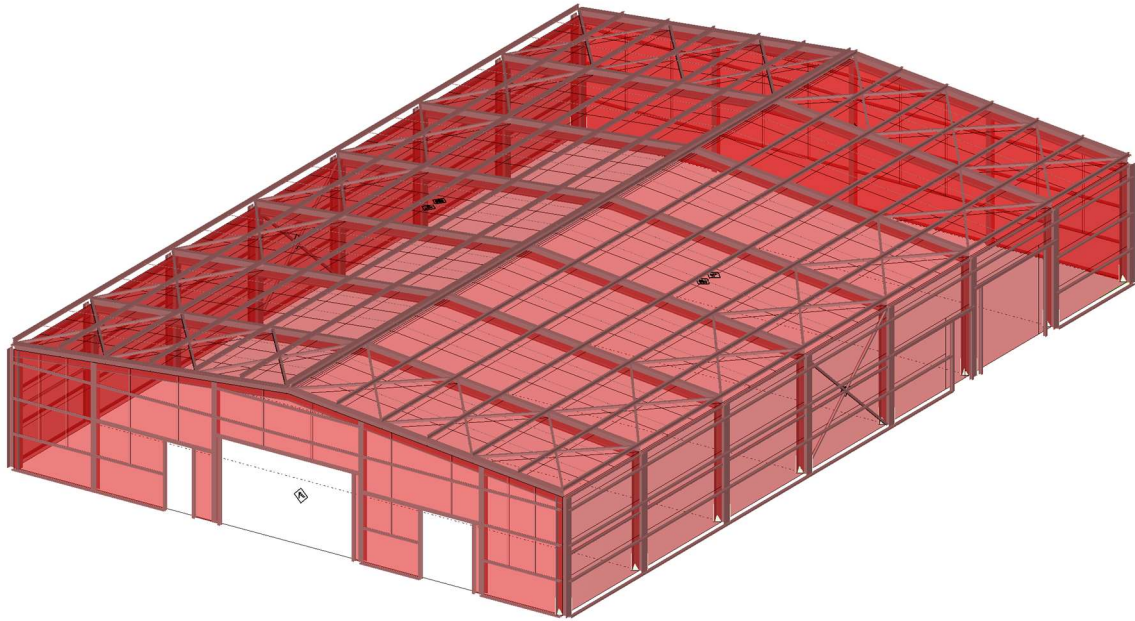
Στο πρόγραμμα στατικής προσομοίωσης Consteel προκειμένου να περαστούν όλες οι απαραίτητες πληροφορίες και παράμετροι για τον υπολογισμό των φορτίων ανέμου δημιουργήθηκαν επιφάνειες κατανομής των φορτίων. Σε δύο από τις τέσσερις όψεις του κτιρίου υπάρχουν ανοίγματα. Σε περίπτωση που ένα άνοιγμα είναι ανοιχτό η κατανομή των δράσεων του ανέμου στα στοιχεία είναι διαφορετική. Για το λόγο αυτό εξετάστηκαν τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις κατανομής των φορτίων ανέμου, οι οποίες φαίνονται στο Σχήμα 3.14.



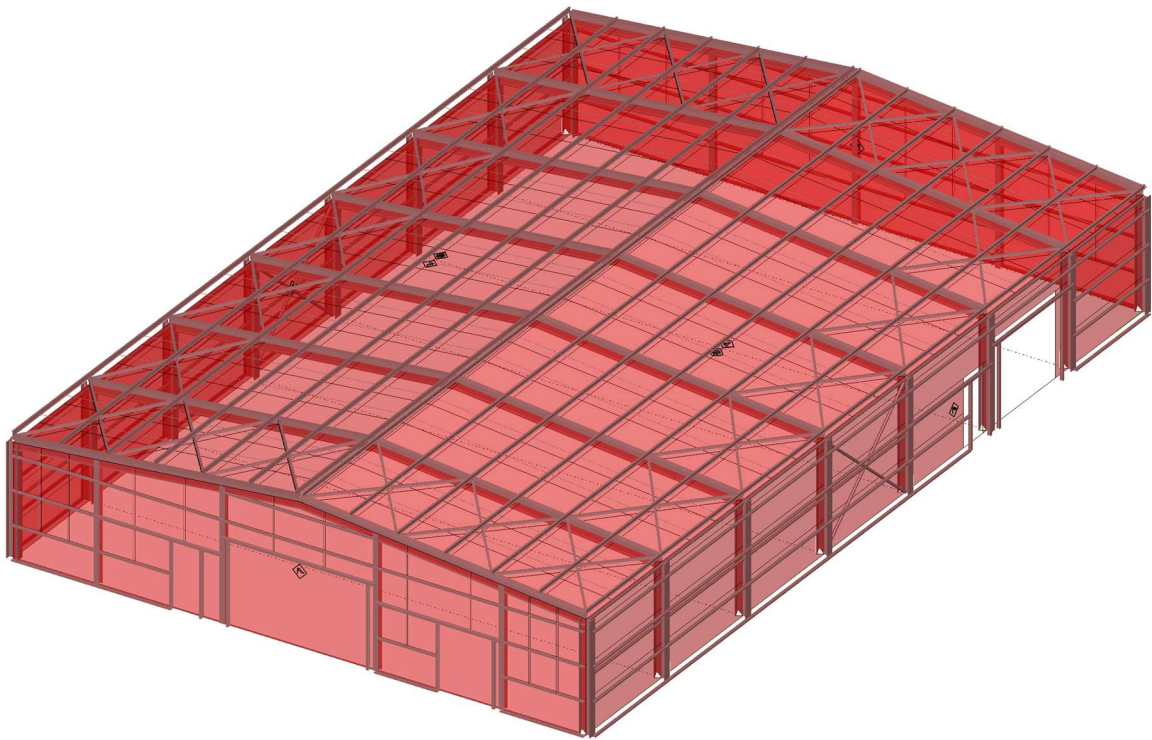
(α) Ανοίγματα κλειστά



(β) Ανοίγματα ανοιχτά



(γ) Ανοίγματα πρόσοψης ανοιχτά



(δ) Πλάγια όψη ανοιχτή

Σχήμα 3.14: Επιφάνειες κατανομής φορτίων ανέμου

Για τον υπολογισμό των εξωτερικών πιέσεων για τους τοίχους πλευρικά, μπροστά και πίσω καθώς και για τη δικλινή στέγη, το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε ακολουθεί μια αυτοματοποιημένη διαδικασία μέσω της οποίας καθορίζονται οι ζώνες (βλ. Σχήμα 3.7&3.8) και οι τιμές του εξωτερικού συντελεστή  $c_{pe}$  για όλες τις πιθανές περιπτώσεις κατανομής των φορτίων ανέμου. Για τη διεύθυνση ανέμου  $+0^\circ$  δίνεται ενδεικτικά ο τρόπος υπολογισμού του εξωτερικού συντελεστή  $c_{pe}$  στο Σχήμα 3.15.

Προβολή ζώνης για τον άνεμο

Σταθερή παράμετρος  
 Ξορτιζόμενη επιφάνεια - A [m] 10  
 Ύψος κτιρίου - h [m] 4

Εξαρτάται από την διεύθυνση του ανέμου  
 Διεύθυνση ανέμου 0 b [m] 30 e [m] 8  
 Κύρια διεύθυνση 0 d [m] 20 h/d 0,2

Σχηματική απεικόνιση ζωνών  
 Όψη Τοίχος πλευρικά

Τυπικές τιμές  $c_{pe}$  πίνακα EN 1991-1-4:2007 Πίνακας 7.1

h/d	A,10	A,1	B,10	B,1	C,10	C,1	D,10	D,1	E,10	E,1
0,250	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,7	1,0	-0,3	-0,3
0,250	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,7	1,0	-0,3	-0,3

Τρέχουσες τιμές  $c_{pe}$

h/d	A	B	C	D	E
0,250	-1,200	-0,800	-0,500	0,700	-0,300
0,250	-1,200	-0,800	-0,500	0,700	-0,300

Κλείσιμο Εφαρμογή OK

Προβολή ζώνης για τον άνεμο

Σταθερή παράμετρος  
 Ξορτιζόμενη επιφάνεια - A [m] 10  
 Ύψος κτιρίου - h [m] 5 Γωνία κλίσης  $\alpha$  [°] 5,57761

Εξαρτάται από την διεύθυνση του ανέμου  
 Διεύθυνση ανέμου 0 b [m] 30 e [m] 10  
 Κύρια διεύθυνση 0 d [m] 20 h/d 0,25

Σχηματική απεικόνιση ζωνών

Τυπικές τιμές  $c_{pe}$  πίνακα EN 1991-1-4:2007 Πίνακας 7.4

$\alpha$	F,10	F,1	G,10	G,1	H,10	H,1	I,10	I,1	J,10	J,1
5,000	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6
15,000	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	-0,3	-0,4	-0,4	-1,0	-1,5
15,000	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0

Τρέχουσες τιμές  $c_{pe}$

$\alpha$	F	G	H	I	J
5,578	-1,654	-1,177	-0,583	-0,588	-0,623
5,578	0,012	0,012	0,012	0,000	0,188

Κλείσιμο Εφαρμογή OK

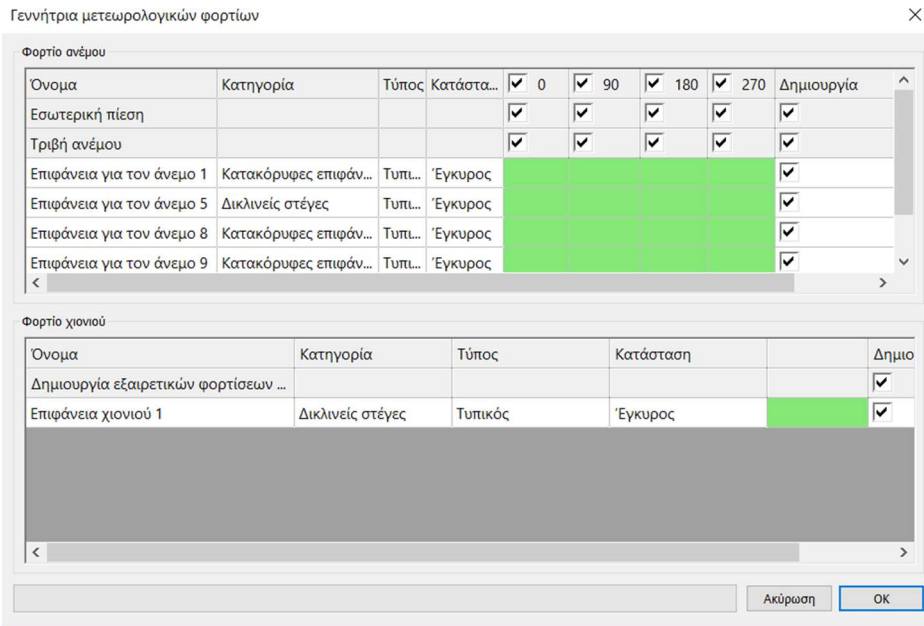
(α) Τιμές  $c_{pe}$  για τις ζώνες πλευρικού τοίχου

(β) Τιμές  $c_{pe}$  για τη δικλινή στέγη

Σχήμα 3.15: Υπολογισμός τιμών  $c_{pe}$  μέσω Consteel

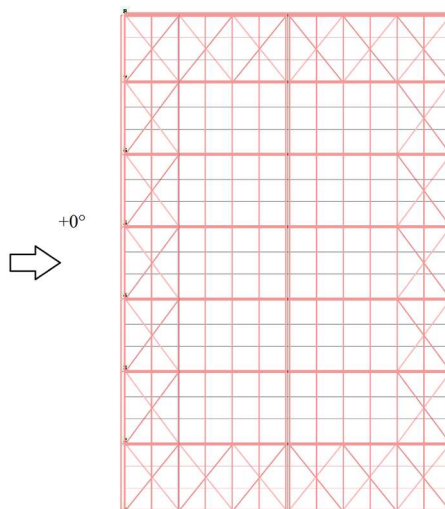
Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.15 το πρόγραμμα χρησιμοποιεί τους Πίνακες του EN1991-1-4 για τον υπολογισμό του εξωτερικού συντελεστή πίεσης οι οποίοι υπάρχουν και παραπάνω (βλ. Πίνακα 3.6&3.7). Για τον υπολογισμό του  $c_{pe}$  για τη δικλινή στέγη με κλίση  $5.5778^\circ$  πραγματοποιείται γραμμική παρεμβολή όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.15(β) ανάμεσα στις τιμές των  $5^\circ$  και  $15^\circ$ .

Για να υπολογιστούν αυτόματα τα φορτία του ανέμου για κάθε διεύθυνση χρησιμοποιείται η εντολή του προγράμματος *γεννήτρια μετεωρολογικών φορτίων* (Σχήμα 3.16) η οποία αντλεί τις απαραίτητες πληροφορίες (εσωτερική πίεση, ταχύτητα πίεσης, τριβή ανέμου, γεωμετρικές παράμετροι) μέσω των επιφανειών κατανομής φορτίου που αναφέρθηκαν παραπάνω.



Σχήμα 3.16: Γεννήτρια μετεωρολογικών φορτίων Consteel

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ +0°



Σχήμα 3.17: Διεύθυνση ανέμου +0°

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας αιχμής του ανέμου είναι  $v_{b,0} = 25m/s$ . Η βασική ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (3.10):

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1.00 \times 1.00 \times 25 = 25m/s$$

Το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους III άρα σύμφωνα με τον Πίνακα 3.5  $z_0 = 0.3m$  και  $z_{min} = 5m$ . Ο συντελεστής εδάφους είναι:

$$K_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.19 \times \left(\frac{0.3}{0.05}\right)^{0.07} = 0.2154$$

Ισχύει ότι  $z_e = 5m$  άρα ο συντελεστής τραχύτητας σύμφωνα με τη σχέση (3.12) θα είναι ίσος με:

$$c_r = K_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.2154 \times \ln\left(\frac{5}{0.3}\right) = 0.6060$$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (3.11) και είναι ίση με:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_{\theta}(z) \times v_b = 0.6060 \times 1.00 \times 25 = 15.15 \text{ m/s}$$

Η ένταση στροβιλισμού θα είναι ίση με :

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_e(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{I}{I \times \ln\left(\frac{5}{0.3}\right)} = 0.3554$$

Άρα η πίεση ταχύτητας αιχμής ισούται σύμφωνα με τη σχέση (3.7) με :

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

Για τον προσδιορισμό των εξωτερικών πιέσεων θα πρέπει να καθοριστούν οι ζώνες A, B, C, D, E για τους κατακόρυφους τοίχους και F, G, H, I για τη στέγη.

$$e = \min\{b; 2 \cdot h\} = \min\{31.2; 10\} = 10 \text{ m} < d = 20.48 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{5}{20.48} = 0.24 \leq 0.25$$

Για  $A > 10 \text{ m}^2$  ισχύει ότι  $c_{pe} = c_{pe,10}$ .

Οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης καθώς και οι τιμές των εξωτερικών πιέσεων των κατακόρυφων τοίχων στις ζώνες A, B, C, D και E και οι αντίστοιχες τιμές της στέγης στις ζώνες F, G, H και I για φορτιζόμενη επιφάνεια μεγαλύτερη των  $10 \text{ m}^2$  δίνονται στον Πίνακα 3.8.

Πίνακας 3.8: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου  $+0^\circ$  για κατακόρυφους τοίχους

ZΩΝΕΣ	$c_{pe}$	$q_p(z_e)$	$w_e$
A	-1.2	+0.5	-0.6
B	-0.8	+0.5	-0.4
C	-0.5	+0.5	-0.25
D	+0.7	+0.5	+0.35
E	-0.3	+0.5	-0.15

Όσον αφορά τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τις στέγες αξίζει να σημειωθεί ότι η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα μεταξύ θετικών και αρνητικών τιμών από γωνίες κλίσης  $5^\circ$  σε  $45^\circ$ . Για τις στέγες θεωρούνται δύο περιπτώσεις: μία με όλες τις τιμές θετικές, και μία με όλες τις τιμές αρνητικές. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά. Γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης μπορεί να χρησιμοποιείται μεταξύ τιμών του ίδιου προσήμου. Επομένως για γωνία κλίσης  $\alpha = 5.5778^\circ$  δίδεται παρακάτω ο Πίνακας 3.9 με τη γραμμική παρεμβολή, μεταξύ  $5^\circ$  και  $15^\circ$ .

Πίνακας 3.9: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης

Κλίση $\alpha$	$c_{pe}$				
	Προσήνεμη πλευρά			Υπήνεμη πλευρά	
	F	G	H	I	J
$5^\circ$	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	+0.2
	+0.0	+0.0	+0.0	-0.6	-0.6
$5.5778^\circ$	-1.654	-1.177	-0.583	-0.588	-0.623
	+0.012	+0.012	+0.012	+0.0	+0.188
$15^\circ$	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0
	+0.2	+0.2	+0.2	+0.0	+0.0

Πίνακας 3.10: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου +0° για δικλινή στέγη

ΖΩΝΕΣ	$c_{pe}$	$q_p(z_e)$	$w_e$
F	-1.654	+0.5	-0.827
	+0.012	+0.5	+0.006
G	-1.177	+0.5	-0.5885
	+0.012	+0.5	+0.006
H	-0.583	+0.5	-0.2915
	+0.012	+0.5	+0.006
I	-0.588	+0.5	-0.294
	+0.00	+0.5	+0.00
J	-0.623	+0.5	-0.3115
	+0.188	+0.5	+0.094

Ο υπολογισμός των εσωτερικών πιέσεων, οι οποίες δρουν καθέτως προς τις εσωτερικές επιφάνειες της κατασκευής, γίνεται σύμφωνα με τη Σχέση (3.6) :

- Για  $c_{pi} = +0.2$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} = 0.5 \times 0.2 = +0.10 \text{ kN/m}^2$$

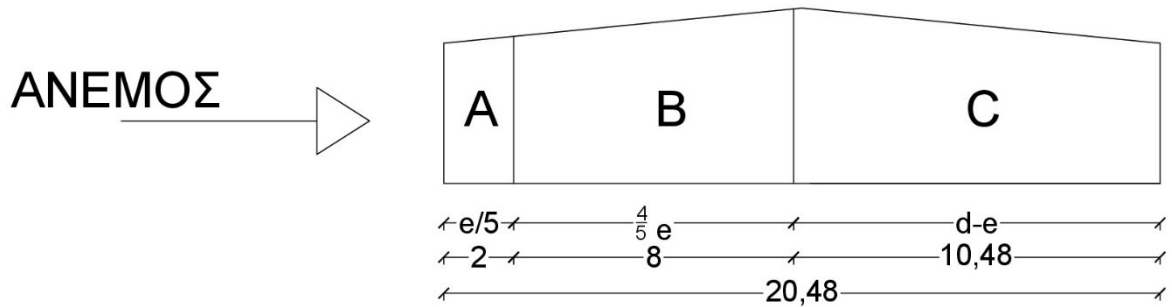
- Για  $c_{pi} = -0.3$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} = 0.5 \times (-0.3) = -0.15 \text{ kN/m}^2$$

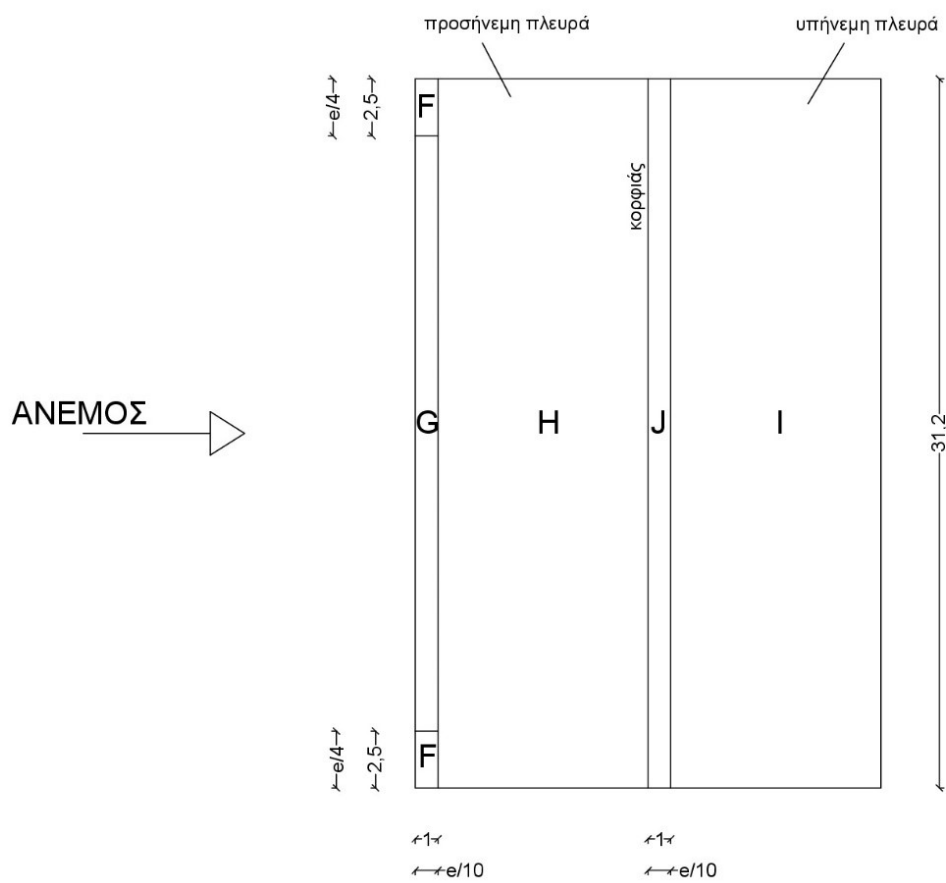
Επομένως για άνεμο με διεύθυνση +0° υπάρχουν συνολικά 12 διαφορετικές περιπτώσεις φόρτισης, οι οποίες διαφέρουν λόγω διαφορετικού συντελεστή εσωτερικής πίεσης και λόγω του πρόσημου του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στις πλευρές (προσήνεμη F,G,H και υπήνεμη I,J) της στέγης και είναι οι εξής :

- Χωρίς εσωτερική πίεση
  1. F, G, H > 0 , I, J > 0
  2. F, G, H > 0 , I, J < 0
  3. F, G, H < 0 , I, J > 0
  4. F, G, H < 0 , I, J < 0
- Για  $c_{pi} = +0.2$ 
  5. F, G, H > 0 , I, J > 0
  6. F, G, H > 0 , I, J < 0
  7. F, G, H < 0 , I, J > 0
  8. F, G, H < 0 , I, J < 0
- Για  $c_{pi} = -0.3$ 
  9. F, G, H > 0 , I, J > 0
  10. F, G, H > 0 , I, J < 0
  11. F, G, H < 0 , I, J > 0
  12. F, G, H < 0 , I, J < 0

Η σχηματική απεικόνιση των ζωνών A, B, C κατακόρυφων τοίχων και F, G, H, I και J παρατίθεται στο Σχήμα 3.18.



(α)



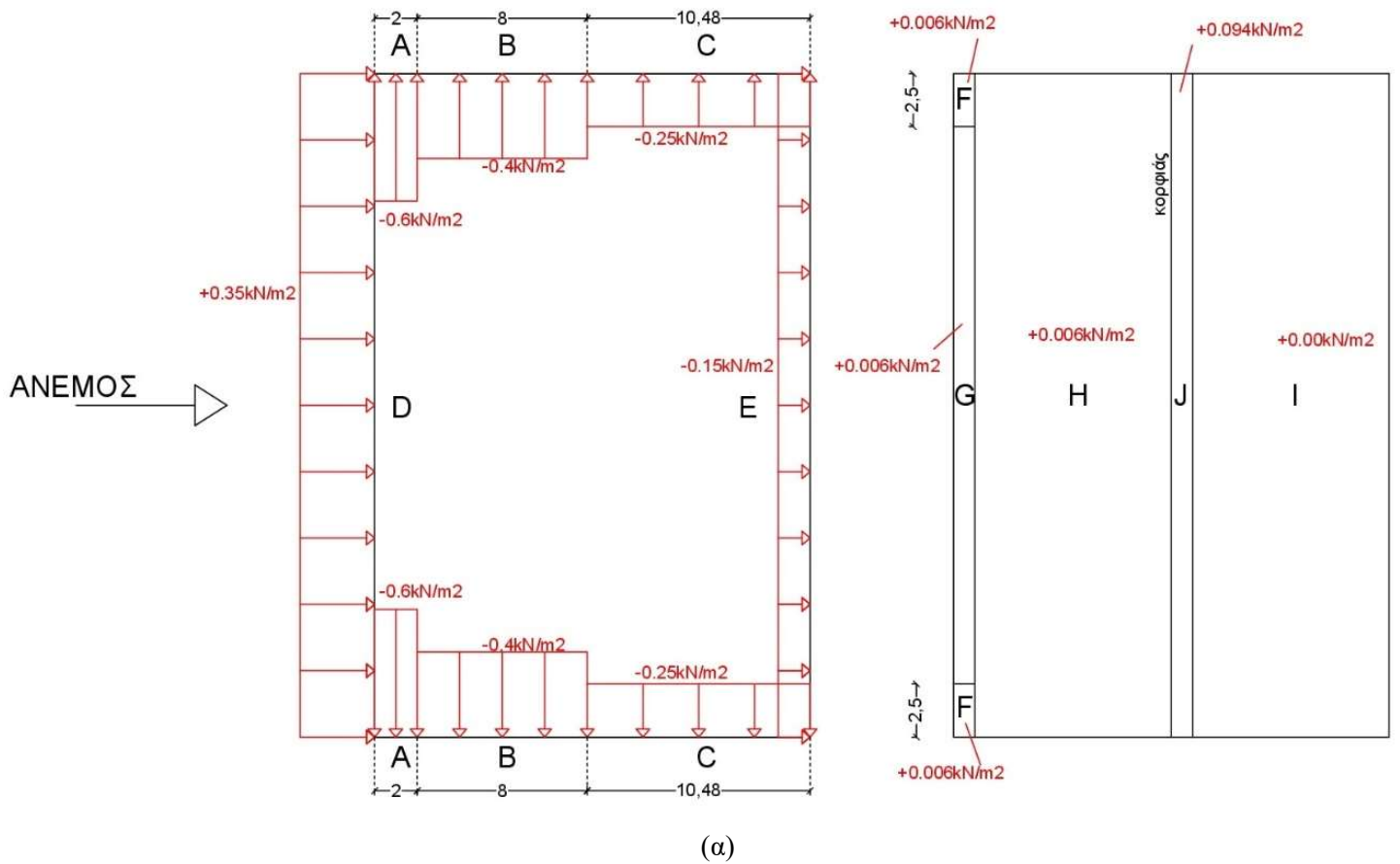
(β)

Σχήμα 3.18: Απεικόνιση των ζωνών (α) A, B, C και (β) F, G, H, I, J

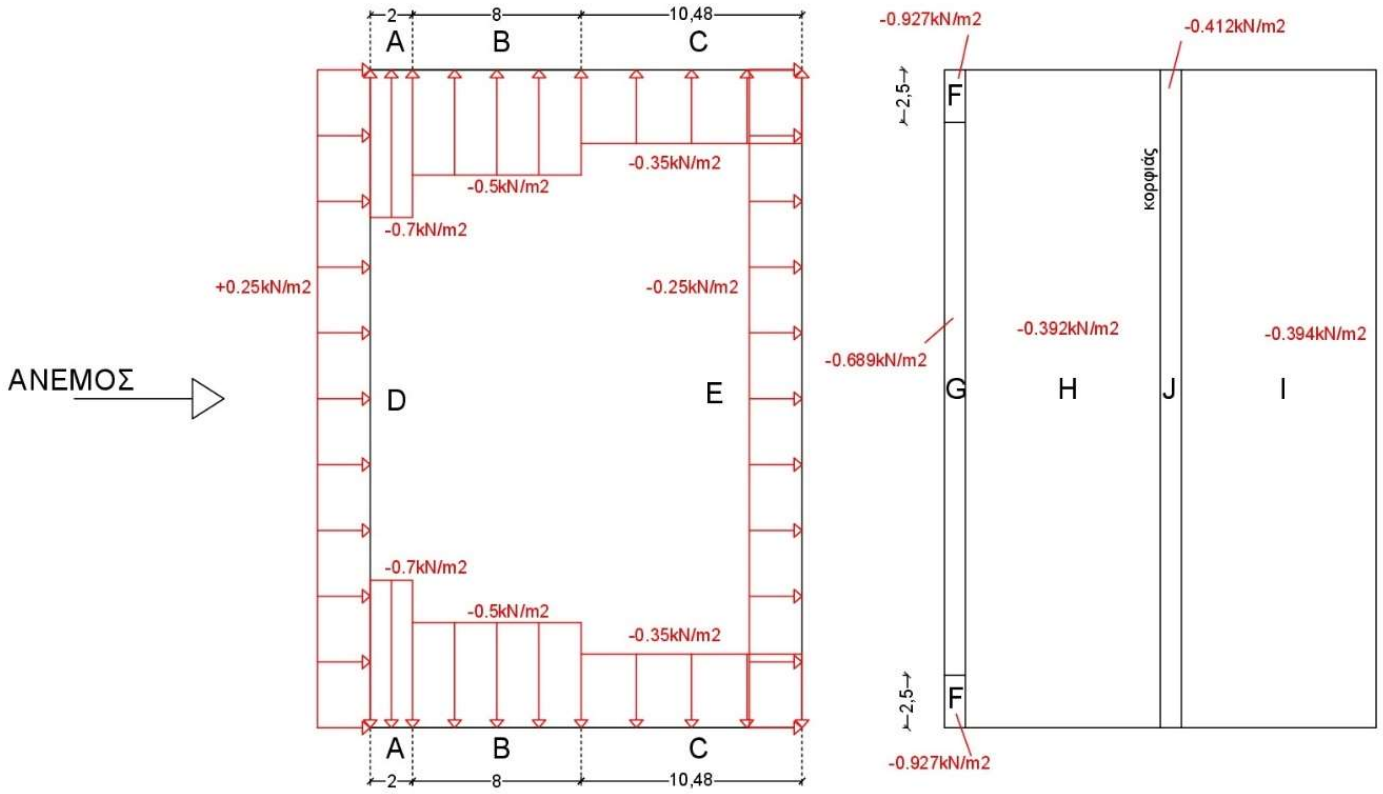
Η τελική πίεση θα προκύψει ως η διαφορά μεταξύ των πιέσεων στις δύο επιφάνειες (εξωτερική, εσωτερική) λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημο τους. Στον Πίνακα 3.11 παρουσιάζονται οι τελικές πιέσεις για τη διεύθυνση ανέμου  $+0^\circ$  για κάθε μία από τις περιπτώσεις που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 3.11: Τελικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου +0°  $w_{ολ}(kN/m^2)$

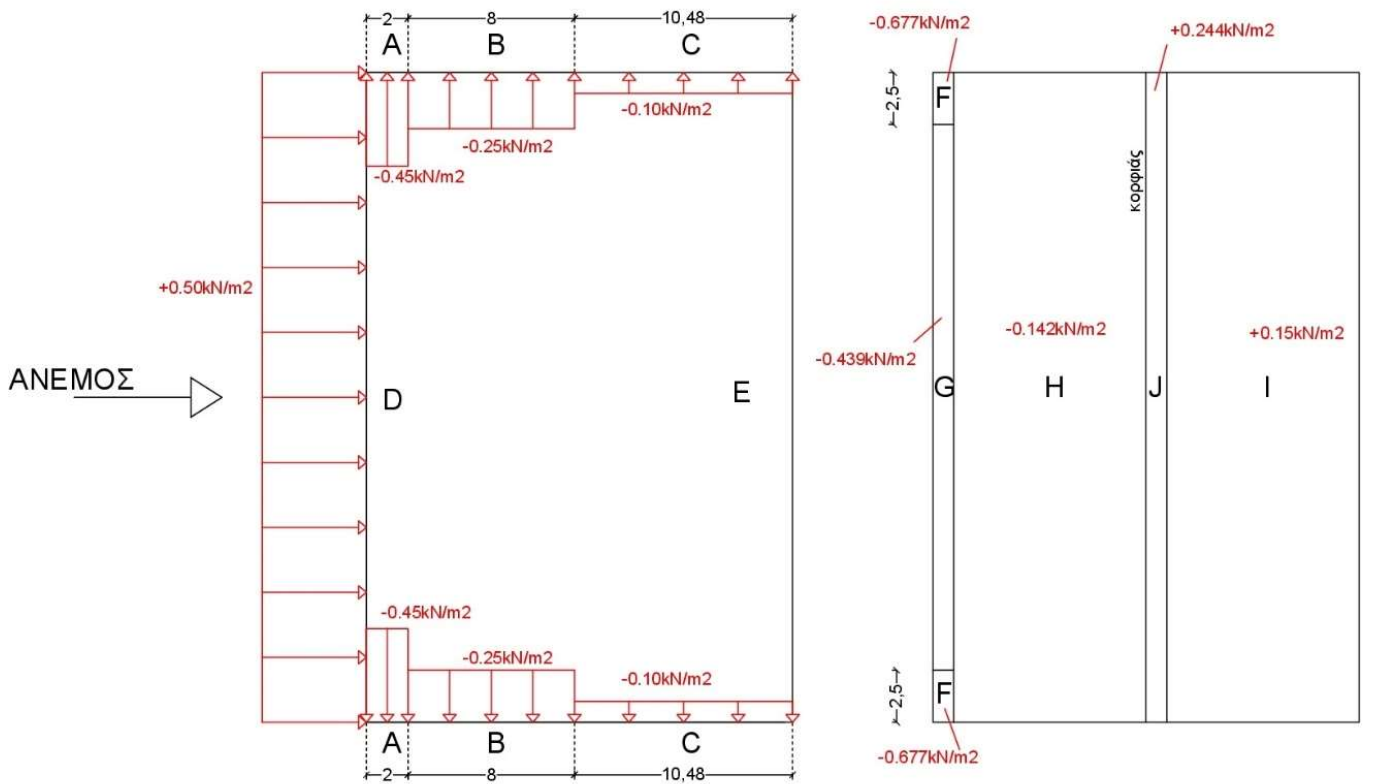
	$w_{ολ}(kN/m^2)$											
	Για $c_{pi} = 0$				Για $c_{pi} = +0.2$				Για $c_{pi} = -0.3$			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
A	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.45	-0.45	-0.45	-0.45
B	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25
C	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.35	-0.35	-0.35	-0.35	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
D	+0.35	+0.35	+0.35	+0.35	+0.25	+0.25	+0.25	+0.25	0.5	0.5	0.5	0.5
E	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	0	0	0	0
F	+0.006	+0.006	-0.827	-0.827	-0.094	-0.094	-0.927	-0.927	0.156	0.156	-0.677	-0.677
G	+0.006	+0.006	-0.589	-0.589	-0.094	-0.094	-0.689	-0.689	0.156	0.156	-0.439	-0.439
H	+0.006	+0.006	-0.292	-0.292	-0.094	-0.094	-0.392	-0.392	0.156	0.156	-0.142	-0.142
I	+0.00	-0.294	+0.00	-0.294	-0.1	-0.394	-0.1	-0.394	0.15	-0.144	+0.15	-0.144
J	+0.094	-0.312	+0.094	-0.312	-0.006	-0.412	-0.006	-0.412	+0.244	-0.162	+0.244	-0.162







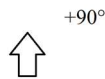
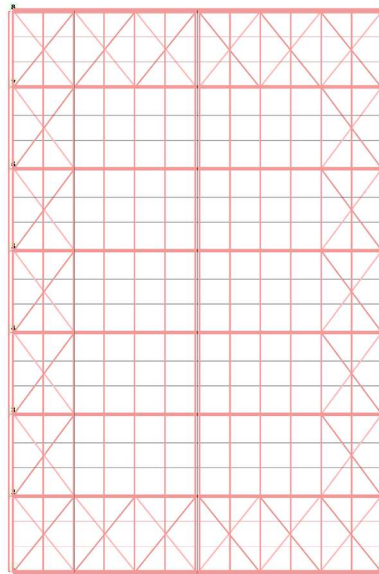
(β)



(γ)

Σχήμα 3.19: Απεικόνιση των περιπτώσεων (α) 1, (β) 8 και (γ) 11 φορτίων ανέμου για διεύθυνση +0°

### ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ +90°



Σχήμα 3.20: Διεύθυνση ανέμου +90°

Για τη διεύθυνση ανέμου +90° οι υπολογισμοί μέχρι και την πίεση ταχύτητας  $q_p(z) = 0.5\text{kN/m}^2$  παραμένουν ίδιοι με τη διεύθυνση ανέμου +0°. Όσον αφορά τις ζώνες των εξωτερικών πιέσεων θα είναι διαφορετικές. Παρακάτω δίδεται ο Πίνακας 3.12 με τις εξωτερικές πιέσεις για τους κατακόρυφους τοίχους.

Πίνακας 3.12: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου +90° για κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΕΣ	$c_{pe}$	$q_p(z_e)$	$w_e$
A	-1.2	+0.5	-0.6
B	-0.8	+0.5	-0.4
C	-0.5	+0.5	-0.25
D	+0.7	+0.5	+0.35
E	-0.3	+0.5	-0.15

Όσον αφορά τη δικλινή στέγη γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών 5° και 15° για να προσδιοριστούν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης των ζωνών F, G, H, I για γωνία 5.5778°.

Πίνακας 3.13: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης

Κλίση $\alpha$	$c_{pe}$			
	F	G	H	I
5°	-1.6	-1.3	-0.7	-0.6
5.5778°	-1.58	-1.3	-0.69	-0.59
15°	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5

Πίνακας 3.14: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου +90° για δικλινή στέγη

ΖΩΝΕΣ	$c_{pe}$	$q_p(z_e)$	$w_e$
F	-1.58	+0.5	-0.79
G	-1.3	+0.5	-0.65
H	-0.69	+0.5	-0.35
I	-0.59	+0.5	-0.3

Όπως αναφέρεται και παραπάνω ο υπολογισμός των εσωτερικών πιέσεων, οι οποίες δρουν καθέτως προς τις εσωτερικές επιφάνειες της κατασκευής, γίνεται σύμφωνα με τη Σχέση (3.6) :

- Για  $c_{pi} = +0.2$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} = 0.5 \times 0.2 = +0.10 \text{ kN/m}^2$$

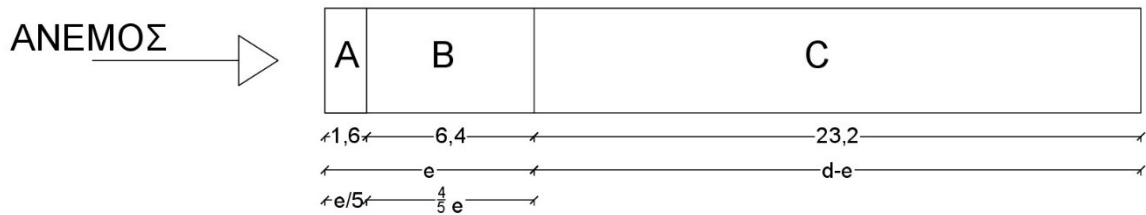
- Για  $c_{pi} = -0.3$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} = 0.5 \times (-0.3) = -0.15 \text{ kN/m}^2$$

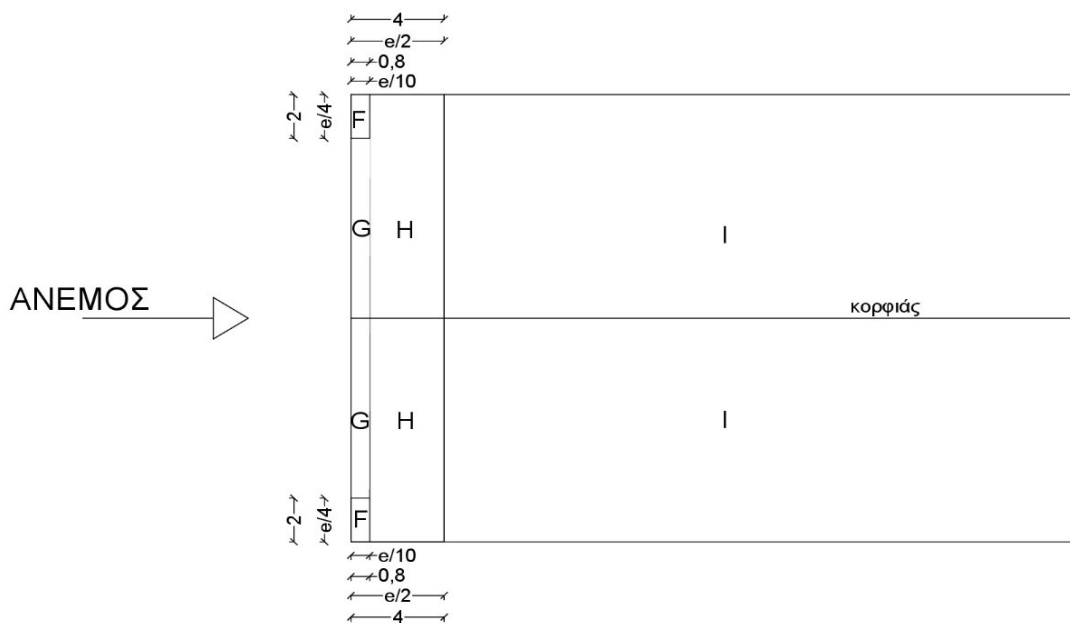
Επομένως για άνεμο με διεύθυνση  $+90^\circ$  υπάρχουν συνολικά 3 διαφορετικές περιπτώσεις φόρτισης οι οποίες διαφέρουν λόγω διαφορετικού συντελεστή εσωτερικής πίεσης.

1. Για  $c_{pi} = +0.00$
2. Για  $c_{pi} = +0.20$
3. Για  $c_{pi} = -0.30$

Η σχηματική απεικόνιση των ζωνών A, B, C κατακόρυφων τοίχων και F, G, H, I και J παρατίθεται στο Σχήμα 3.21.



(α)



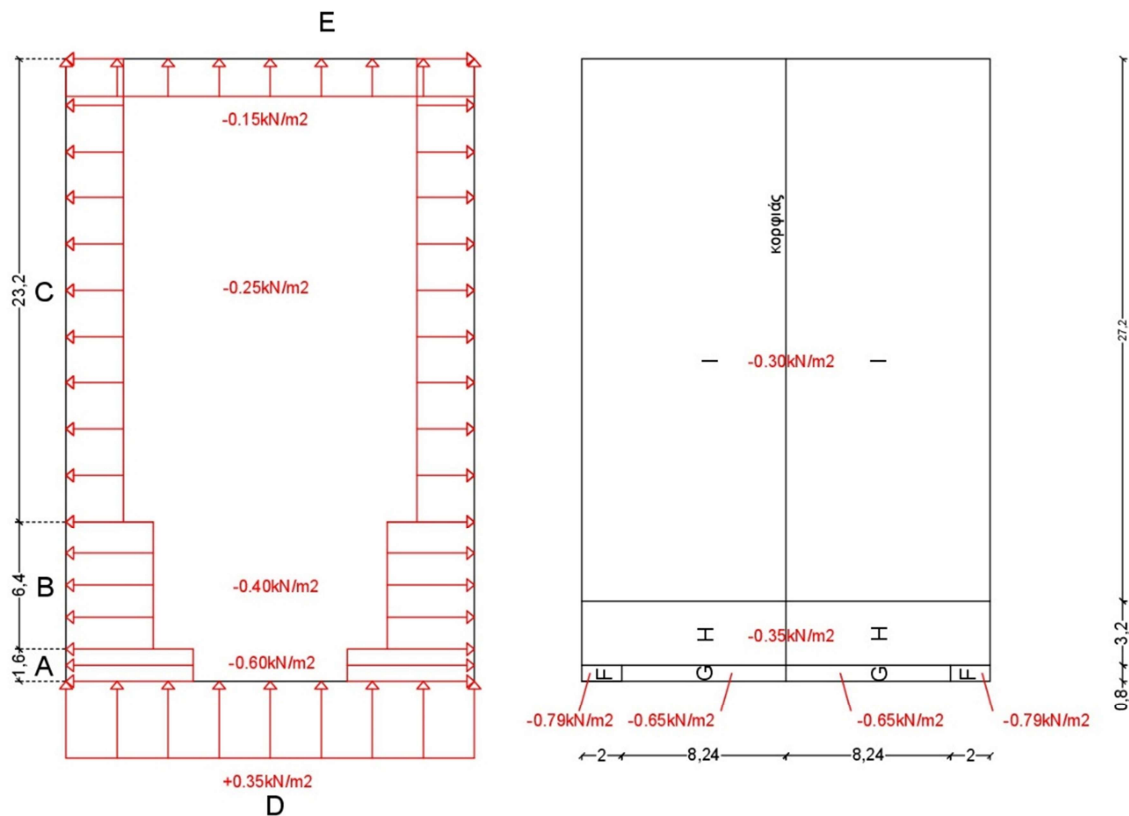
(β)

Σχήμα 3.21: Ζώνες για (α)κατακόρυφους τοίχους και (β)δικλινή στέγη

Η τελική πίεση θα προκύψει ως η διαφορά μεταξύ των πιέσεων στις δύο επιφάνειες (εξωτερική, εσωτερική) λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημο τους. Στον Πίνακα 3.15 παρουσιάζονται οι τελικές πιέσεις για τη διεύθυνση ανέμου +90° για κάθε μία από τις περιπτώσεις που αναφέρθηκαν παραπάνω.

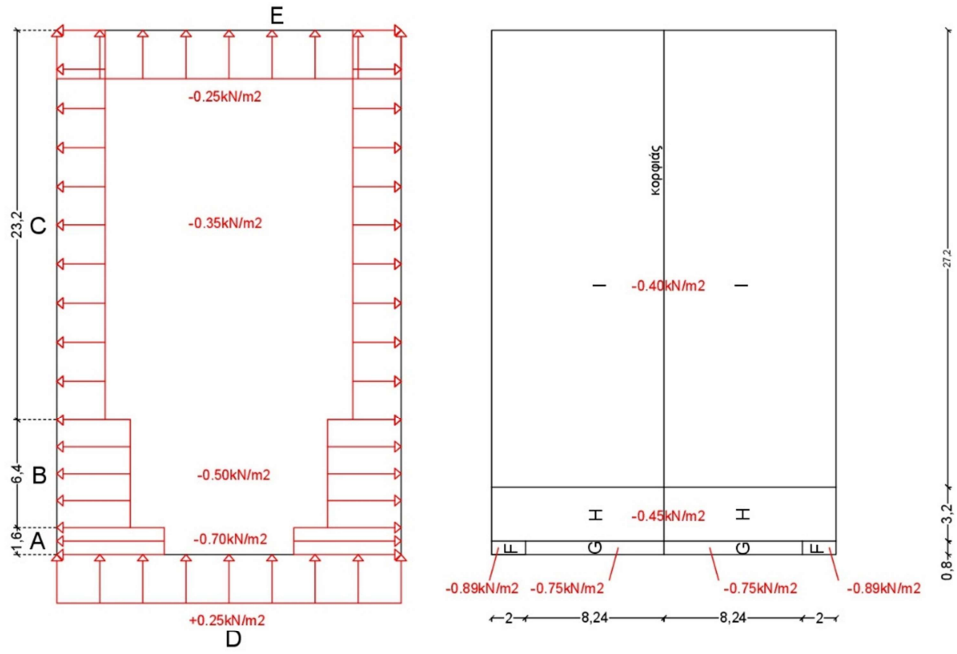
Πίνακας 3.15: Τελικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου +90°  $w_{ολ}(kN/m^2)$

ΖΩΝΕΣ	$w_{ολ}(kN/m^2)$		
	Για $c_{pi} = 0$	Για $c_{pi} = +0.2$	Για $c_{pi} = -0.3$
A	-0.6	-0.7	-0.45
B	-0.4	-0.5	-0.25
C	-0.25	-0.35	-0.1
D	+0.35	+0.25	+0.50
E	-0.15	-0.25	+0.0
F	-0.79	-0.89	-0.64
G	-0.65	-0.75	-0.50
H	-0.35	-0.45	-0.20
I	-0.30	-0.40	-0.15

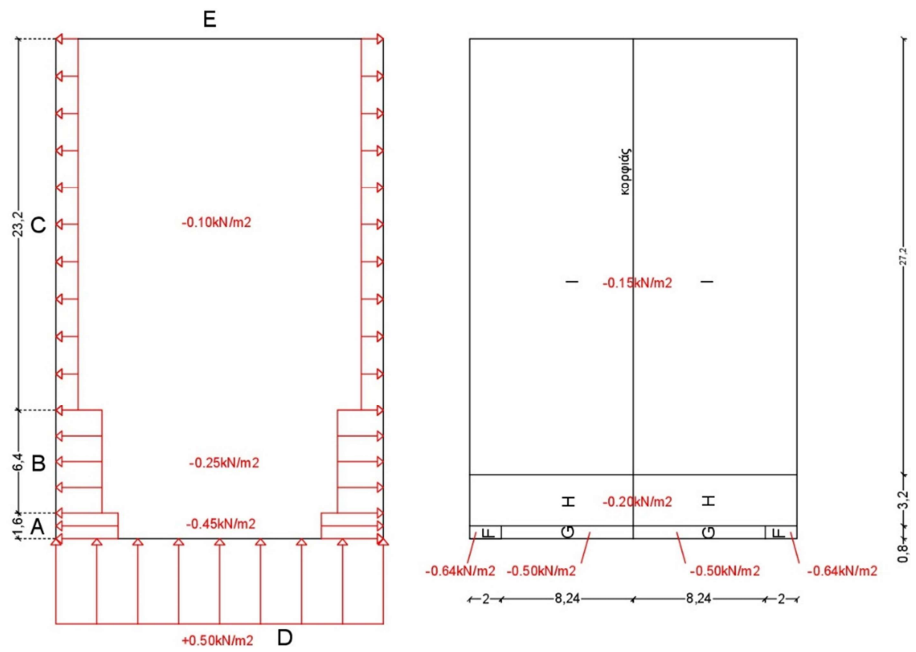


ANEMΟΣ

(α)



ANEMΟΣ  
(β)



ANEMΟΣ  
(γ)

Σχήμα 3.22: Φορτία ανέμου για διεύθυνση +90°

Το κτίριο είναι συμμετρικό ως προς και τις δύο διευθύνσεις οπότε οι εξωτερικές πιέσεις που υπολογίστηκαν για τη διεύθυνση ανέμου  $+0^\circ$  είναι ίδιες αλλά με αντίθετη κατεύθυνση για τη διεύθυνση  $+180^\circ$ . Αντίστοιχα το ίδιο ισχύει και για τις εξωτερικές πιέσεις των διευθύνσεων  $+90^\circ$ ,  $+270^\circ$ .

### 3.2.4 Θερμοκρασιακά φορτία

Οι θερμικές δράσεις σε μια κατασκευή ή σε ένα δομικό στοιχείο είναι οι δράσεις που προκαλούνται από τις μεταβολές των πεδίων θερμοκρασίας εντός συγκεκριμένου χρονικού διαστήματος. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-5, οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή της θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι-χειμώνας), και προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης.

Η διαφορά θερμοκρασίας –ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησης του– λήφθηκε  $\Delta T = \pm 20^\circ C$ .

### 3.2.5 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Η ανάλυση της κατασκευής στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιείται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα EN 1998. Στόχος του είναι να διασφαλίσει ότι σε περίπτωση σεισμού:

- θα παρέχεται προστασία της ανθρώπινης ζωής
- οι βλάβες θα είναι περιορισμένες
- έργα που είναι σημαντικά για την αστική προστασία θα παραμένουν σε λειτουργία

Τα σεισμικά φορτία μπορούν να προσδιοριστούν σύμφωνα με την ιδιομορφική φασματική ανάλυση. Σύμφωνα με αυτή γίνεται πλήρως ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμός της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

#### 3.2.5.1 Βασικές αρχές υπολογισμού σεισμικών δράσεων

Η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται με τη βοήθεια φασμάτων επιτάχυνσης τόσο για τον υπολογισμό των οριζόντιων συνιστωσών όσο και της κατακόρυφης συνιστώσας σχεδιασμού. Λήφθηκαν υπόψη μόνο οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης οι οποίες καθορίζονται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \quad (3.17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[ \frac{T_C}{T_D} \right] \geq \beta \times a_g \quad (3.18)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[ \frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \geq \beta \times a_g \quad (3.19)$$

Όπου:

- $a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σε έδαφος κατηγορίας A ( $a_g = \gamma_I a_{gR}$ )  
 $T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης  
 $T_B$  είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης  
 $T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης  
 $T_D$  είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος  
 $S$  είναι ο συντελεστής εδάφους  
 $q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς  
 $\beta$  είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς  $a_{gR}$  σε έδαφος κατηγορίας A, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο.

Οι τιμές των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  και αυτή του συντελεστή εδάφους  $S$ , που περιγράφουν την μορφή του φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους. Οι κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E που καθορίζονται από τη στρωματογραφία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση.

Πίνακας 3.16: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 2

Εδαφικός Τύπος	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Πίνακας 3.17: Κατηγορία Εδάφους

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
B	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.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.
$S_1$	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ( $PI > 40$ ) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.
$S_2$	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή $S_1$

Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης. Οι κατηγορίες σπουδαιότητας χαρακτηρίζονται από διαφορετικούς συντελεστές σπουδαιότητας  $\gamma_I$ .

Πίνακας 3.18: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	$\gamma_I$
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	0.80
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.	1.00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1.20
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.	1.40

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκριση του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικής συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται ο δείκτης συμπεριφοράς, είναι η διαθέσιμη πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα, η υστερική απόσβεση και άλλοι. Η τιμή του  $q$  ορίζεται, γενικά, για ολόκληρο το κτίριο. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες



διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

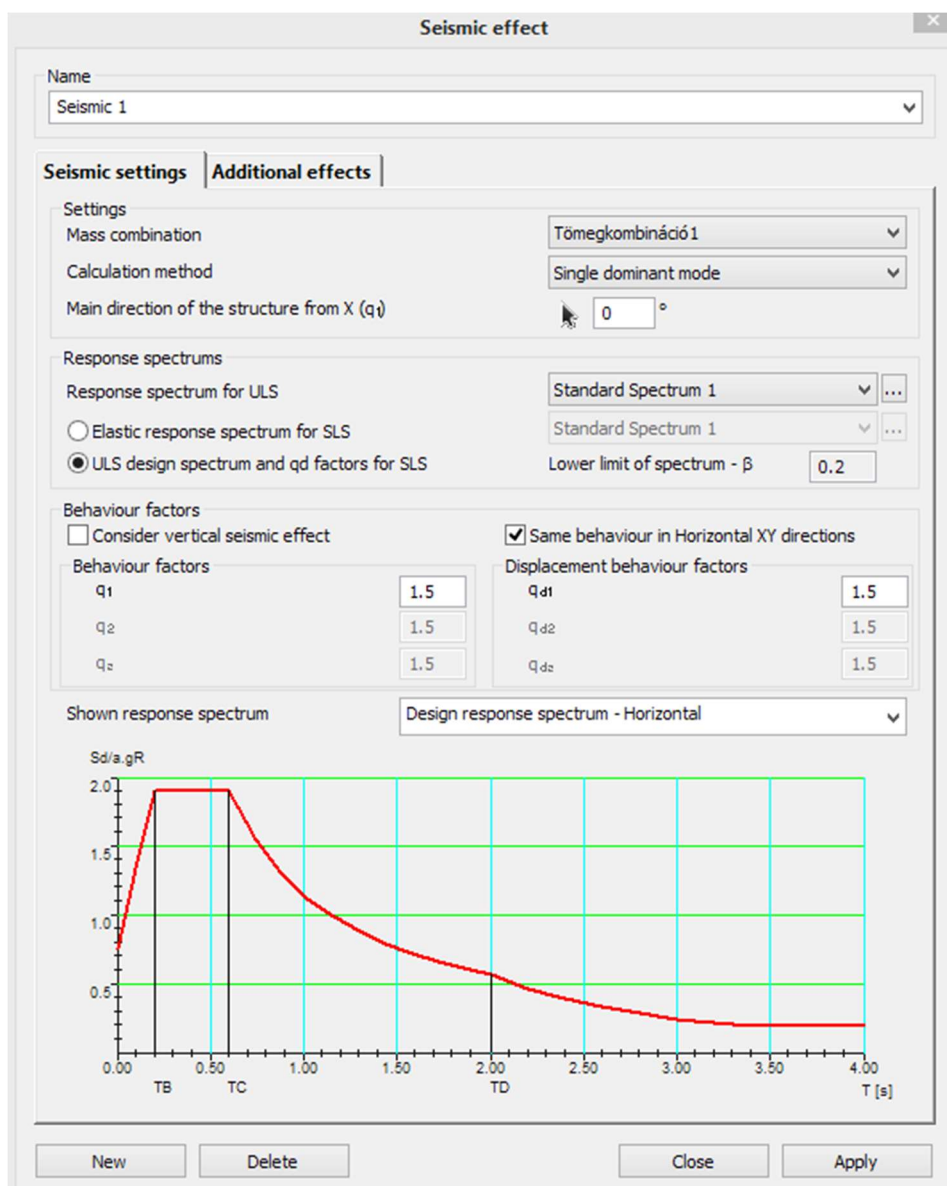
### 3.2.5.2 Υπολογισμός Σεισμικών Δράσεων

Το κτίριο βρίσκεται στην Κεντρική Ευρώπη και σύμφωνα με τα στοιχεία που δόθηκαν η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς είναι  $a_{gR} = 0.5\text{m/s}^2$ .

Η χρήση του κτιρίου είναι βιομηχανική άρα υπόκειται στην κατηγορία σπουδαιότητας II με συντελεστή  $\gamma_I = 1.00$ . Ο τύπος του εδάφους είναι κατηγορίας C επομένως με βάση τον Πίνακα 3.16 έχουμε  $S = 1.5$ ,  $T_B = 0.10\text{s}$ ,  $T_C = 0.25\text{s}$ ,  $T_D = 1.2\text{s}$ .

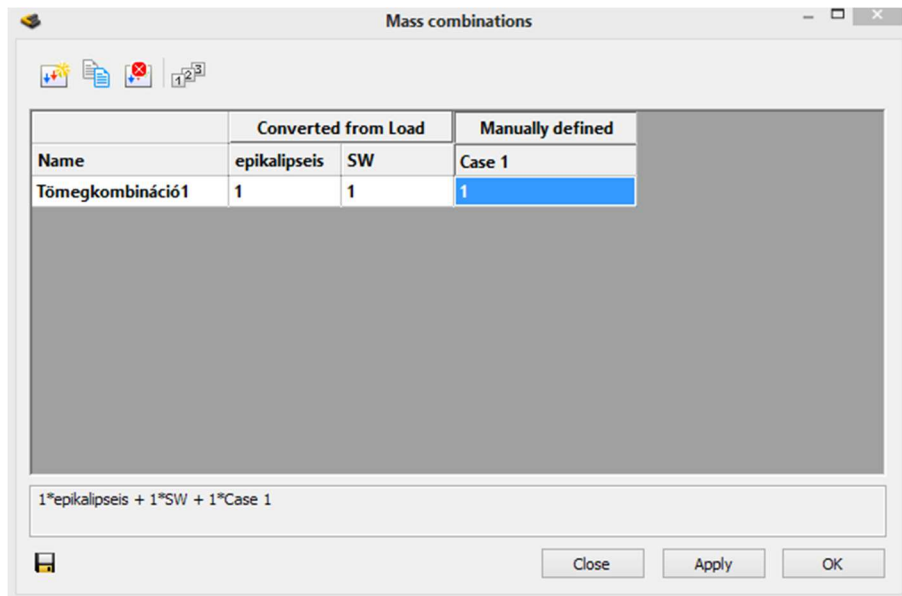
Επιλέχθηκε  $q = 1.5$  για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και των ελέγχων ικανοτικού σχεδιασμού.

Τα παραπάνω στοιχεία περάστηκαν στο πρόγραμμα Consteel 10 προκειμένου να υπολογιστεί ο σεισμός όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.23.



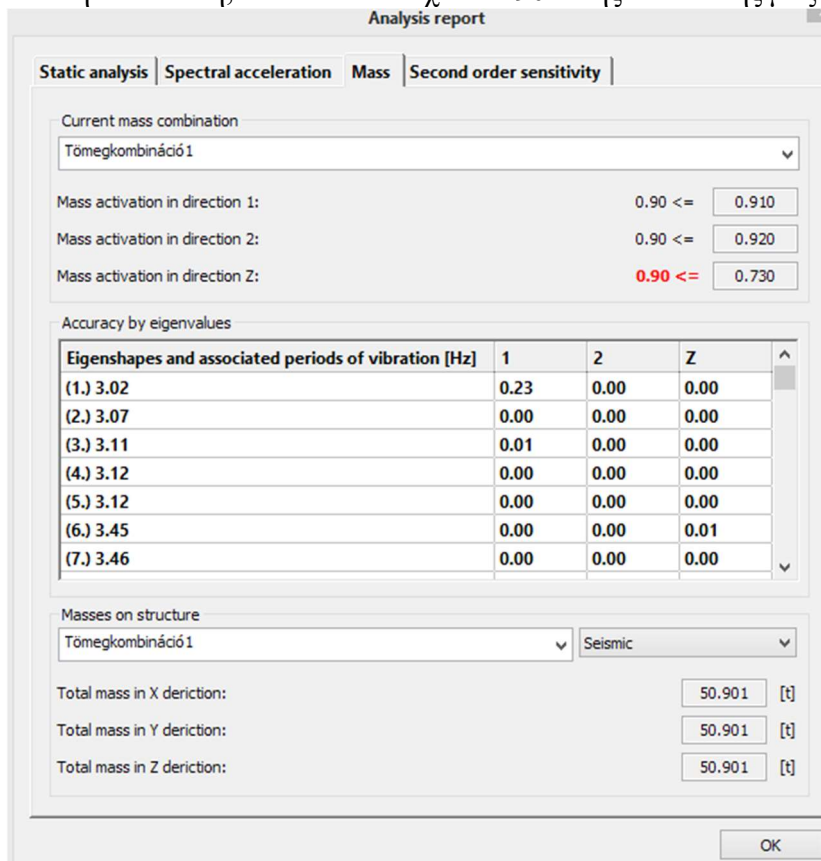
Σχήμα 3.23: Σεισμός στο Consteel 10

Ως συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε η μάζα που προέρχεται από τα μόνιμα φορτία  $G$ , δηλαδή ίδιο βάρος κατασκευής και επικαλύψεις.

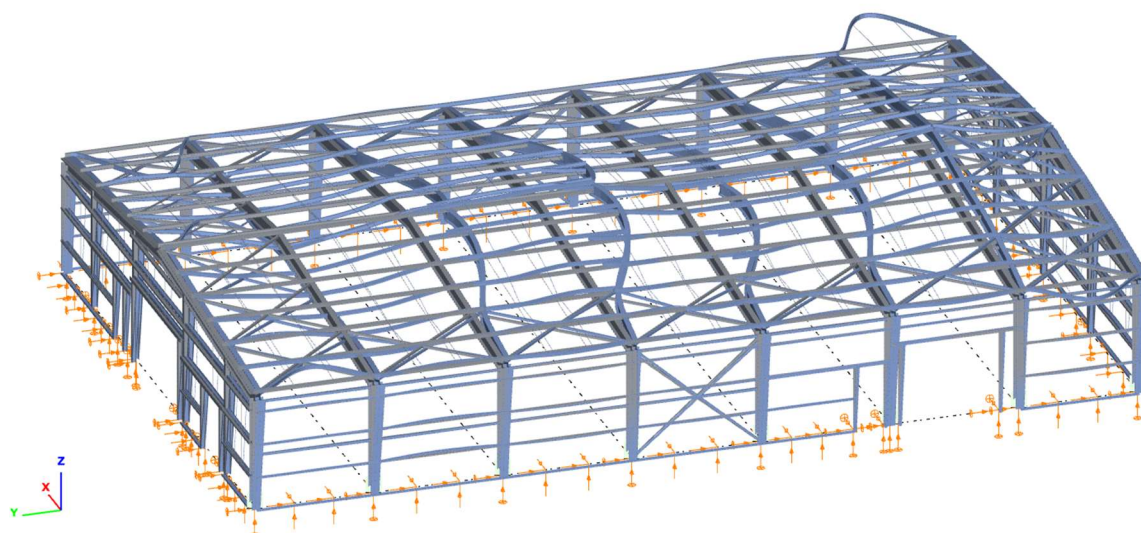


Σχήμα 3.24: Συμμετέχουσα μάζα στο σεισμό

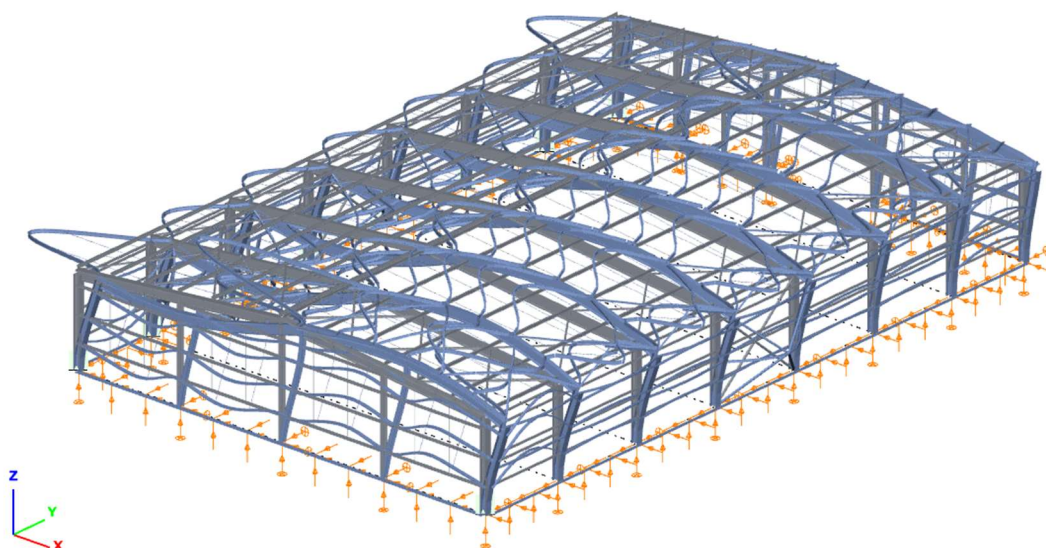
Ο βασικός κανόνας για τον ελάχιστο αριθμό ιδιομορφών είναι ότι το άθροισμα των συμμετεχουσών ιδιομορφικών μαζών για αυτές στη διεύθυνση κάθε σεισμικής συνιστώσας που λαμβάνεται στην ανάλυση, να είναι τουλάχιστον 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου.



Σχήμα 3.25: Συμμετέχουσες ιδιομορφικές μάζες κατά X, Y



(α)



(β)

Σχήμα 3.26: Ιδιομορφές του κτιρίου

### 3.3 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

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

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

Οι καταστάσεις αυτές (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (partial safety factor) οι οποίοι είναι σχεδόν πάντα μεγαλύτεροι ή ίσοι προς τη μονάδα. Οι προβλεπόμενες από τον Ευρωκώδικα τιμές των συντελεστών ασφαλείας συνοψίζονται στον Πίνακα 3.19.

Πίνακας 3.19: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
$\gamma_G$	1.35	1.0	1.0	1.0
$\gamma_Q$	1.5	0	1.0	0
$\gamma_A, \gamma_E$	1.0	0	-	-

Όπου:

- $G$  μόνιμες δράσεις (ίδια βάρη φέρουσας κατασκευής, λοιπά μόνιμα φορτία)  
 $Q$  μεταβλητές δράσεις (ωφέλιμα φορτία, χιόνι, άνεμος κλπ.)  
 $A$  τυχηματικές δράσεις(προσκρούσεις οχημάτων, πυρκαγιά)  
 $E$  σεισμικές δράσεις

Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μεγίστων διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση έχει μεγάλη πιθανότητα ταύτισης με την χαρακτηριστική τιμή άλλων δράσεων. Συνεπώς οι μεταβλητές δράσεις έχουν εκτός από:

- μία χαρακτηριστική τιμή  $Q_k$ ,  
 μία τιμή συνδυασμού  $\psi_0 Q_k$ ,  
 μία συχνή τιμή  $\psi_1 Q_k$ ,  
 και μία οιονεί μόνιμη τιμή  $\psi_2 Q_k$ .

Οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού δίνονται στο Εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα 0 και συνοψίζονται στον Πίνακα 3.20.

Πίνακας 3.20: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτίρια

ΔΡΑΣΕΙΣ	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων			
Βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων			
$30\text{kN} \leq$ βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με $H > 1000\text{m}$	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με $H \leq 1000\text{m}$	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (εκτός τυρκαϊάς) σε κτίρια	0.6	0.5	0

### 3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι οριακές αυτές καταστάσεις συνδέονται με την ασφάλεια του έργου. Ο έλεγχος έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας γίνεται για να δειχθεί ότι η κατασκευή είναι σε θέση να ανθίστανται με επαρκή ασφάλεια τις επιρροές των διαφόρων δράσεων σε όλη την προβλεπόμενη ζωή του έργου.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε:

- απώλεια της στατικής ισορροπίας του φορέα,
- υπέρβαση της αντίστασης του φορέα ή μεμονωμένων φερόντων στοιχείων λόγω αστοχίας κρίσιμων διατομών, μετατροπής του φορέα σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας, κόπωσης.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.20)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.21)$$

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.22)$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διάφορων δράσεων).

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι είτε επαρκούς αντοχής των διατομών είτε ευστάθειας των μελών του φορέα. Ο προσδιορισμός των τιμών αντοχής σχεδιασμού γίνεται με βάση την κατάταξη των διατομών, πρέπει δε να λαμβάνονται υπόψη οι επιρροές της διατμητικής υστέρησης και του τοπικού λυγισμού μέσω ενός ενεργού πλάτους, καθώς και οι επιρροές της κύρτωσης λόγω διάτμησης σύμφωνα με το EN 1993-1-5. Οι έλεγχοι σε επίπεδο διατομής είναι οι εξής:

- Εφελκυσμός
- Θλίψη
- Μονοαξονική(ή απλή) κάμψη
- Τέμνουσα
- Στρέψη
- Στρέψη και διάτμηση
- Κάμψη και τέμνουσα
- Κάμψη και αξονική δύναμη

Οι περιπτώσεις φορτίσεως για τις οποίες η αντοχή των μελών δεν προκύπτει από την αντοχή των διατομών τους, αλλά απαιτείται η θεώρηση ολόκληρου του μέλους ως στοιχείου αναφοράς είναι οι εξής:

- Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης
- Στρεπτικός λυγισμός
- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη
- Στρεπτοκαμπτικός(ή πλευρικός) λυγισμός μη προστατευμένων πλευρικά δοκών σταθερής διατομής υπό κάμψη περί τον ισχυρό άξονα
- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη και κάμψη

### 3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι οριακές αυτές καταστάσεις συνδέονται με την ικανότητα λειτουργίας του έργου με τρόπο ώστε να ικανοποιεί τις απαιτήσεις της προβλεπόμενης χρήσης. Υπέρβαση των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας οφείλεται σε:

- υπερβολικές παραμορφώσεις,
- ταλαντώσεις που οδηγούν σε αίσθημα ανασφάλειας,
- υπερβολικές ρηγματώσεις.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.23)$$

2. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.24)$$

3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.25)$$

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ασχολείται με την επιβεβαίωση ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο EN1993-1-1, όπου ορίζονται τα ακόλουθα:

Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

Πίνακας 3.21: Όρια κατακόρυφων βελών

Φορέας	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Το όριο για τις οριζόντιες μετατοπίσεις για μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες είναι:

$$u \leq \frac{H}{150} \quad (3.26)$$

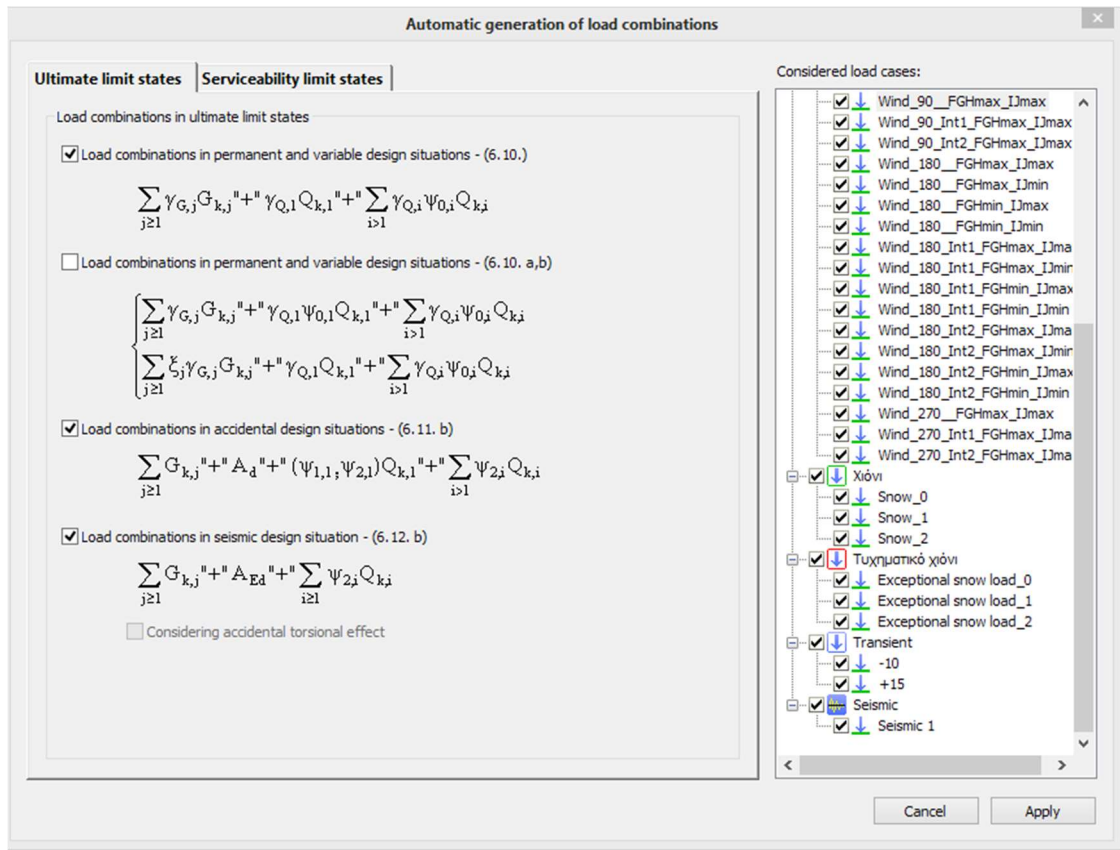
Όπου  $u$  είναι η μετακίνηση,  $H$  είναι το ύψος του κτιρίου.

### 3.3.3 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου

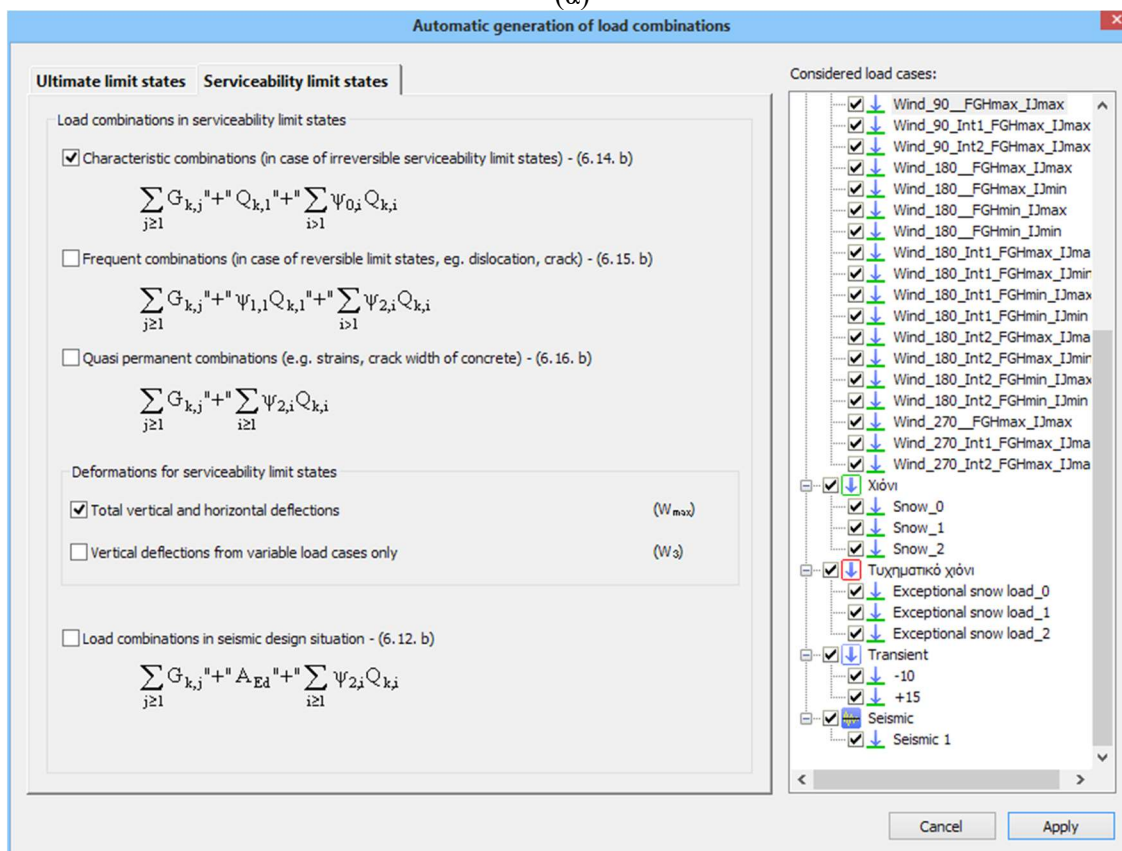
Στον Πίνακα 3.22 δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή και οι αντίστοιχοι συντελεστές  $\psi$ .

Πίνακας 3.22: Φορτία κατασκευής και αντίστοιχοι συντελεστές  $\psi$

ΦΟΡΤΙΑ	ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Μόνιμα φορτία	G	-		
Κινητό φορτίο στέγης	Q	0	0	0
Χιόνι	S	0.5	0.2	0
Άνεμος +0°	$W_{0^\circ}$	0.6	0.2	0
Άνεμος +90°	$W_{90^\circ}$			
Άνεμος +180°	$W_{180^\circ}$			
Άνεμος +270°	$W_{270^\circ}$			
Θερμοκρασία	T	0.6	0.5	0
Σεισμός κατά X	$E_X$	-		
Σεισμός κατά Y	$E_Y$			
Τυχηματικό χιόνι	ES			



(α)



(β)

Σχήμα 3.27: Αυτόματη δημιουργία συνδυασμών φορτίσεων στο Consteel



Οι συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας διαμορφώνονται ως εξής:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\begin{aligned}(\text{ULS1}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{0^\circ} + (1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS2}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{90^\circ} + (1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS3}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{180^\circ} + (1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS4}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{270^\circ} + (1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS5}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{0^\circ} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS6}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{90^\circ} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS7}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{180^\circ} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS8}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{270^\circ} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS9}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{0^\circ} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S) \\(\text{ULS10}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{90^\circ} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S) \\(\text{ULS11}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{180^\circ} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S) \\(\text{ULS12}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{270^\circ} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S) \\(\text{ULS13}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + (1.5 \cdot 0.6 \cdot T)\end{aligned}$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\begin{aligned}(\text{ULS14}): & 1 \cdot G + 1 \cdot ES + 0.2 \cdot W_{0^\circ} \\(\text{ULS15}): & 1 \cdot G + 1 \cdot ES + 0.2 \cdot W_{90^\circ} \\(\text{ULS16}): & 1 \cdot G + 1 \cdot ES + 0.2 \cdot W_{180^\circ} \\(\text{ULS17}): & 1 \cdot G + 1 \cdot ES + 0.2 \cdot W_{270^\circ} \\(\text{ULS18}): & 1 \cdot G + 1 \cdot ES\end{aligned}$$

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\begin{aligned}(\text{ULS19}): & 1 \cdot G + E_X + 0.3E_Y \\(\text{ULS20}): & 1 \cdot G + E_X - 0.3E_Y \\(\text{ULS21}): & 1 \cdot G - E_X + 0.3E_Y \\(\text{ULS22}): & 1 \cdot G - E_X - 0.3E_Y \\(\text{ULS23}): & 1 \cdot G + E_Y + 0.3E_X \\(\text{ULS24}): & 1 \cdot G + E_Y - 0.3E_X \\(\text{ULS25}): & 1 \cdot G - E_Y + 0.3E_X \\(\text{ULS26}): & 1 \cdot G - E_Y - 0.3E_X\end{aligned}$$

Οι συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας διαμορφώνονται ως εξής:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\begin{aligned}(\text{SLS1}): & G + W_{0^\circ} + 0.5 \cdot S + 0.6 \cdot T \\(\text{SLS2}): & G + W_{90^\circ} + 0.5 \cdot S + 0.6 \cdot T \\(\text{SLS3}): & G + W_{180^\circ} + 0.5 \cdot S + 0.6 \cdot T \\(\text{SLS4}): & G + W_{270^\circ} + 0.5 \cdot S + 0.6 \cdot T \\(\text{SLS5}): & G + S + 0.6 \cdot W_{0^\circ} + 0.6 \cdot T\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
(\text{SLS6}): & \quad G + S + 0.6 \cdot W_{90^\circ} + 0.6 \cdot T \\
(\text{SLS7}): & \quad G + S + 0.6 \cdot W_{180^\circ} + 0.6 \cdot T \\
(\text{SLS8}): & \quad G + S + 0.6 \cdot W_{270^\circ} + 0.6 \cdot T \\
(\text{SLS9}): & \quad G + T + 0.6 \cdot W_{0^\circ} + 0.5 \cdot S \\
(\text{SLS10}): & \quad G + T + 0.6 \cdot W_{90^\circ} + 0.5 \cdot S \\
(\text{SLS11}): & \quad G + T + 0.6 \cdot W_{180^\circ} + 0.5 \cdot S \\
(\text{SLS12}): & \quad G + T + 0.6 \cdot W_{270^\circ} + 0.5 \cdot S \\
(\text{SLS13}): & \quad G + Q + 0.6 \cdot T
\end{aligned}$$

## 2. Συχνός συνδυασμός

Καλύπτεται από τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς.

## 3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

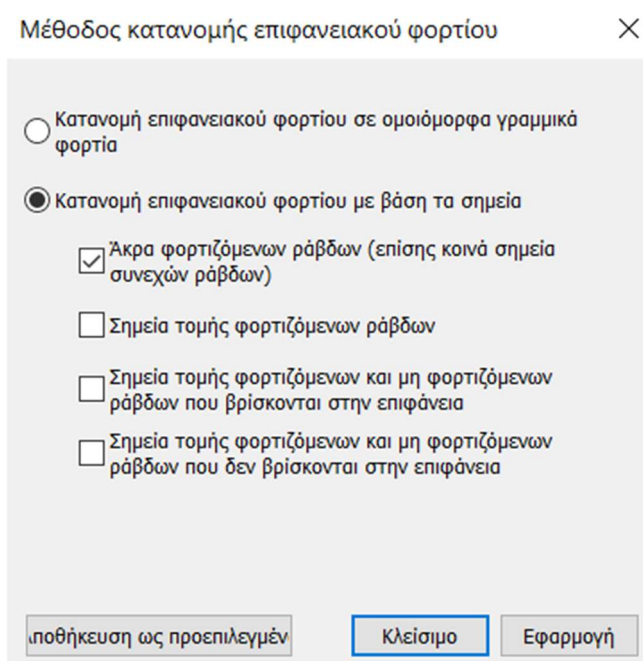
Καλύπτεται από τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς.

## 4 Διαστασιολόγηση

### 4.1 Γενικά

Η διαστασιολόγηση όλων των δομικών στοιχείων της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του EN 1993 με χρήση του προγράμματος Consteel 10. Για την τελική επιλογή των διατομών έγιναν επαναληπτικές διαδικασίες προκειμένου να προσεγγιστεί η οικονομικά βέλτιστη λύση.

Ο υπολογισμός των φορτίων καθώς και η δημιουργία των συνδυασμών φορτίσεων παρουσιάστηκαν στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο. Τα φορτία αυτά περάστηκαν μέσω των επιφανειών κατανομής φορτίου. Οι επιφάνειες αυτές κατανέμουν τα επιφανειακά φορτία στα επιλεγμένα μέλη ως γραμμικά φορτία. Το τελικό αποτέλεσμα των δυνάμεων όλων των γραμμικών φορτίων είναι το ίδιο με αυτό των φορτίων της αντίστοιχης πλευράς.



Σχήμα 4.1: Μέθοδος κατανομής επιφανειακού φορτίου στο Consteel

Στο Consteel πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση πρώτης τάξης. Η ανάλυση πρώτης τάξης υπολογίζει την απόκριση της κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη την αρχική δυσκαμψία του μοντέλου. Έπειτα από ανάλυση για κάθε συνδυασμό φόρτισης προέκυψε συντελεστής καθολικής αστάθειας  $a_{cr} > 10$  για όλες τις φορτίσεις για αυτό και αμελήθηκαν τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης. Για το σχεδιασμό καθολικής ευστάθειας πραγματοποιείται ανάλυση ευαισθησίας λυγισμού, η οποία δίνει μια ανασκόπηση των ιδιομορφών της κατασκευής, ενώ παράλληλα δίνει και για κάθε μέλος τη σχετική ιδιομορφή, η οποία είναι η πιο κατάλληλη για την ανάλυση λυγισμού.

Ορισμός παραμέτρων ανάλυσης

Βασικές ρυθμίσεις | Συνδυασμοί φορτίσεων | Φορτίσεις | Κόμβοι

Καθολικές ρυθμίσεις

Τύπος επίλυσης: Ελαστική

Υπολογισμός συνδυασμών φορτίσεων
  Υπολογισμός απλοποιημένων συνδυασμών με επαλληλία

Καθολικές ατέλειες: - Όχι -

Περιλαμβάνεται η δυσκαμψία της σύνδεσης

Στατικοί υπολογισμοί

Οριακές καταστάσεις αστοχίας:
  Ανάλυση πρώτης τάξης
  Ανάλυση δεύτερας τάξης
  Ελαστική ανάλυση φορτίσεων
  Ελαστική ανάλυση των βασικών τιμών των αντιδράσεων για τον έλεγχο της θεμελίωσης
  Ελαστική ανάλυση των διαγραμμάτων επιρροής

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας:
  Ανάλυση πρώτης τάξης
  Ανάλυση δεύτερας τάξης

Ομάδα μοντέλου που λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς δεύτερας τάξης: - Ολόκληρο το μοντέλο -

Ανάλυση λυγισμού

Ομάδα μοντέλου: - Ολόκληρο το μοντέλο -

Ανώτατο όριο σχετικών ιδιοτιμών λυγισμού: 30,0

Ευαισθησία λυγισμού

Ιδιομορφική ανάλυση

Δυσκαμψία πρώτης τάξης
  Δυσκαμψία δεύτερας τάξης

Αριθμός ιδιομορφιών που λαμβάνονται υπόψη στην σεισμική: 10

Ακύρωση    Επίλυση    Εφαρμογή

Σχήμα 4.2: Ορισμός παραμέτρων ανάλυσης στο Consteel

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι για τα μέλη–διατομές στο Consteel πραγματοποιήθηκαν με βάση τον Ευρωκώδικα 3–Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα. Συγκεκριμένα οι έλεγχοι μελών σε καθολικό λυγισμό έγιναν σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4–Γενική μέθοδος του EN 1993-1-1 η οποία θεωρείται ιδανικότερη για ελέγχους λυγισμού μέσω προγράμματος H/Y. Η μέθοδος αυτή επιτρέπει τον έλεγχο της αντοχής σε πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό για δομικά στοιχεία τα οποία υπόκεινται σε θλίψη και/ή μονοαξονική κάμψη στο επίπεδο, αλλά τα οποία δεν περιέχουν στρεφόμενες πλαστικές αρθρώσεις.

Κανονισμός διαστασιολόγησης: EN Προτεινόμενες τιμές

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Πρώτης τάξης ελαστικός  Δεύτερης τάξης ελαστικός

Προς επίλυση	Συνδυασμοί φορτίσεων	Επιλεγμένη ιδιοτιμή
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1	(1) \ 6.73
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-2	(1) \ 3.42
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-3	(1) \ 2.17
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-5	(1) \ 2.17
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-29	(1) \ 3.98
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-30	(1) \ 4.12
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-31	(1) \ 2.17
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-33	(1) \ 2.17
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-35	(1) \ 2.17
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-36	(1) \ 3.96

Σχεδιασμός μεταλλικών EN 1993-1-1

Έλεγχος διατομής EN 1993-1-1 6.2

Ομάδα μοντέλου:

Use  $\gamma_{m1}$  instead of  $\gamma_{m0}$  EN 1993-1-1 5.2.2 (7) a)

Έλεγχος σε λυγισμό

Ομάδα μοντέλου:

Έλεγχος ευστάθειας EN 1993-1-1 6.3.4

Ελαστικός κρίσιμος συντελεστής  $\alpha_{cr,op}$

Πρώτη ιδιοτιμή λυγισμού  Συντελεστής αντοχής αστοχίας  $\alpha_{eff,k}$

Επιλεγμένη ιδιοτιμή  ελάχιστη τιμή ανά μέλος

Αυτόματα (με βάση την ανάλυση ευαισθησίας)  ελάχιστη τιμή στην ομάδα του μοντέλου

Μειωτικός συντελεστής  $\chi_{op}$

α) ελάχιστη τιμή των ( $\chi_{\gamma_{LT}}$ )

β) με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των ( $\chi_{\gamma_{LT}}$ )

Έλεγχος ευστάθειας EN 1993-1-1 B83

Να ληφθεί υπόψη το σημείο της contraflexure ως στρεπτική δέσμευση

Σχεδιασμός σύμμικτων υποστυλωμάτων EN 1994-1-1

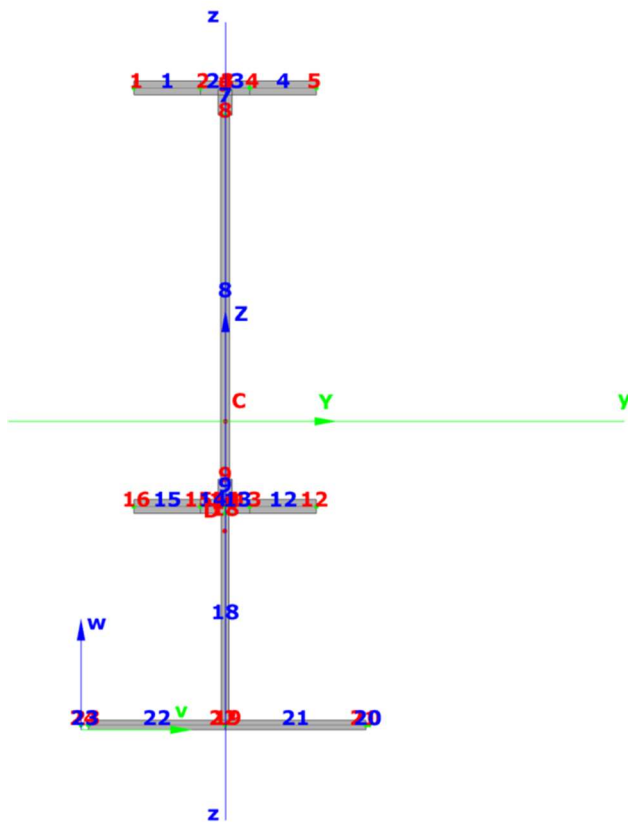
Οπλισμός πλάκας EN 1992-1-16

Κλείσιμο Εφαρμογή **Επίλυση**

Σχήμα 4.3: Εντολή διαστασιολόγησης Consteel

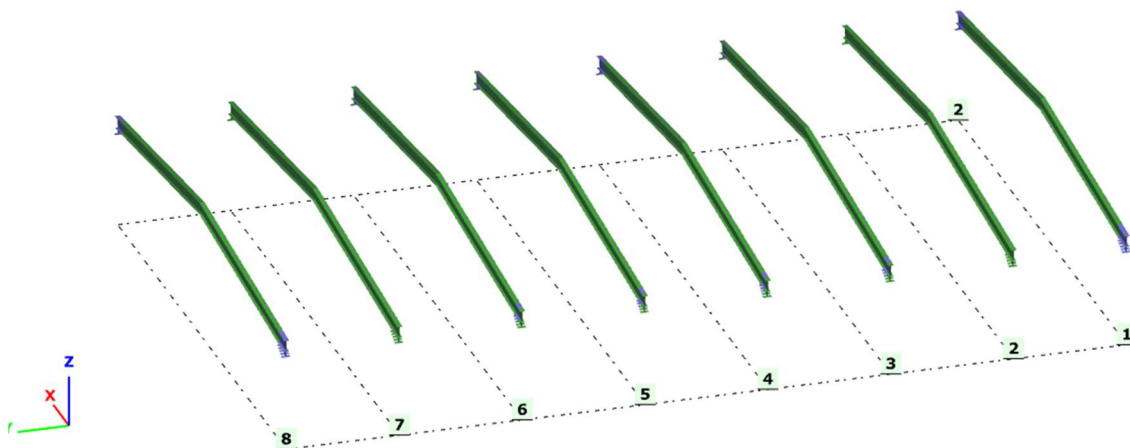
## 4.2 Ζυγώματα

Το ζύγωμα είναι συνδεδεμένο αμφίπακτα με το υποστύλωμα και με το επόμενο ζύγωμα που μαζί απαρτίζουν τη δικλινή στέγη. Το συνολικό του μήκος είναι  $L=10.29\text{m}$  και επιλέχθηκε διατομή, με βάση τους παρακάτω ελέγχους, IPE 450. Στο ζύγωμα τοποθετήθηκε τοπική ενίσχυση για να αυξηθεί η αντοχή του κόμβου και να επιτευχθεί η ακαμψία που έχει προσομοιωθεί. Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για το ζύγωμα είναι ο (ULS7):  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{180^\circ} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T)$  με κρίσιμη την γενική ελαστική αντοχή με ποσοστό χρήσης της διατομής 70.1% για το ζύγωμα B500.



Περίληψη	
Επαρκής!	
R <sub>m,ax</sub>	70,1 %
Κρίσιμη περίπτωση	Γενική ελαστική αντοχή
Κρίσιμος τύπος	Γενική ελαστική αντοχή
Συνδυασμός φορτί	Load combination-258 (πρώτης τάξης)
Θέση τρέχουσας διατομής	
Γενική ελαστική αντοχή (Κρίσιμος)	
Χρήση διατομής	70,1 %
Μέρος του κανονισ	6.2.1 (4)-(5) - τύπος (6.1)
Διατομή πλάκας	1
Σημείο	Αρχικό σημείο
σ <sub>x,Ed</sub>	163,7 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>N,Ed</sub>	-10,3 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub>	47,0 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub>	34,1 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>B,Ed</sub>	92,8 N/mm <sup>2</sup>
τ <sub>Ed</sub>	10,6 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	235,0 N/mm <sup>2</sup>
γ <sub>M0</sub>	1,00
Καθαρές αντοχές	
Συντηρητική αντοχή αλληλεπίδρασης	
Θέση τρέχουσας διατομής	
Θέση τρέχουσας διατομής στο μέλος	

Σχήμα 4.4: Επίλυση διατομής με Consteel



Ράβδος	Στοιχείο	Κόμβος	Συνδυασμός φοο...	Έλεγχος	Χορήση διατο...
B500	3778	k	Load combination...	Γενική ελαστική αντοχή διατο...	70,1
B501	3869	j	Load combination...	Γενική ελαστική αντοχή διατο...	69,5
B500	3777	k	Load combination...	Γενική ελαστική αντοχή διατο...	67,5
B487	2064	j	Load combination...	Γενική ελαστική αντοχή διατο...	67,4
B486	2063	k	Load combination...	Γενική ελαστική αντοχή διατο...	67,3
B501	3870	i	Load combination...	Γενική ελαστική αντοχή διατο...	67,0

Σχήμα 4.5: Απεικόνιση ποσοστών εκμετάλλευσης για ζύγωμα

Για τον ελαστικό έλεγχο χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο διαρροής, για το κρίσιμο σημείο της διατομής, όπως αναφέρεται στον EN1993-1-1 στο κεφάλαιο 6.2.1(4)-(5) τύπος 6.1 :

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 = 0.7 \leq 1.00 \quad (4.1)$$

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρουσιάζεται στο ζύγωμα B494 για τον συνδυασμό(SLS5):G + S + 0.6·W<sub>0</sub>° + 0.6·T και είναι αυτό που φαίνεται στο Σχήμα 4.6.

Local deflection check by members ×

Όνομα ελέγχου:

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης  Ανάλυση δεύτερας τάξης

Προ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-811
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1163
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-987
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-786
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1138
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-962
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-761
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1113
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-937
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-912
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-736
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1088

Παράμετροι

Ομάδα μοντέλου:

Οριακή παραμόρφωση: L /

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης:

Όνομα ράβδου:

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου:

Κρίσιμη κατακόρυφη σχετική παραμόρφωση [mm]:

Οριακή παραμόρφωση [mm]:

Χρήση διατομής [%]:

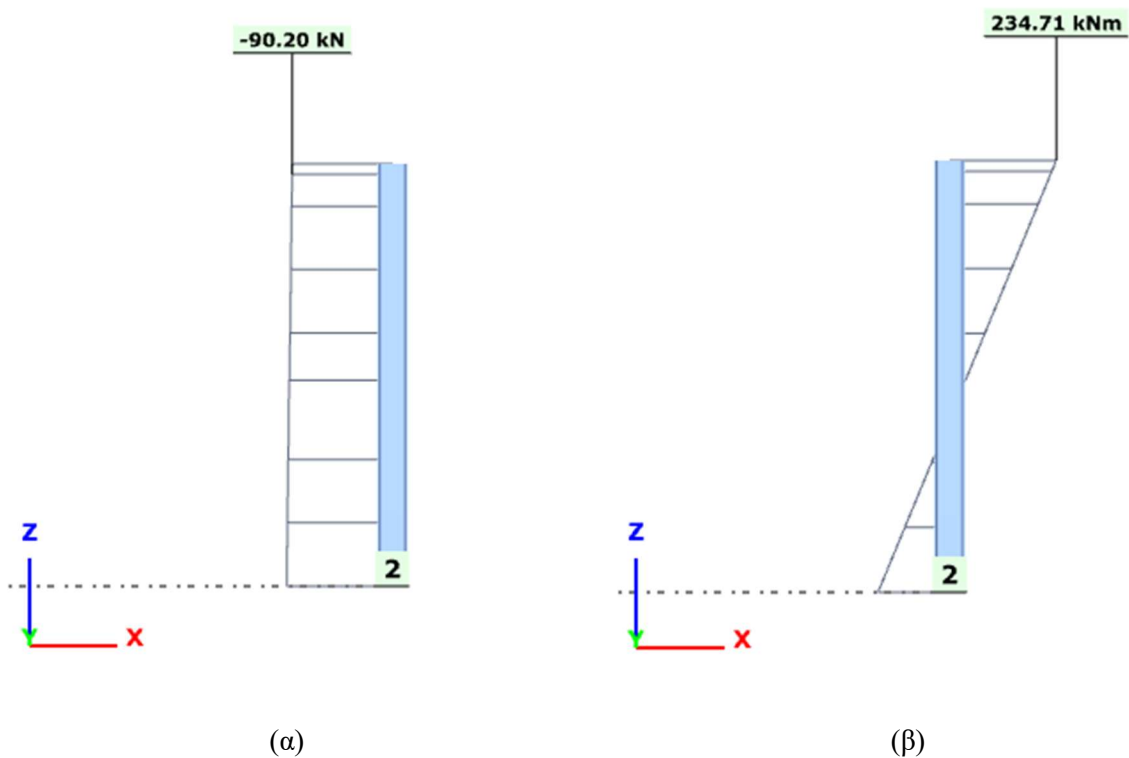
Σχήμα 4.6: Έλεγχος βέλους για το ζύγωμα

$$\text{Άρα } \delta = 7.3\text{mm} \leq \delta_{\max} = L/200 = 10290/200 = 51.45\text{mm}$$

Επομένως η διατομή IPE450 ικανοποιεί και τους ελέγχους της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας με ποσοστό εκμετάλλευσης 14.19%.

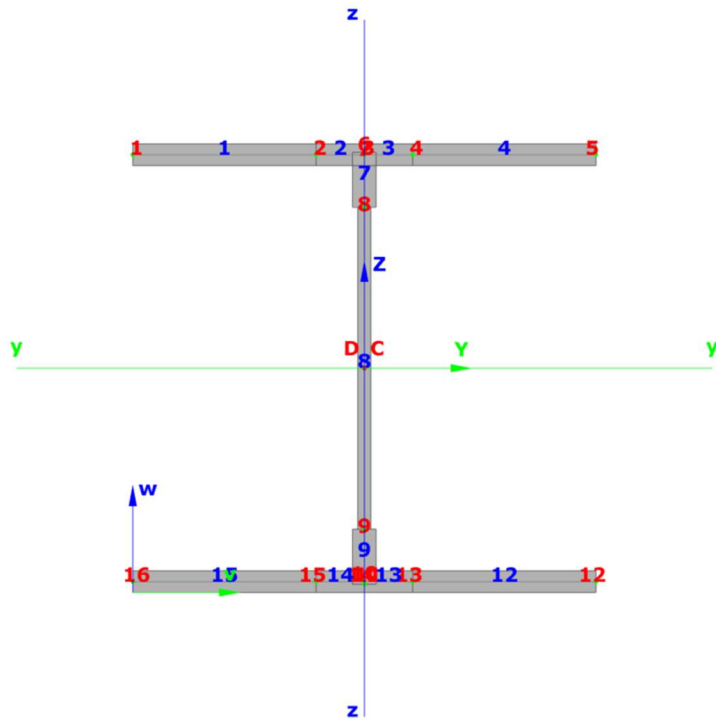
### 4.3 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα HEA300 των πλαισίων έχουν συνολικό ύψος 4m, είναι πακτωμένα στη βάση τους εντός του πλαισίου και αρθρωτά εκτός αυτού, είναι προσανατολισμένα με τέτοιο τρόπο ώστε ο ισχυρός άξονας να ενεργοποιείται για δυνάμεις εντός του πλαισίου. Στον ασθενή άξονα όπου δεν υπάρχει πλαισιακή λειτουργία το υποστύλωμα εξασφαλίζεται από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για το υποστύλωμα B529 προκύπτουν από το συνδυασμό (ULS14):  $1 \cdot G + 1 \cdot ES + 0.2 \cdot W_0$  με κρίσιμη την πλαστική αντοχή σε αλληλεπίδραση με  $N_{Ed} = -90.2\text{kN}$  και  $M_{Y,Ed} = 234.7\text{kNm}$ .



Σχήμα 4.7: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλώματος (α)  $N_{Ed}$ , (β)  $M_{Y,Ed}$



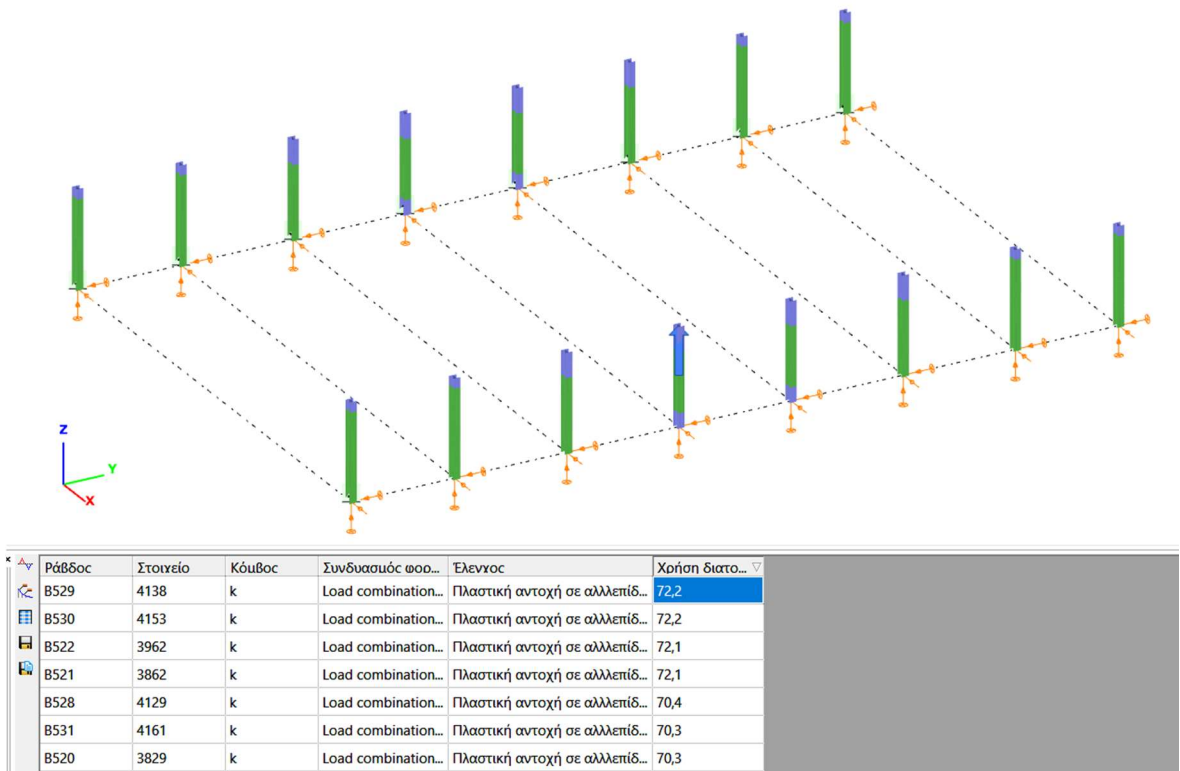


**Περίληψη**

Επιτοκίχ	
$R_{m, max}$	72,2 %
Κρίσιμη περίπτωση	Πλαστική αντοχή σε αλληλεπίδραση
Κρίσιμος τύπος	Πλαστική αντοχή σε αλληλεπίδραση-Κάμψη+Αξονική δύναμη
Συνδυασμός φορτίι	Load combination-S84 (πρώτης τάξης)
<b>Θέση τρέχουσας διατομής</b>	
Γενική ελαστική αντοχή	
Καθαρές αντοχές	
Πλαστική αντοχή σε αλληλεπίδραση (Κρίσιμος)	
Διάτμηση στον ασφ	
Κάμψη ως προς το	
Κάμψη ως προς το	
Χρήση διατομής	72,2 %
Κατηγορία διατμ	1
Μέρος του κανο	6.2.9.1 - τύπος (6.31, 6.33-6.36)
$M_{y, Ed}$	234,7 kNm
$M_{z, N, Ed}$	325,1 kNm
Σημείωση	η επίδραση της αξονικής αγνοείται
Σημείωση	η επίδραση της διάτμησης και στρέψης αγνοείται
$M_{y, a1, Ed}$	325,1 kNm
$N_{Ed}$	-90,3 kN
$N_{a1, Ed}$	2 644,4 kN
$\eta$	0,03
A	11 253 mm <sup>2</sup>
$h_w$	262,0 mm
$t_w$	8,5 mm
b	300,0 mm
$t_f$	14,0 mm
a	0,25
$f_y$	235,0 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_{M0}$	1,00
<b>Συντηρητική αντοχή αλληλεπίδρασης</b>	

Κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα + Διάτμηση  
Κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα + Διάτμηση

Σχήμα 4.8: Επίλυση διατομής υποστυλώματος με Consteel

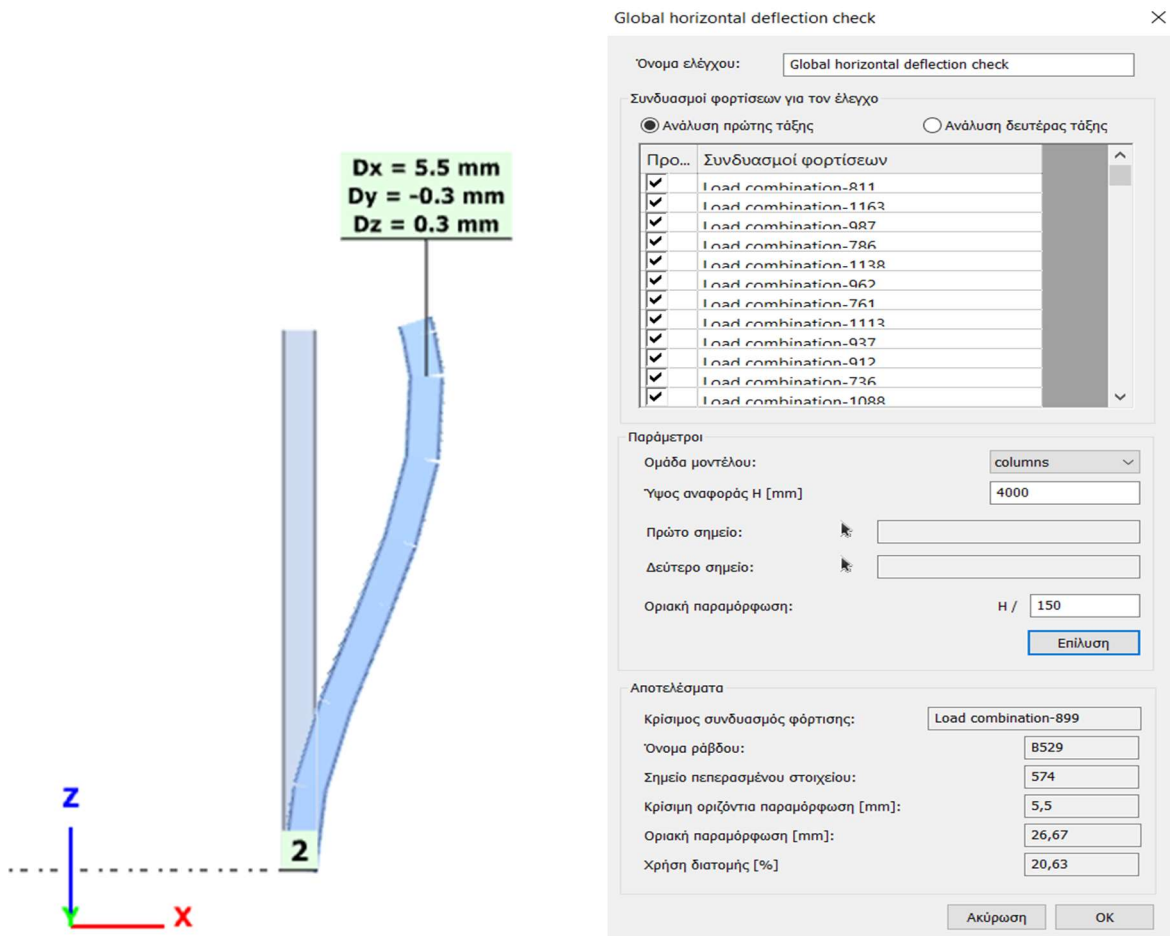


Σχήμα 4.9: Απεικόνιση ποσοστών εκμετάλλευσης για υποστυλώματα

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.8 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 72.2% για το υποστύλωμα B529. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.2.9.1 Κάμψη και αξονική δύναμη για διατομές κατηγορίας 1 και 2, όπου στην προκειμένη περίπτωση δεν απαιτείται απομείωση λόγω της ύπαρξης αξονικής δύναμης, τύπος 6.31, του EN1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Y,N,Rd}} = \frac{234.7}{325.1} = 0.722 \leq 1.00 \quad (4.2)$$

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση παρατηρείται στο υποστύλωμα B529 του μοντέλου για τον συνδυασμό (SLS5):  $G + S + 0.6 \cdot W_0 + 0.6 \cdot T$ .



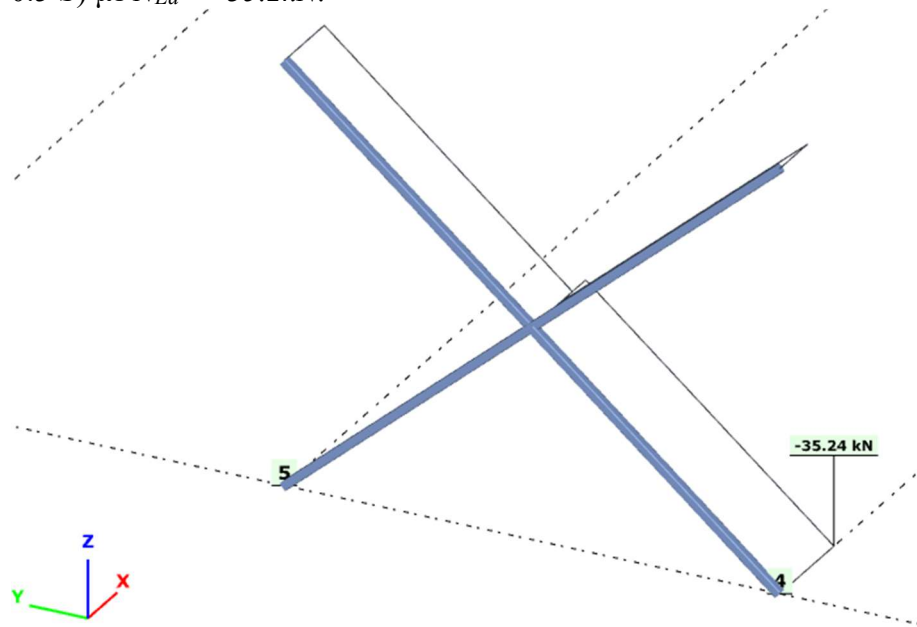
Σχήμα 4.10: Έλεγχος οριζόντιας μετακίνησης υποστυλώματος

$$u = \sqrt{5.5^2 + 0.3^2 + 0.3^2} = 5.51 \text{ mm} \leq u_{max} = H/150 = 4000/150 = 26.67 \text{ mm}.$$

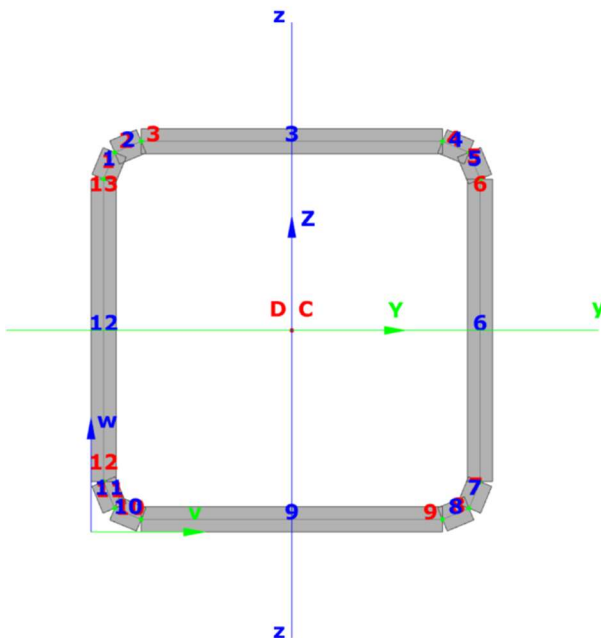
Επομένως η διατομή HEA300 ικανοποιεί και τους ελέγχους της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας με ποσοστό εκμετάλλευσης 20.63%.

#### 4.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

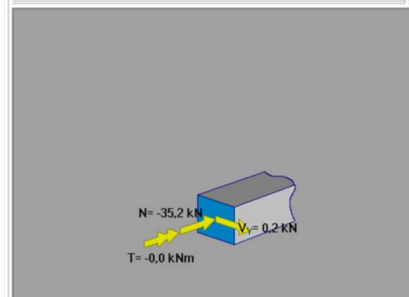
Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν τοποθετηθεί περί το μέσον της πλευρικής όψεως, λαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία και η διατομή που έχει επιλεγθεί είναι η κοίλη SHS80x5. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τους κατακόρυφους συνδέσμους εμφανίζονται στο στοιχείο B1228 για το συνδυασμό (ULS12):  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{270^\circ} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S)$  με  $N_{Ed} = -35.2 \text{ kN}$ .



Σχήμα 4.11: Θλίψη κατακόρφου συνδέσμου δυσκαμψίας



Περιληψη	Επαρκής!
R <sub>max</sub>	10,5 %
Κρίσιμη περίπτωση	Συντηρητική αντοχή αλληλεπίδρασης
Κρίσιμος τύπος	Συντηρητική αντοχή σε αλληλεπίδραση-κατηγορία 1-3
Συνδυασμός φορτίι	Load combination-574 (πρώτης τάξης)
Όση τρέχουσας διατομής	
Γενική ελαστική αντοχή	
Καθαρές αντοχές	
Συντηρητική αντοχή αλληλεπίδρασης (Κρίσιμος)	
Χρήση διατομής	10,5 %
Κατηγορία διατομής	Κατηγορία διατομής 1
Μέρος του κανονις	6.2.1(7) - τύπος (6.2)
N <sub>Ed</sub>	-35,2 kN
N <sub>Rd</sub>	336,0 kN
M <sub>y,Ed</sub>	0,0 kNm
M <sub>x,Rd</sub>	9,3 kNm
M <sub>x,Ed</sub>	0,00 kNm
M <sub>x,Rd</sub>	9,27 kNm
σ <sub>ult,k</sub>	9,533

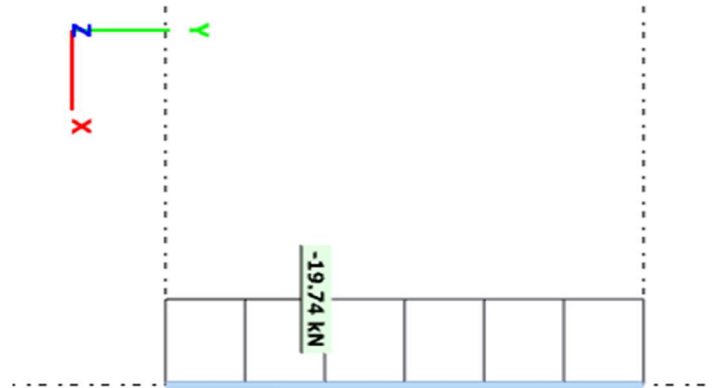


Σχήμα 4.12: Επίλυση διατομής κατακόρφου συνδέσμου με Consteel

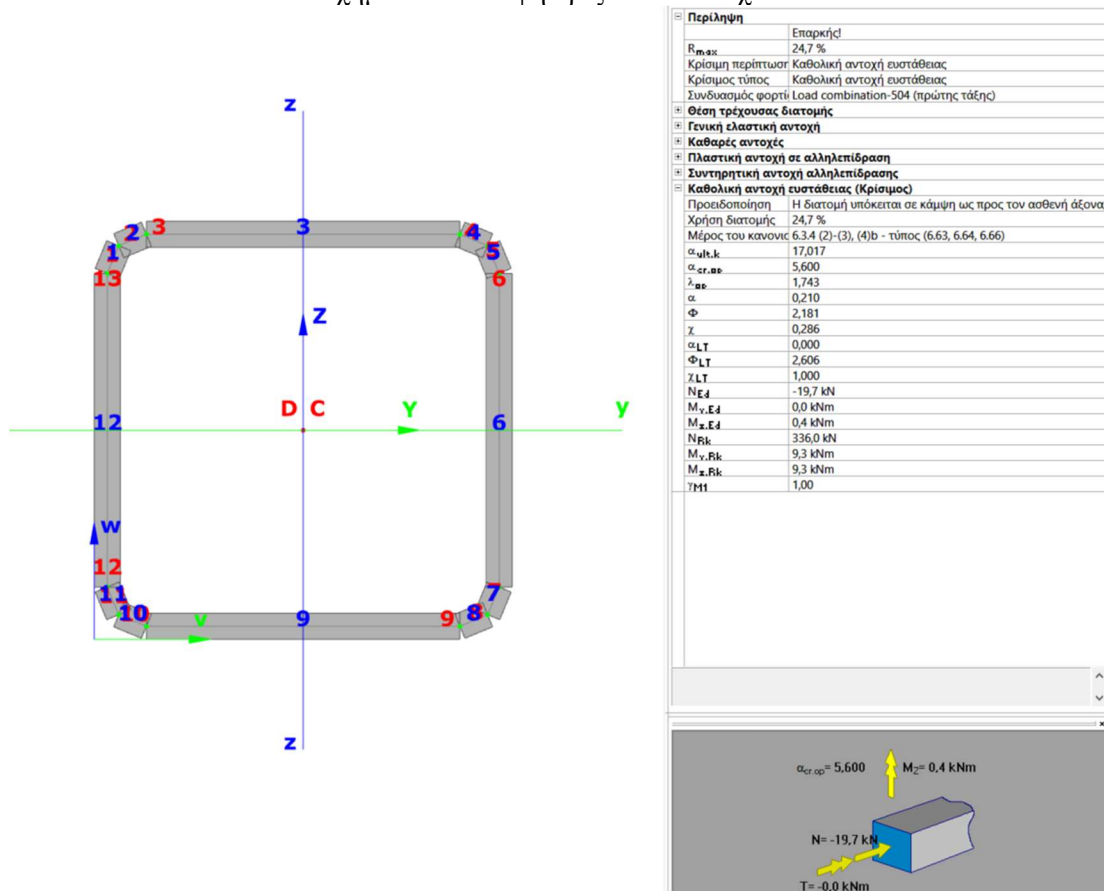
Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.12 η χρήση της διατομής του κατακόρυφου συνδέσμου είναι 10.5% σύμφωνα με :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{35.2}{336.0} = 0.105 \leq 1.00 \quad (4.3)$$

Για τα οριζόντια στοιχεία του κατακόρυφου συστήματος δυσκαμψίας τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προκύπτουν στο στοιχείο *B127* για το συνδυασμό (ULS9):  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{0^{\circ}} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S)$  με κρίσιμη την αντοχή καθολικής ευστάθειας με  $N_{Ed} = -19.7 \text{ kN}$  και  $M_{Z,Ed} = 0.4 \text{ kNm}$  (από το ίδιο βάρος).



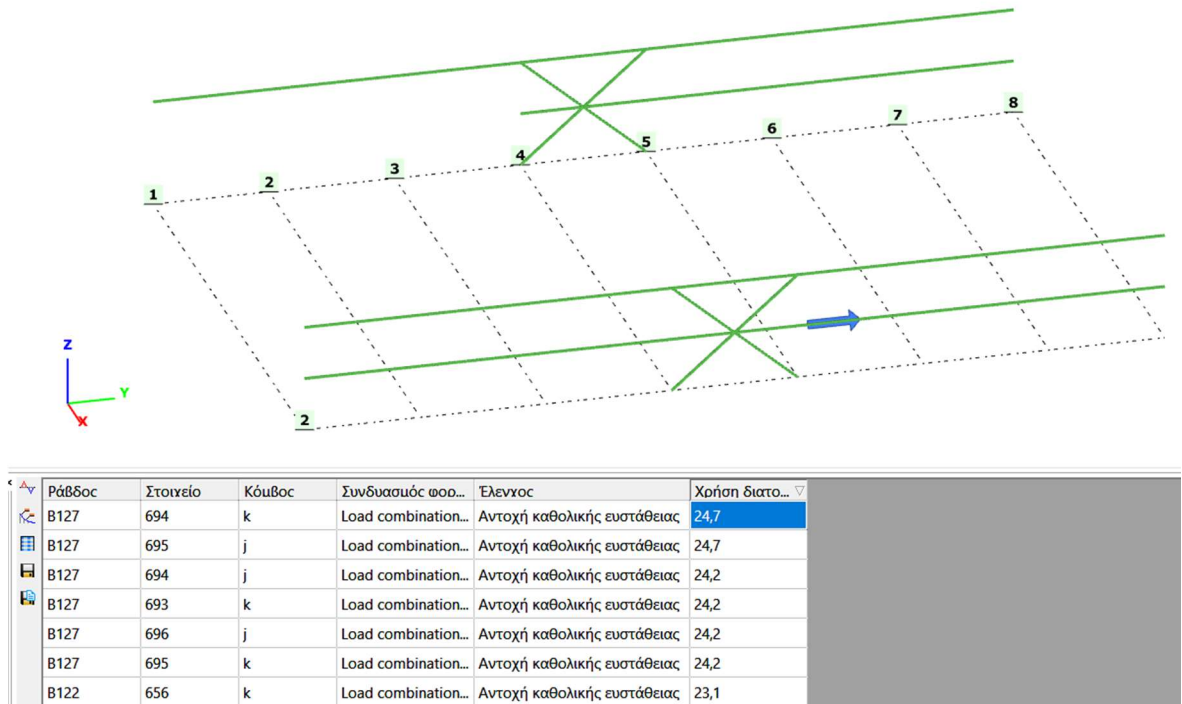
Σχήμα 4.13: Θλίψη οριζόντιου στοιχείου



Σχήμα 4.14: Επίλυση διατομής οριζόντιου στοιχείου με Consteel

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.14 η χρήση της διατομής του οριζόντιου στοιχείου είναι 24.7% σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δομικών στοιχείων, τύπο 6.66 του EN1993-1-1.

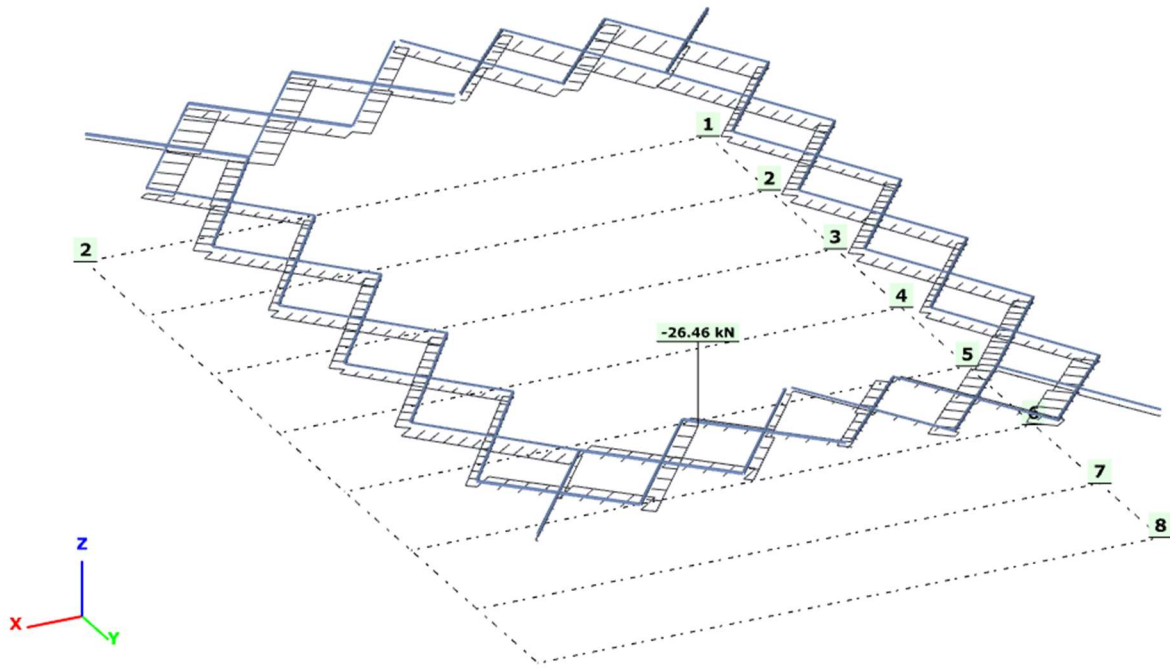
$$\frac{N_{Ed}}{\chi \times N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \times M_{Rd}} = \frac{19.4}{0.286 \times 336} + \frac{0.4}{9.3} = 0.25 \leq 1.00 \quad (4.4)$$



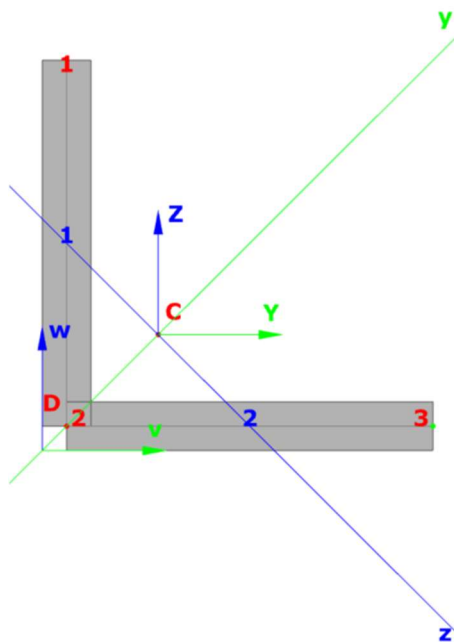
Σχήμα 4.15: Απεικόνιση ποσοστών εκμετάλλευσης

## 4.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

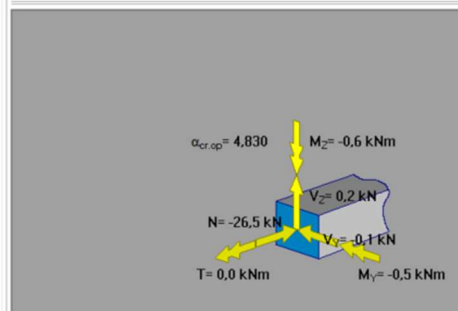
Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας όπως και οι κατακόρυφοι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και όπως έχει ήδη αναφερθεί διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προκύπτουν για το στοιχείο B1892 από το συνδυασμό (ULS14):  $1 \cdot G + 1 \cdot ES + 0.2 \cdot W_0$  με κρίσιμη την καθολική αντοχή ευστάθειας  $N_{Ed} = -26.5kN$  και  $M_{Y,Ed} = -0.8kNm$  (από το ίδιο βάρος).



Σχήμα 4.16: Θλίψη οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας



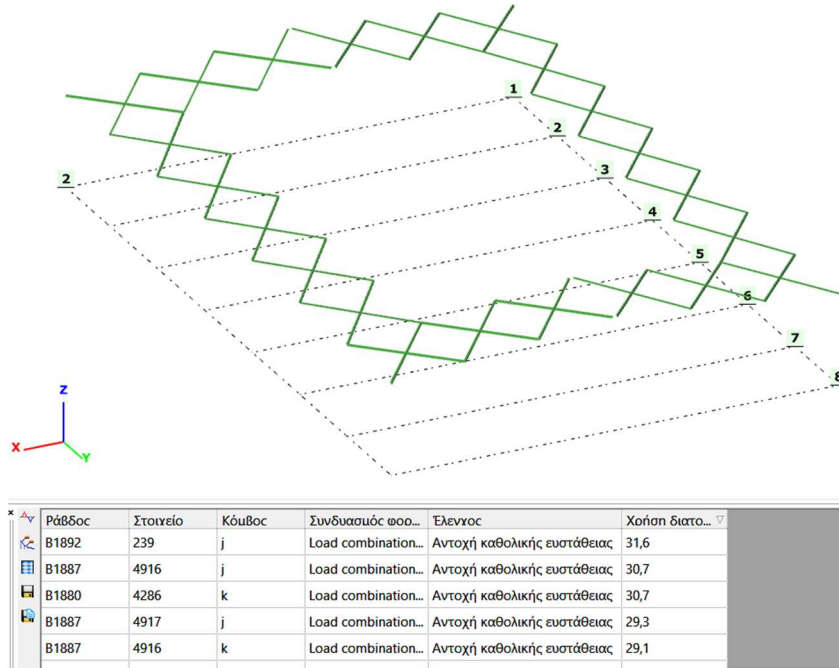
Περίληψη	
Επαρκής!	
R <sub>max</sub>	31,6 %
Κρίσιμη περίπτωση	Καθολική αντοχή ευστάθειας
Κρίσιμος τύπος	Καθολική αντοχή ευστάθειας
Συνδυασμός φορτίι	Load combination-S84 (πρώτης τάξης)
Θέση τρέχουσας διατομής	
Γενική ελαστική αντοχή	
Καθαρές αντοχές	
Συντηρητική αντοχή αλληλεπίδρασης	
Καθολική αντοχή ευστάθειας (Κρίσιμος)	
Χρήση διατομής	31,6 %
Μέρος του κανονισ 6.3.4 (2)-(3), (4)b - τύπος (6.63, 6.64, 6.66)	
α <sub>ult,k</sub>	8,163
α <sub>cr,ae</sub>	4,830
λ <sub>ae</sub>	1,300
α	0,340
Φ	1,532
χ	0,427
α <sub>LT</sub>	0,760
Φ <sub>LT</sub>	1,763
χ <sub>LT</sub>	0,339
N <sub>Ed</sub>	-26,5 kN
M <sub>y,Ed</sub>	-0,8 kNm
M <sub>x,Ed</sub>	0,0 kNm
N <sub>Rk</sub>	352,5 kN
M <sub>y,Rk</sub>	16,0 kNm
M <sub>x,Rk</sub>	14,8 kNm
γ <sub>M1</sub>	1,00



Σχήμα 4.17: Επίλυση διατομής με Consteel

Η χρήση της διατομής του οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας είναι 35.1% και προκύπτει από τον τύπο 6.66 του κεφαλαίου 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δομικών στοιχείων του EN1993.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \times N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{Rd}} = \frac{26.5}{0.427 \times 304.42} + \frac{0.8}{0.339 \times 16.0} = 0.351 \leq 1.00 \quad (4.5)$$



Σχήμα 4.18: Απεικόνιση ποσοστών εκμετάλλευσης οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Ένα ισοδύναμο γωνιακό σε εφελκυσμό, το οποίο συνδέεται μέσω μίας σειράς κοχλιών στο ένα σκέλος του, αντιμετωπίζεται ως κεντρικά φορτιζόμενο μέλος με μία ισοδύναμη καθαρή διατομή, της οποίας η αντοχή σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας προσδιορίζεται ως συνάρτηση του αριθμού των κοχλιών. Για 3 κοχλίες :

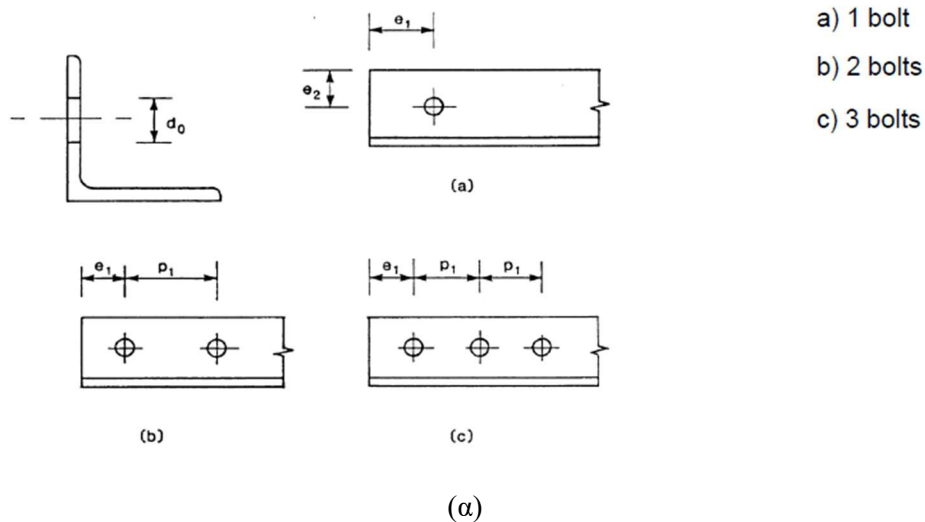
$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 15.1 \times 36}{1.25} = 304.42 \text{ kN} \quad (4.6)$$

Όπου:

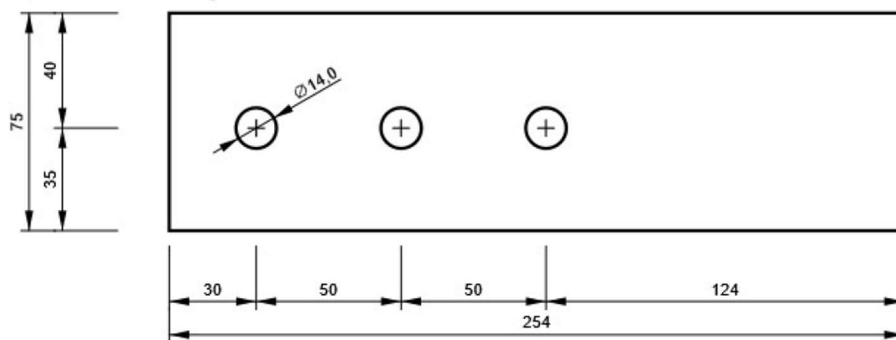
$\beta_3$  μειωτικοί συντελεστές, οι οποίοι εξαρτώνται από το βήμα της κοχλίωσης  $p_1$  και δίνονται στο Σχήμα 5.9

$A_{net}$  το καθαρό εμβαδόν της διατομής του γωνιακού

Pitch	$p_1$	$\leq 2,5 d_o$	$\geq 5,0 d_o$
2 bolts	$\beta_2$	0,4	0,7
3 bolts or more	$\beta_3$	0,5	0,7



B2, L80X10 - Bottom flange 1:



(β)

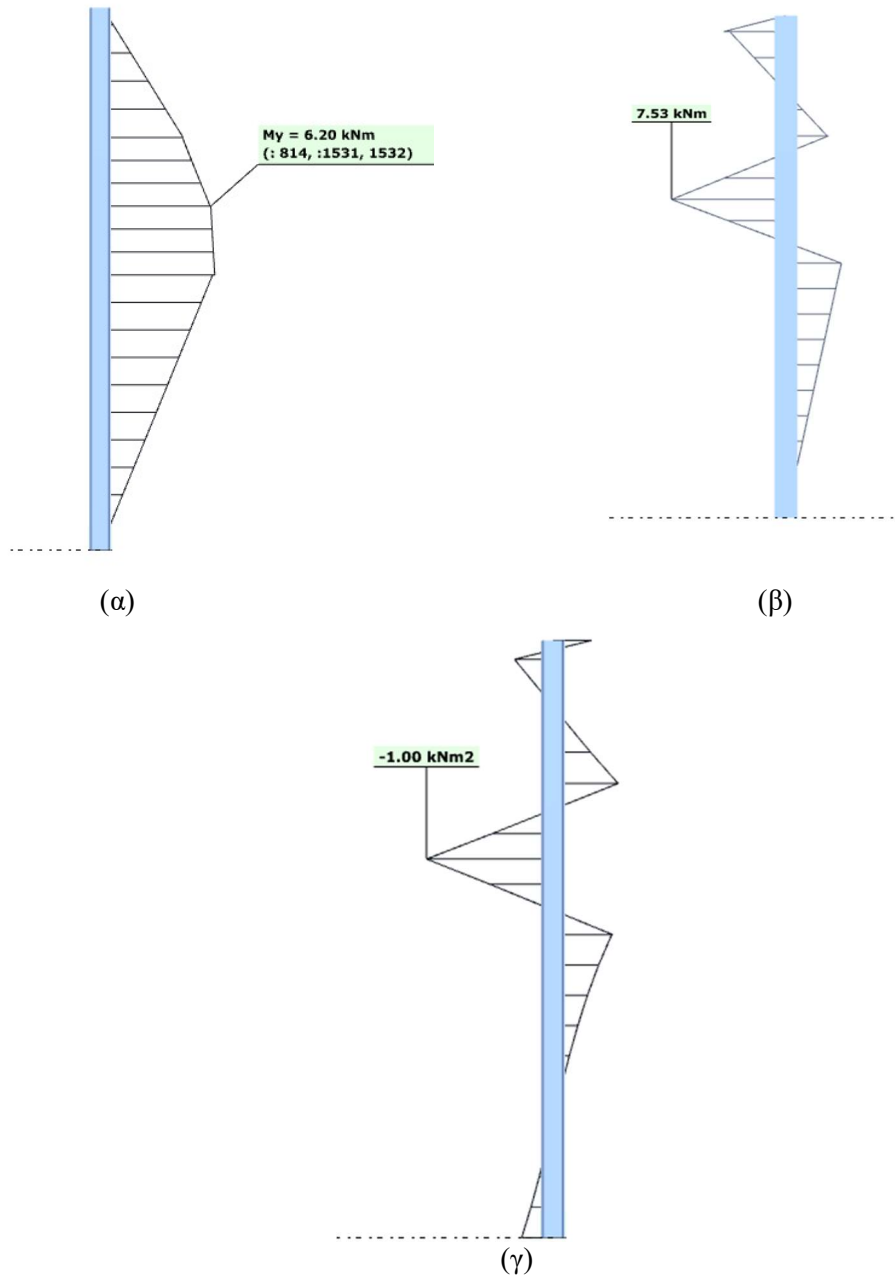
Σχήμα 4.19: Γωνιακά συνδεόμενα με το ένα σκέλος

## 4.6 Μετωπικά υποστυλώματα

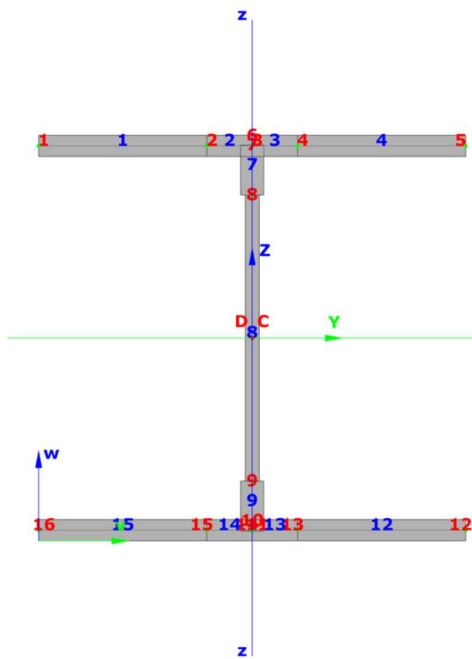
Τα μετωπικά υποστυλώματα όπως αναφέρθηκε και στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο κατασκευάζονται αρθρωτά στη βάση και με κύλιση στην κορυφή τους προκειμένου να μην παραλαμβάνουν αξονικές δυνάμεις από το ζύγωμα. Κύρια καταπόνηση για τους μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται για το μετωπικό υποστυλώμα B23 με ποσοστό εκμετάλλευσης 46% για τον συνδυασμό (ULS7):  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{180^\circ} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T)$  με κρίσιμη τη συντηρητική αντοχή αλληλεπίδρασης για  $M_{Y,Ed} = 6.2 kNm$ ,  $M_{Z,Ed} = 7.53 kNm$  και  $B_{Ed} = -0.998 kNm^2$  (στρέβλωση).

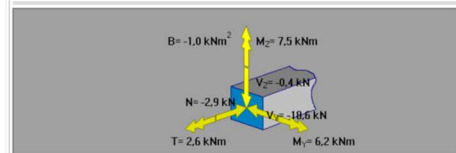




Σχήμα 4.20: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη μετωπικού υποστυλώματος (α)  $M_{Y,Ed}$ , (β)  $M_{Z,Ed}$ , (γ)  $B_{Ed}$



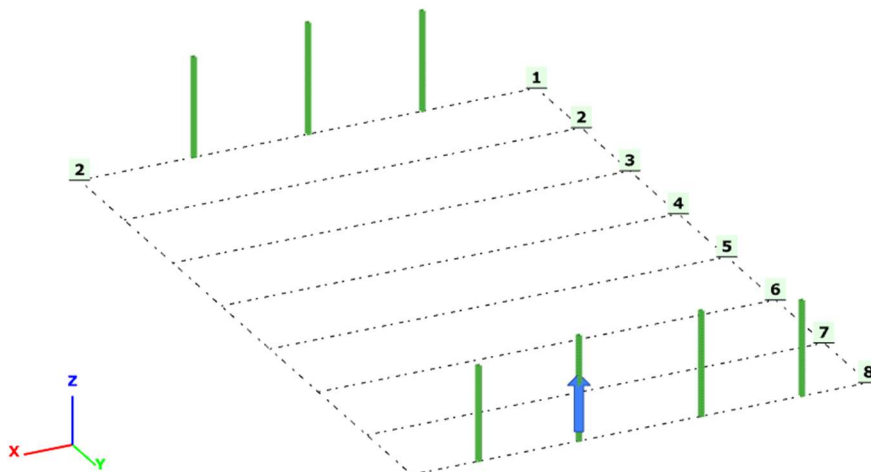
Περίληψη	Επαρκής
R <sub>pl,ac</sub>	46,0 %
Κρίσιμη περίπτωση	Συντηρητική αντοχή αλληλεπίδρασης
Κρίσιμος τύπος	Συντηρητική αντοχή σε αλληλεπίδραση-κατηγορία 1-3
Συνδυασμός φορτίων	Load combination-250 (πρώτης τάξης)
Θέση τρέχουσας διατομής	
Γενική ελαστική αντοχή	
Καθαρές αντοχές	
Πλαστική αντοχή σε αλληλεπίδραση	
Συντηρητική αντοχή αλληλεπίδρασης (Κρίσιμος)	
Σημείωση	Η διαδοκική είναι σχετική. Οι όροι της διαδοκικής έχουν προστεθεί στο τύπο
Χρήση διατομής	46,0 %
Κατηγορία διατομής	1
Μέρος του κανονισμού	6.2.1(7) - τύπος (6.2)
N <sub>Ed</sub>	0,0 kN
N <sub>Rd</sub>	1 265,0 kN
M <sub>y,Ed</sub>	6,2 kNm
M <sub>y,Rd</sub>	100,9 kNm
Σημείωση	η επίδραση της διάτμησης και στρέψης αγνοείται
M <sub>z,Ed</sub>	7,53 kNm
M <sub>z,Rd</sub>	47,63 kNm
Σημείωση	η επίδραση της διάτμησης και στρέψης αγνοείται
B <sub>Ed</sub>	-0,998 kNm <sup>2</sup>
B <sub>Rd</sub>	4,182 kNm <sup>2</sup>
α <sub>eff,k</sub>	15,696



Σχήμα 4.21: Επίλυση διατομής μετωπικού υποστυλώματος με Consteel

Η συντηρητική αντοχή σε αλληλεπίδραση της διατομής HEA200 σύμφωνα με την παράγραφο 6.2.1 του EN1993-1-1 είναι :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Y,Ed}}{M_{Y,Rd}} + \frac{M_{Z,Ed}}{M_{Z,Rd}} + \frac{B_{Ed}}{B_{Rd}} = \frac{0,0}{1265,0} + \frac{6,2}{100,9} + \frac{7,53}{47,63} + \frac{0,998}{4,182} = 0,46 \leq 1 \quad (4.7)$$



Ράβδος	Στοιχείο	Κόμβος	Συνδυασμός φοο...	Έλεγχος	Χρήση διατο...
B23	1531	k	Load combination...	Συντηρητική αντοχή σε αλληλ...	46,0
B23	1532	j	Load combination...	Συντηρητική αντοχή σε αλληλ...	45,9
B24	1554	k	Load combination...	Συντηρητική αντοχή σε αλληλ...	45,1
B24	1555	j	Load combination...	Συντηρητική αντοχή σε αλληλ...	45,0
B24	1552	j	Load combination...	Συντηρητική αντοχή σε αλληλ...	27,4

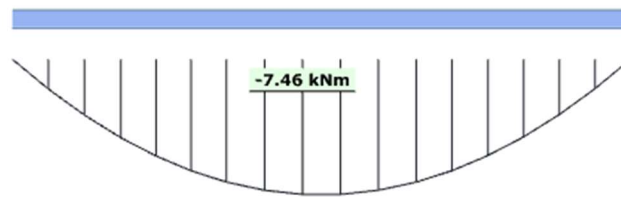
Σχήμα 4.22: Απεικόνιση των ποσοστών εκμετάλλευσης για τα μετωπικά υποστυλώματα

## 4.7 Τεγίδες

Οι τεγίδες έχουν συνολικό μήκος 4.2m και 4.56m με διατομή IPE140, τοποθετούνται ανά 1.7m και έχουν κατασκευαστεί ως αμφιέριστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δυο διαδοχικών ζυγμάτων. Θεωρούμε ότι συμμετέχουν στη λειτουργία των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, οπότε παραλαμβάνουν και αξονικά φορτία. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται στην τεγίδα *B1935* για τον συνδυασμό (ULS14):  $1 \cdot G + 1 \cdot ES + 0.2 \cdot W_0^\circ$  με κρίσιμη την καθολική αντοχή ευστάθειας με  $N_{Ed} = -12.1kN$  και  $M_{Y,Ed} = -7.5kNm$ .

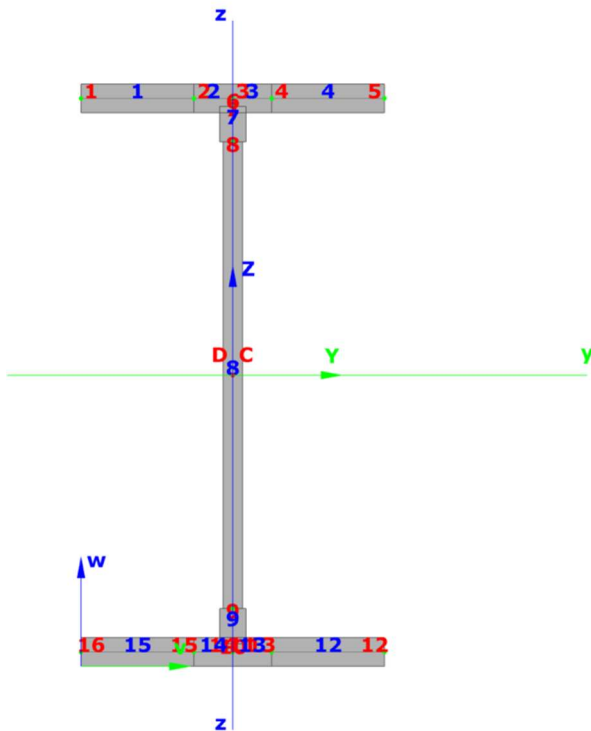


(α)



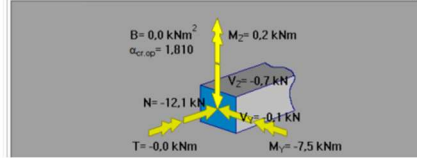
(β)

Σχήμα 4.23: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη τεγίδας (α)  $N_{Ed}$ , (β)  $M_{Y,Ed}$

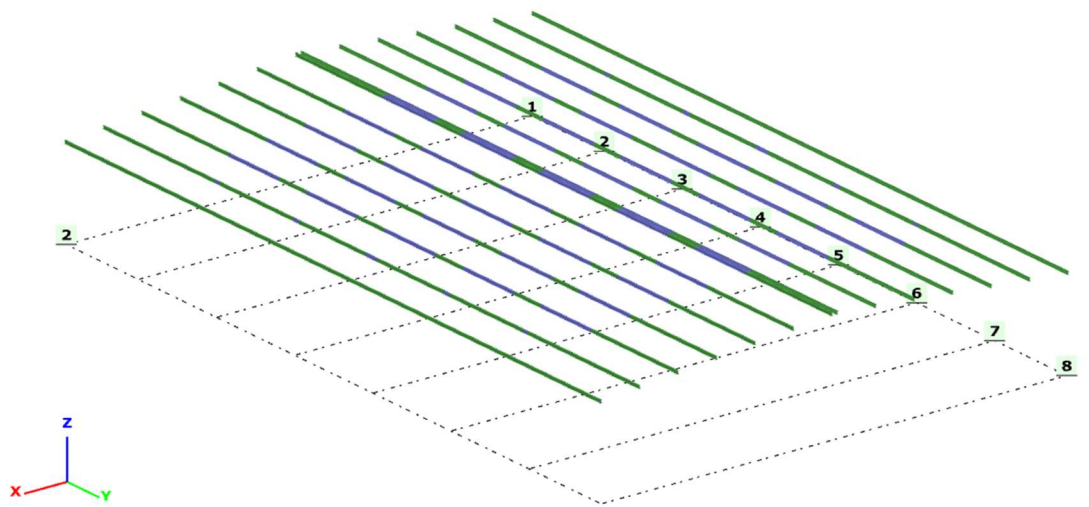


Περίληψη

Επαρκής!	
R <sub>max</sub>	71,8 %
Κρίσιμη περίπτωση	Καθολική αντοχή ευστάθειας
Κρίσιμος τύπος	Καθολική αντοχή ευστάθειας
Συνδυασμός φορτίι	Load combination-584 (πρώτης τάξης)
Θέση τρέχουσας διατομής	
Γενική ελαστική αντοχή	
Καθαρές αντοχές	
Πλαστική αντοχή σε αλληλεπίδραση	
Συντηρητική αντοχή αλληλεπίδρασης	
Καθολική αντοχή ευστάθειας (Κρίσιμος)	
Προεδοσίσηση	Η διατομή υπόκειται σε κάμψη ως προς τον ασθενή άξονα
Χρήση διατομής	71,8 %
Μέρος του κανονισ	6.3.4 (2)-(3), (4)b - τύπος (6.63, 6.64, 6.66)
α <sub>ult,k</sub>	2,560
α <sub>cr,se</sub>	1,810
λ <sub>cr,se</sub>	1,189
α	0,340
Φ	1,375
χ	0,484
α <sub>LT</sub>	0,340
Φ <sub>LT</sub>	1,164
λ <sub>φ</sub>	0,400
β	0,750
χ <sub>LT</sub>	0,586
N <sub>Ed</sub>	-12,1 kN
M <sub>z,Ed</sub>	-7,5 kNm
M <sub>x,Ed</sub>	0,2 kNm
N <sub>Rk</sub>	386,0 kN
M <sub>y,Rk</sub>	20,8 kNm
M <sub>x,Rk</sub>	4,5 kNm
γ <sub>M1</sub>	1,00



Σχήμα 4.24: Επίλυση διατομής τεγίδας με Consteel



Ράβδος	Στοιχείο	Κόμβος	Συνδυασμός φοο...	Έλεγχος	Χρήση διατο...
B1935	5194	k	Load combination...	Αντοχή καθολικής ευστάθειας	71,8
B1935	5195	j	Load combination...	Αντοχή καθολικής ευστάθειας	71,8
B1935	5195	k	Load combination...	Αντοχή καθολικής ευστάθειας	71,8
B1935	5196	j	Load combination...	Αντοχή καθολικής ευστάθειας	71,8
B1985	3307	j	Load combination...	Αντοχή καθολικής ευστάθειας	71,8

Σχήμα 4.25: Απεικόνιση ποσοστών εκμετάλλευσης για τεγίδες

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.24 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 71.8% για την τεγίδα B1935. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπικό λυγισμό δομικών στοιχείων του Ευρωκώδικα 3 έχουμε:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{Y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{Y,Rk} / \gamma_{M1}} =$$

$$\frac{12.11}{0.484 \times 386.0} + \frac{7.5}{0.586 \times 20.8} = 0.7 \leq 1$$
(4.8)

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρατηρείται για το συνδυασμό φόρτισης (SLS5): G + S + 0.6·W<sub>0</sub> + 0.6·T για την τεγίδα B1989.

Local deflection check by members ×

Όνομα ελέγχου:

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης  Ανάλυση δεύτερας τάξης

Προ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-811
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1163
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-987
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-786
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1138
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-962
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-761
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1113
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-937
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-912
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-736
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1088

Παράμετροι

Ομάδα μοντέλου:

Οριακή παραμόρφωση: L /

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης:

Όνομα ράβδου:

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου:

Κρίσιμη κατακόρυφη σχετική παραμόρφωση [mm]:

Οριακή παραμόρφωση [mm]:

Χρήση διατομής [%]:

Σχήμα 4.26: Έλεγχος βέλους τεγίδας

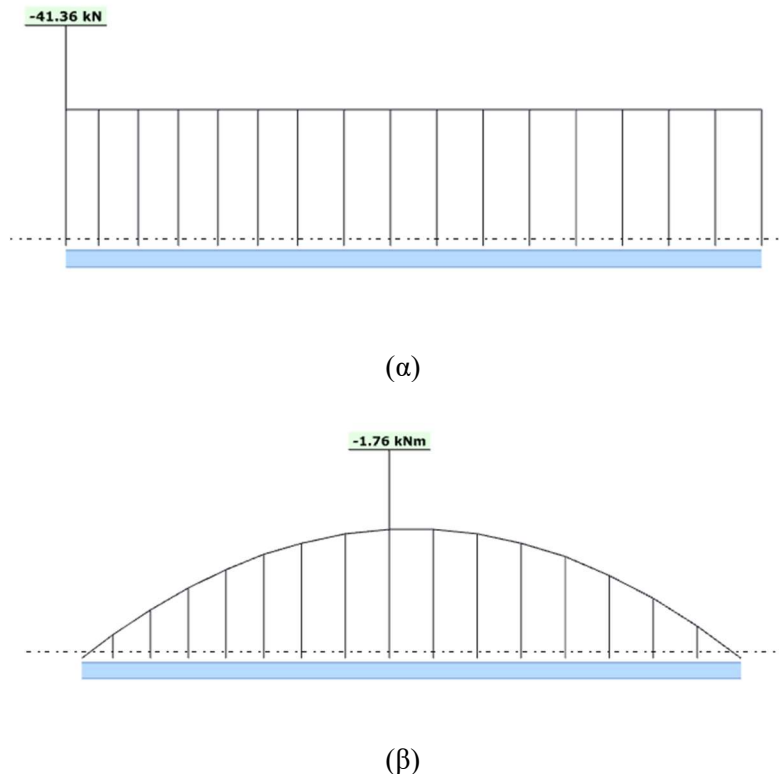
$$\delta = 10.49\text{mm} \leq \delta_{max} = L/200 = 4560/200 = 22.8\text{mm}$$

Επομένως η χρήση της διατομής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι 46% και η διατομή IPE140 είναι δεκτή.

## 4.8 Μηκίδες

Οι μηκίδες έχουν διαταχθεί ανά 1.2m επί των μετωπικών υποστυλωμάτων του κτιρίου στην πρόσοψη αλλά και στις πλευρικές όψεις στα υποστυλώματα των πλαισίων, με διατομή IPE140 και IPE100 αντίστοιχα. Η διαφορά αυτή στην επιλογή των διατομών υπάρχει λόγω του μεγάλου μήκους των μηκίδων πρόσοψης και λόγω της ύπαρξης στήριξης κύλισης στη μία πλευρά των μηκίδων πλευρικά προκειμένου να μην δέχονται θερμοκρασιακά φορτία.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τις μηκίδες IPE140 πρόσοψης παρουσιάζονται στο συνδυασμό (ULS10):  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{90^\circ} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S)$  με  $N_{Ed} = -41.4 \text{ kN}$  και  $M_{Y,Ed} = -1.8 \text{ kNm}$ .

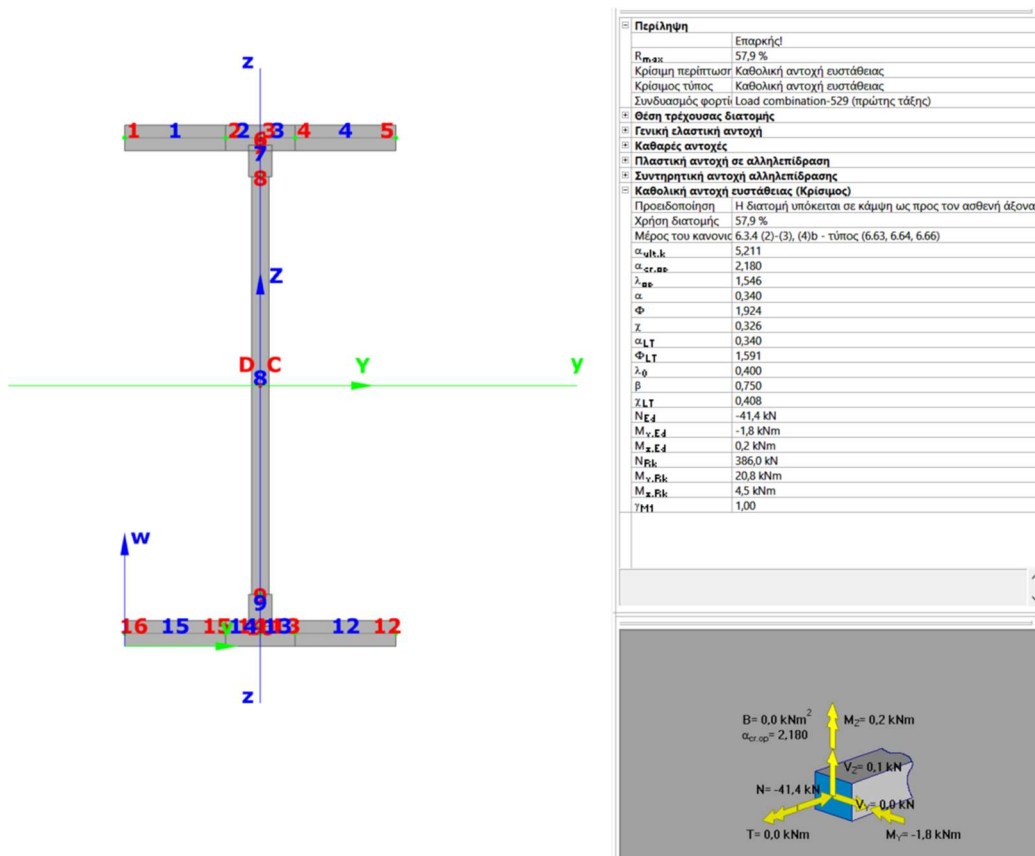


Σχήμα 4.27: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για μηκίδες πρόσοψης (α)  $N_{Ed}$ , (β)  $M_{Y,Ed}$

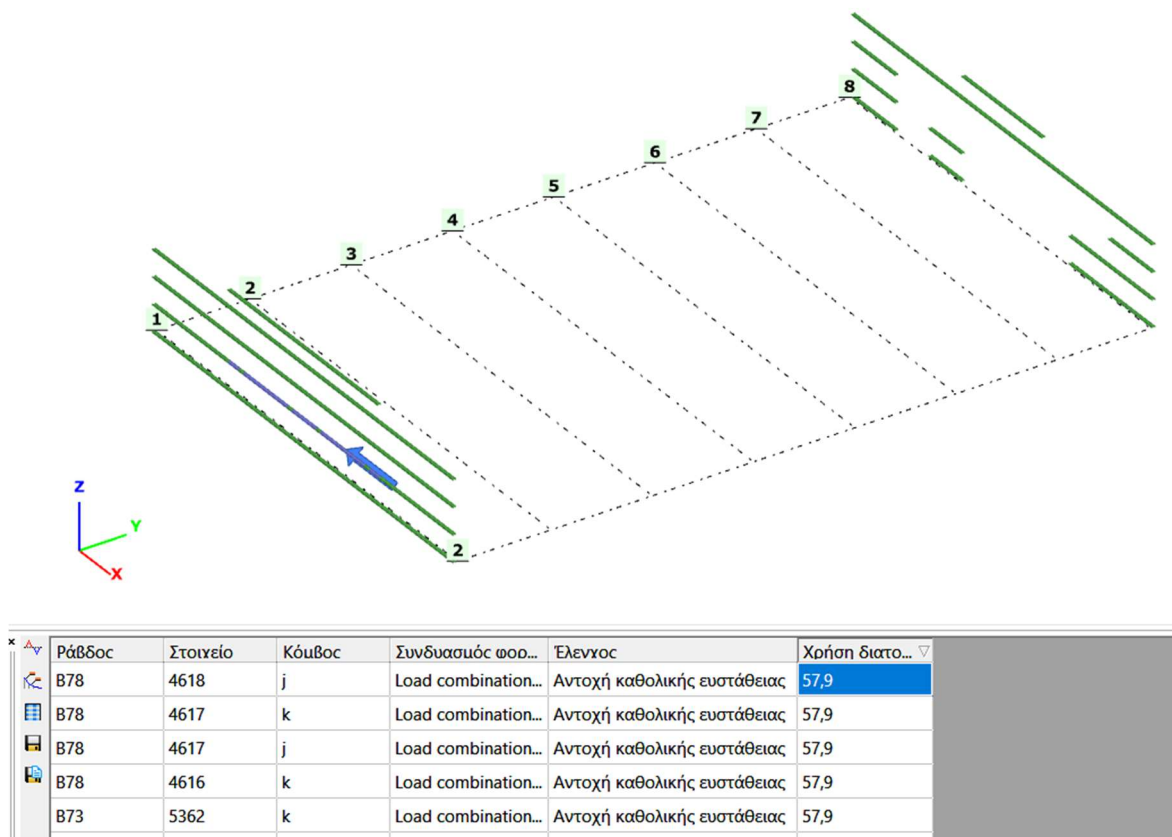
Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.28 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 57.9% για την μηκίδα πρόσοψης B78. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπικό λυγισμό δομικών στοιχείων του EN1993-1-1 έχουμε:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \times N_{Rk} / \gamma_{MI}} + \frac{M_{Y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{Y,Rk} / \gamma_{MI}} = \quad (4.9)$$

$$\frac{41.4}{0.326 \times 386.0} + \frac{1.8}{0.408 \times 20.8} = 0.5 \leq 1.00$$



Σχήμα 4.28: Επίλυση διατομής με Consteel



Σχήμα 4.29: Απεικόνιση ποσοτών εκμετάλλευσης μηκίδων πρόσοψης

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρατηρείται για το συνδυασμό (SLS1):G + W<sub>0</sub> + 0.5·S + 0.6·T για τη μηκίδα B339.

Local deflection check by members ✕

Όνομα ελέγχου:

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης  Ανάλυση δεύτερας τάξης

Προ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-811
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1163
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-987
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-786
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1138
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-962
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-761
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1113
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-937
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-912
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-736
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1088

Παράμετροι

Ομάδα μοντέλου:

Οριακή παραμόρφωση: L /

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης:

Όνομα ράβδου:

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου:

Κρίσιμη κατακόρυφη σχετική παραμόρφωση [mm]:

Οριακή παραμόρφωση [mm]:

Χρήση διατομής [%]:

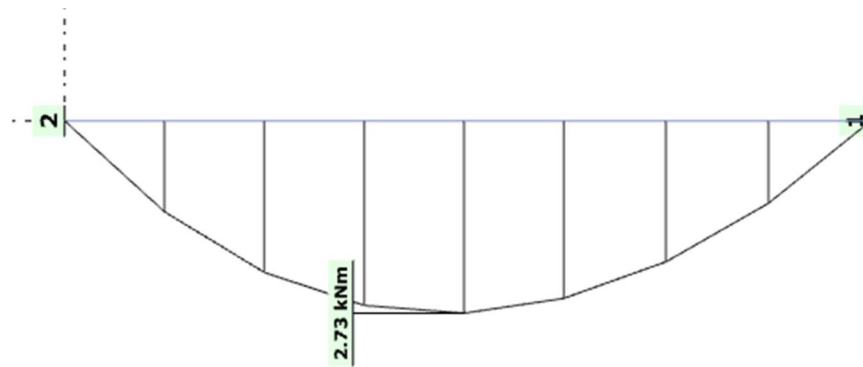
Σχήμα 4.30: Έλεγχος λειτουργικότητας μηκίδας πρόσοψης

$$\delta = 6.23 \text{ mm} \leq \delta_{max} = L/200 = 5480/200 = 27.4 \text{ mm}$$

Επομένως η χρήση της διατομής IPE 140 για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι 22.74%.

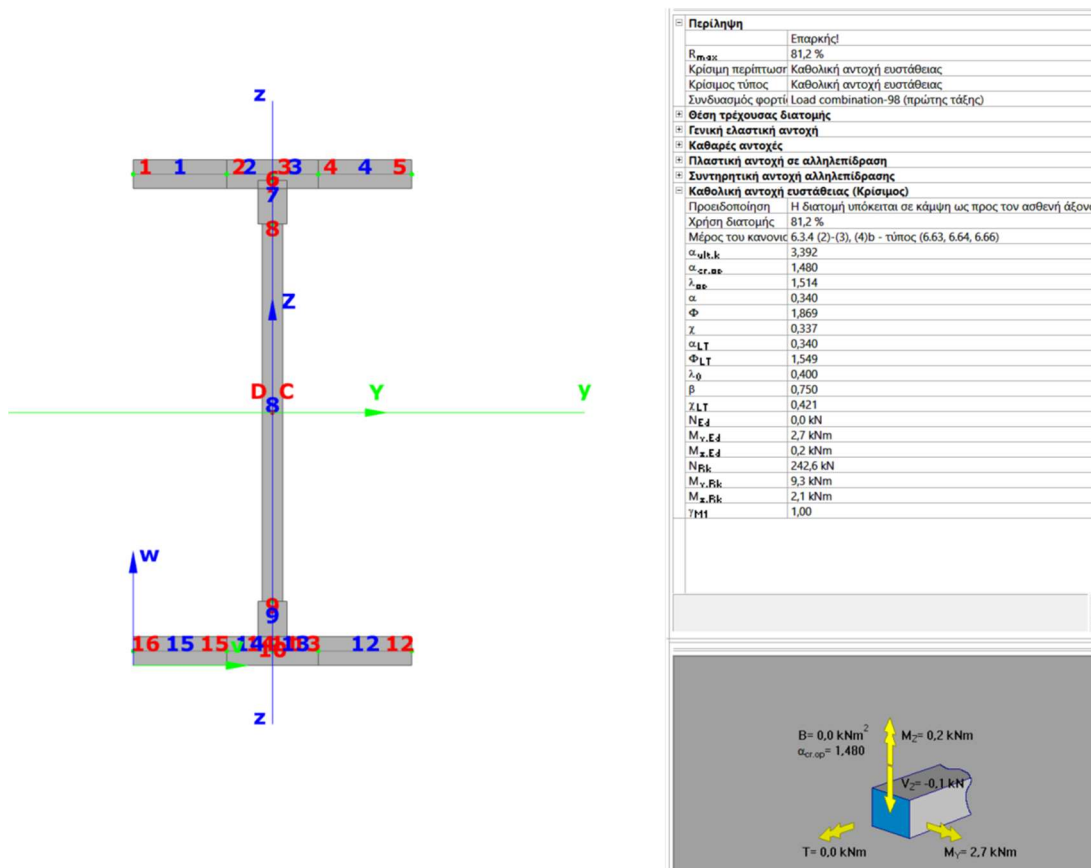


Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τις μηκίδες IPE100 πλευρικά παρουσιάζονται για το συνδυασμό (ULS2):  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{90^\circ} + (1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T)$  για τη μηκίδα B65 με κρίσιμη την καθολική αντοχή ευστάθειας με  $M_{Y,Ed} = 2.73 \text{ kNm}$ .

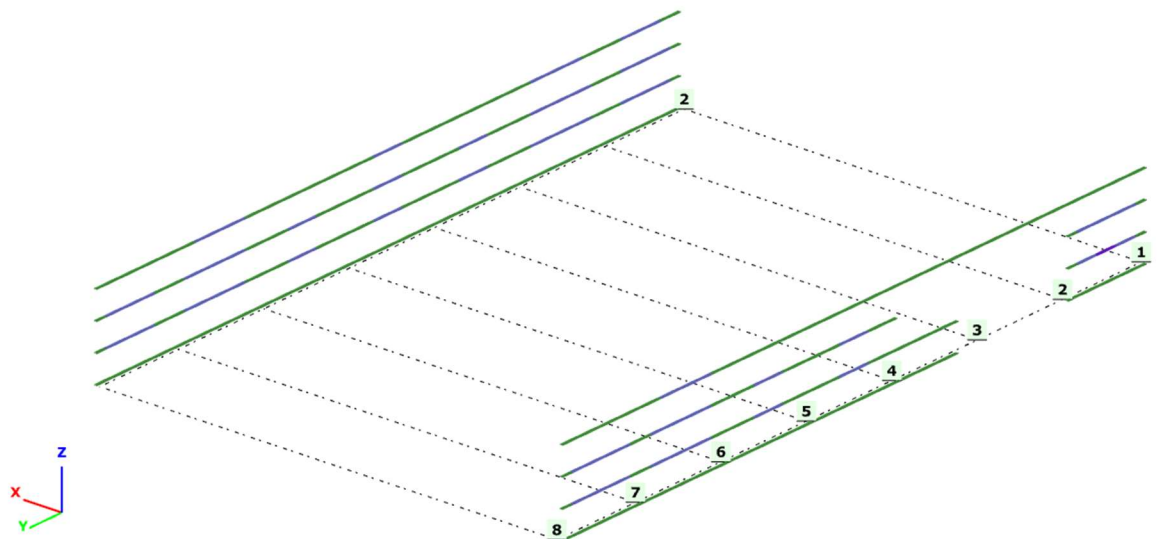


Σχήμα 4.31 Ροπή  $M_{Y,Ed}$  μηκίδας πλευρικής όψεως

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.32 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 81.2% για την μηκίδα B65 σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπικό λυγισμό δομικών στοιχείων του EN1993-1-1.



Σχήμα 4.32: Επίλυση διατομής με Consteel



Ράβδος	Στοιχείο	Κύβος	Συνδυασμός φορ...	Έλεγχος	Χορήση διατο...
B65	1858	j	Load combination...	Αντοχή καθολικής ευστάθειας	81,2
B65	1857	k	Load combination...	Αντοχή καθολικής ευστάθειας	81,2
B65	1857	j	Load combination...	Αντοχή καθολικής ευστάθειας	77,5
B65	1856	k	Load combination...	Αντοχή καθολικής ευστάθειας	77,5
B99	330	j	Load combination...	Αντοχή καθολικής ευστάθειας	75,9

Σχήμα 4.33: Απεικόνιση ποσοστών εκμετάλλευσης για τις μηκίδες

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρατηρείται για το συνδυασμό (SLS5):  $G + S + 0.6 \cdot W_0 + 0.6 \cdot T$  για τη μηκίδα B99.

Όνομα ελέγχου:

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης  Ανάλυση δευτέρας τάξης

Προ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-811
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1163
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-987
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-786
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1138
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-962
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-761
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1113
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-937
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-912
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-736
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1088

Παράμετροι

Ομάδα μοντέλου:

Οριακή παραμόρφωση: L /

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης:

Όνομα ράβδου:

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου:

Κρίσιμη κατακόρυφη σχετική παραμόρφωση [mm]:

Οριακή παραμόρφωση [mm]:

Χρήση διατομής [%]:

Σχήμα 4.34: Έλεγχος βέλους μηκίδας

$$\delta = 19.32\text{mm} \leq \delta_{max} = L/200 = 4560/200 = 22.8\text{mm}$$

Άρα η χρήση της διατομής IPE100 για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι 84.74%.

## 4.9 Ποσοστά Εκμετάλλευσης

Πίνακας 4.1: Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης ανά διατομή

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΧΡΗΣΗΣ(%)
Ζυγώματα	IPE450	70.10
Υποστυλώματα	HEA300	72.20
Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι	SHS80X5	24.70
Οριζόντιοι Σύνδεσμοι	L80X10	35.10
Μετωπικά υποστυλώματα	HEA200	46.00
Τεγίδες	IPE140	71.80
Μηκίδες πρόσοψης	IPE140	57.90
Μηκίδες πλευρικών όψεων	IPE100	84.74
Πόρτες πρόσοψης	HEB140	17.80
Πόρτες πλευρικών όψεων	HEB100	17.60

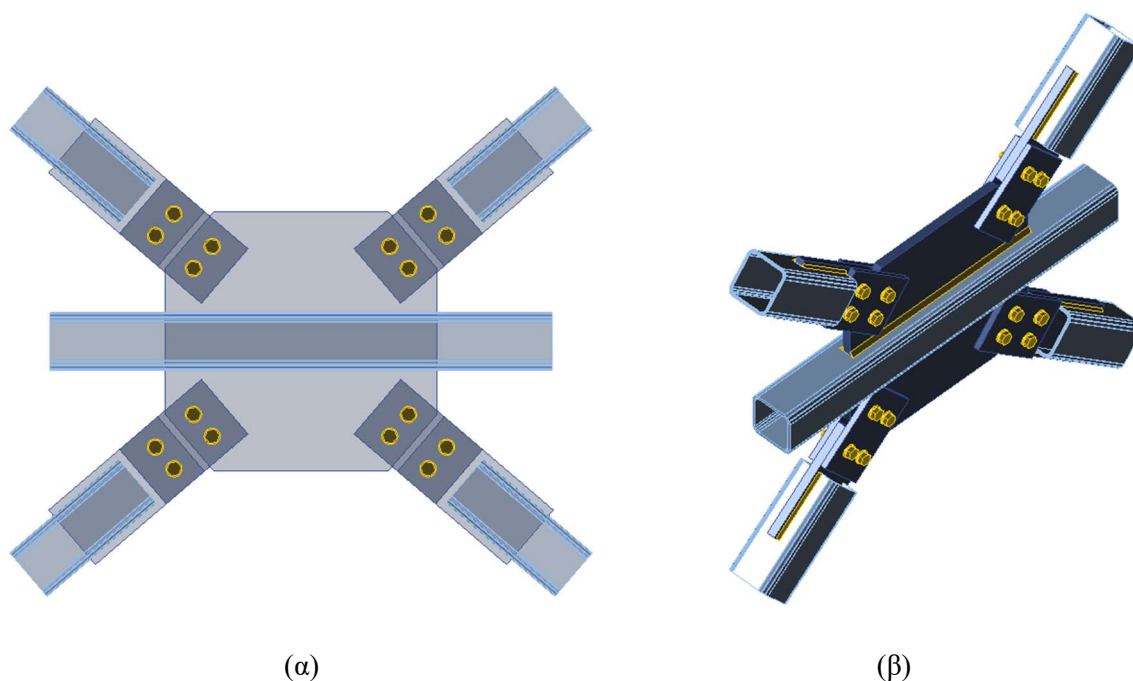
## 5 Συνδέσεις

### 5.1 Εισαγωγή

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν τον συνολικό φορέα. Οι συνδέσεις αναλαμβάνουν τη μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων της κατασκευής και ουσιαστικά την τελική ροή των δράσεων επί της κατασκευής. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων και η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων. Οι συνδέσεις διαστασιολογήθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος IDEA STATICA 8. Λόγω της δυνατότητας σύνδεσης του προγράμματος Consteel, που πραγματοποιήθηκε η μελέτη, με το IDEA STATICA τα δυσμενέστερα εντατικά φορτία για κάθε τύπου σύνδεση περάστηκαν αυτόματα.

### 5.2 Σύνδεση Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Η σύνδεση των διαγώνιων στοιχείων του κατακόρυφου συστήματος δυσκαμψίας με το οριζόντιο στοιχείο αποτελείται από ελάσματα πάχους 10mm και 15mm και δίτητους κοχλίες M12 ποιότητας 8.8. Η σύνδεση καταπονείται από αξονική δύναμη  $N_{Ed} = -34.9kN$ .



Σχήμα 5.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης διαγώνιων κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

#### Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία  $A_s$  υπολογίζεται ως εξής :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \times n \times m = \frac{0.6 \times 0.8 \times 84.3}{1.25} \times 2 \times 4 = 258.97kN \geq 34.9kN \quad (5.1)$$

Όπου:

- $\alpha_v = 0.6$  για κοχλίες ποιότητας 4.6, 5.6 και 8.8
- $n$  επίπεδα διάτμησης
- $m$  πλήθος κοχλιών
- $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$  όριο θραύσης χάλυβα κοχλία
- $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$
- $\gamma_{M2} = 1.25$

#### Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας υπολογίζεται ως εξής:

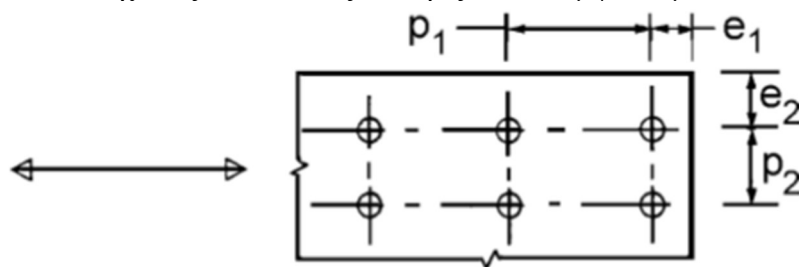
$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} \times m = \frac{2.3 \times 0.95 \times 0.36 \times 12 \times 15}{1.25} \times 4 = 453.08 \text{ kN} \geq 34.9 \text{ kN} \quad (5.2)$$

Όπου:

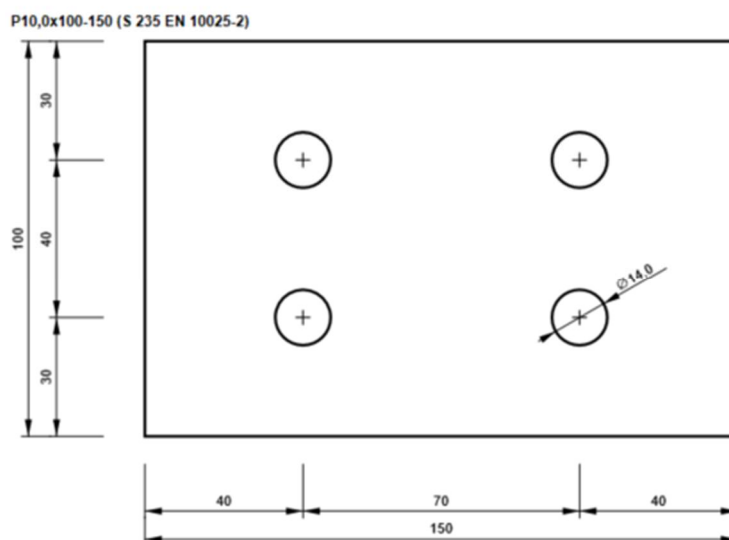
- $k_1 = \min \left\{ 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ 2.8 \frac{30}{14} - 1.7; 1.4 \frac{40}{14} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{ 4.3; 2.3; 2.5 \} = 2.3$
- $a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.00 \right\} = \min \left\{ \frac{40}{3 \times 14}; \frac{70}{3 \times 14} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1.00 \right\} = \min \{ 0.95; 1.41; 2.22; 1.00 \} = 0.95$
- $t_{min} = \min \{ 2 \cdot 10; 15 \} = 15 \text{ mm}$  το πάχος του λεπτότερου συνδεόμενου μέρους
- $m$  το πλήθος των οπών
- $d$  διάμετρος του κοχλία
- $d_0$  διάμετρος της οπής
- $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$  όριο θραύσης χάλυβα κοχλία
- $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$  όριο θραύσης του χάλυβα του ελάσματος
- $\gamma_{M2} = 1.25$

#### Αποστάσεις οπών

Οι μέγιστες και οι ελάχιστες αποστάσεις καθορίζονται σύμφωνα με τον EN1993-1-8 .



(α)



(β)

Σχήμα 5.2: Αποστάσεις οπών ελάσματος σύνδεσης

Ελάχιστες Αποστάσεις

$$\begin{aligned} \min e_1 &= 1.2d_0 = 16.8\text{mm} && \leq 40\text{mm} \leq \\ \min r_1 &= 2.2d_0 = 30.8\text{mm} && \leq 70\text{mm} \leq \\ \min e_2 &= 1.2d_0 = 16.8\text{mm} && \leq 30\text{mm} \leq \\ \min r_2 &= 2.4d_0 = 33.6\text{mm} && \leq 40\text{mm} \leq \end{aligned}$$

Μέγιστες Αποστάσεις

$$\begin{aligned} &40\text{mm} + 4t = 80\text{mm} \\ \min(14t; 200\text{mm}) &= 140\text{mm} \\ &40\text{mm} + 4t = 80\text{mm} \\ \min(14t; 200\text{mm}) &= 140\text{mm} \end{aligned}$$

Όπου  $t$  είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεδεμένου μέρους δηλαδή στην περίπτωση αυτή  $t = 10\text{mm}$ .

Έλεγχος συγκολλήσεων

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τις συγκολλήσεις της σύνδεσης παρατίθενται στο Σχήμα 5.3 όπως ακριβώς προέκυψαν από την ανάλυση με το πρόγραμμα IDEA STATICA.

Welds (Average value used, plastic redistribution recommended)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$T_{\parallel}$ [MPa]	$T_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Status
CPL1	DM7-w 2	▲3,0	120	LE3	102,8	-28,5	43,9	-36,4	28,6	OK
CPL1	DM7-w 2	▲3,0	120	LE11	66,0	-13,7	33,0	-17,4	18,3	OK
CPL1	DM7-w 4	▲3,0	120	LE3	64,5	15,5	30,5	19,5	17,9	OK
CPL1	DM7-w 4	▲3,0	120	LE11	80,0	19,2	37,2	25,0	22,2	OK
CPL2	DM8-w 2	▲3,0	120	LE13	46,2	10,0	-23,7	-10,7	12,8	OK
CPL2	DM8-w 2	▲3,0	120	LE13	49,1	-9,4	25,7	-10,5	13,6	OK
CPL2	DM8-w 4	▲3,0	120	LE7	45,4	10,5	23,3	-10,3	12,6	OK
CPL2	DM8-w 4	▲3,0	120	LE13	66,8	17,3	31,5	20,0	18,6	OK
CPL3	DM10-w 2	▲3,0	120	LE12	68,8	16,6	-31,9	21,5	19,1	OK
CPL3	DM10-w 2	▲3,0	120	LE3	64,2	15,4	-30,3	19,4	17,8	OK
CPL3	DM10-w 4	▲3,0	120	LE12	48,9	-9,0	-25,3	-11,4	13,6	OK
CPL3	DM10-w 4	▲3,0	120	LE3	102,4	-28,3	-43,7	-36,3	28,5	OK
CPL4	DM9-w 2	▲3,0	120	LE14	46,5	10,1	-23,3	11,9	12,9	OK
CPL4	DM9-w 2	▲3,0	120	LE8	38,8	8,9	-19,9	-8,8	10,8	OK
CPL4	DM9-w 4	▲3,0	120	LE14	43,5	-8,4	-22,8	-9,4	12,1	OK
CPL4	DM9-w 4	▲3,0	120	LE14	48,9	12,7	23,6	-13,6	13,6	OK
SP1	DM6-w 2	▲5,0	380	LE3	69,9	-8,9	-39,1	-8,4	19,4	OK
SP1	DM6-w 2	▲5,0	380	LE11	46,3	-9,9	24,0	-10,2	12,9	OK
SP1	DM6-w 4	▲5,0	380	LE5	45,8	11,4	22,9	11,5	12,7	OK
SP1	DM6-w 4	▲5,0	380	LE5	22,6	-6,5	-10,5	6,8	6,3	OK

Σχήμα 5.3: Τάσεις καταπόνησης των συγκολλήσεων

Η συγκόλληση του διαγώνιου στοιχείου με το έλασμα που χρησιμοποιείται για να πραγματοποιηθεί η κοχλίωση είναι πάχους  $a_w = 3\text{mm}$  και μήκους  $l_w = 120\text{mm}$ . Η αντοχή της συγκόλλησης σύμφωνα με τον EN1993-1-8 δίνεται ως εξής:

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} =$$

$$\sqrt{28.5^2 + 3 \times (43.9^2 + 36.4^2)} = 102.8\text{MPa} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 360\text{MPa} \quad (5.3)$$

Και

$$\sigma_{\perp} = 28.5\text{MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288\text{MPa}$$

Όπου:

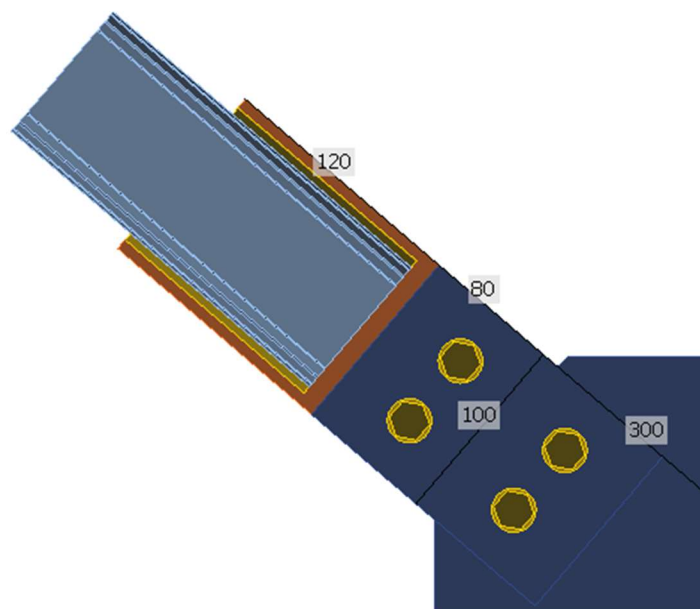
- $\sigma_{\perp}$  είναι η ορθή τάση κάθετα στη ραφή
- $\tau_{\perp}$  είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) κάθετα στον άξονα της συγκόλλησης
- $\tau_{\parallel}$  είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) παράλληλα στον άξονα της συγκόλλησης
- $f_u$  η εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου ελάσματος
- $\beta_w$  συντελεστής συσχέτισης

Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης:

$$a_{min} = a_w = 3\text{mm}$$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης:

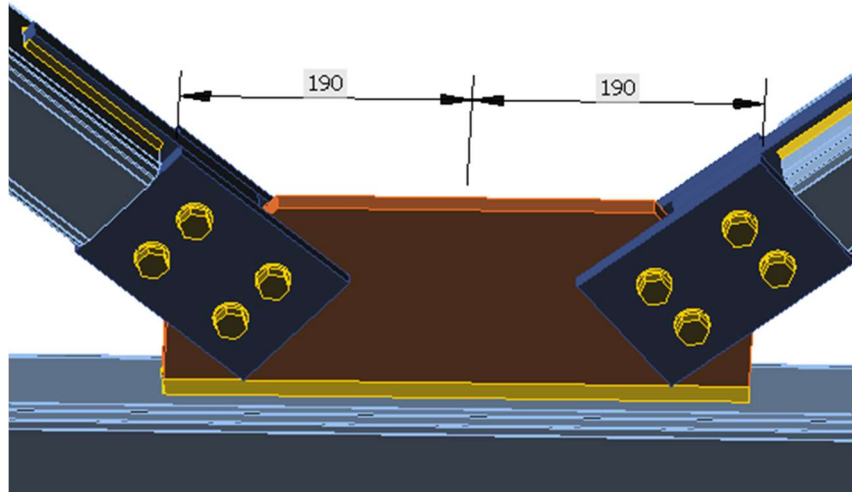
$$\min(30\text{mm}; 6 \cdot a) = 18\text{mm} < l_w = 120\text{mm}$$



Σχήμα 5.4: Συγκόλληση 3mm διαγώνιου στοιχείου με έλασμα

Για τη σύνδεση των διαγώνιων με το οριζόντιο στοιχείο έχει χρησιμοποιηθεί ένα έλασμα πάχους 15mm το οποίο είναι συγκολλημένο πάνω στο οριζόντιο στοιχείο με μια συγκόλληση πάχους  $a_w = 5\text{mm}$  και μήκους  $l_w = 380\text{mm}$ .





Σχήμα 5.5: Συγκόλληση 5mm οριζώντιου στοιχείου με έλασμα

Οι ορθές και διατμητικές τάσεις που καταπονούν τη συγκόλληση αυτή παρατίθενται στο Σχήμα 5.3. Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται από τον EN1993-1-8 ως εξής :

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} =$$

$$\sqrt{8.9^2 + 3 \times (39.1^2 + 8.4^2)} = 69.9MPa \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 360MPa \quad (5.4)$$

Και

$$\sigma_{\perp} = 8.9MPa \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288MPa$$

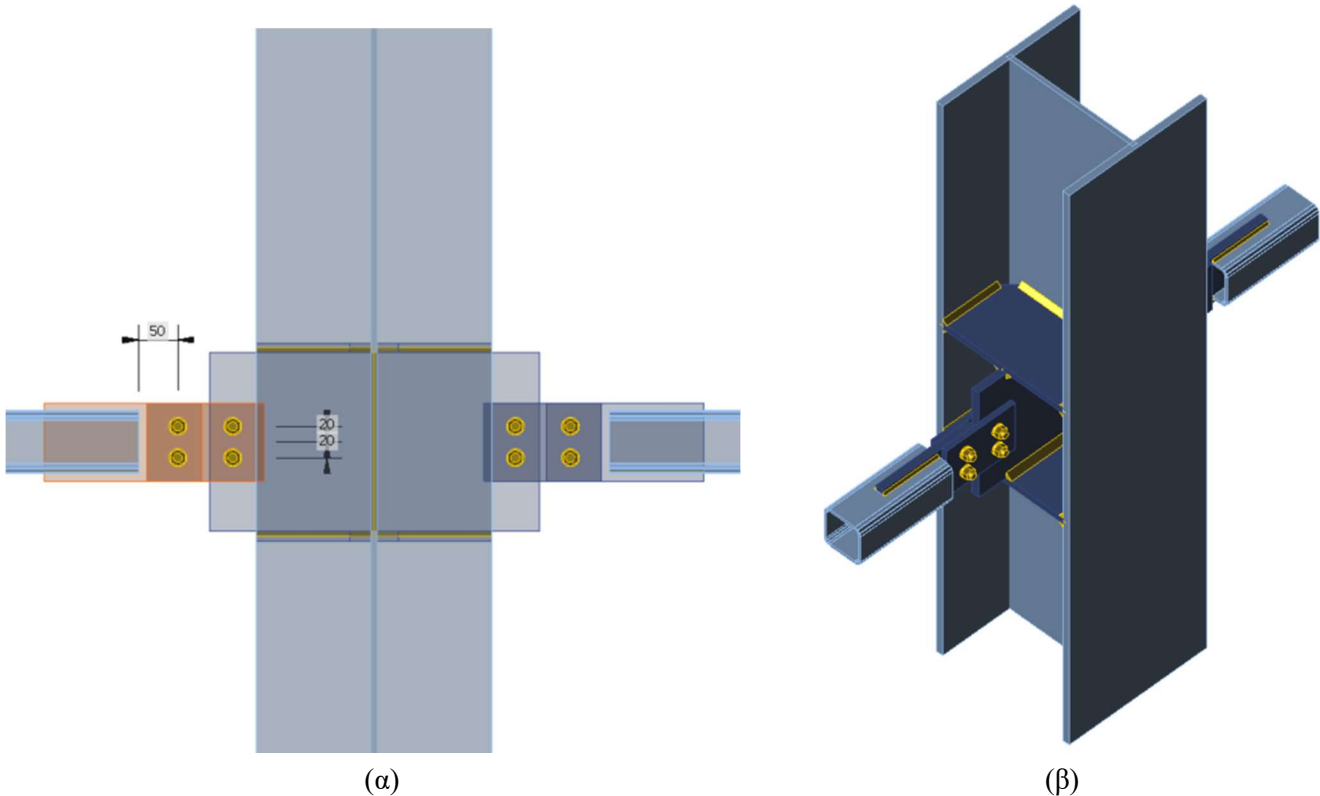
Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης:

$$a_{min} = 3mm < a_w = 5mm$$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης:

$$min(30mm; 6 \cdot a) = 30mm < l_w = 380mm$$

Για τη μόρφωση της σύνδεσης του οριζώντιου στοιχείου SHS80x5 με το υποστύλωμα HEA300 καθώς και για τη σύνδεση της κεφαλοδοκού SHS80x5 με το υποστύλωμα HEA300 και του διαγώνιου SHS80x5 του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε η ίδια ακριβώς κοιλίωση που έγινε αναφορά παραπάνω. Επομένως η αντοχή σε διάτμηση, σύνθλιψη άντυγας όπως και της συγκόλλησης 3mm θα είναι ίδιες με παραπάνω.



Σχήμα 5.6: Σύνδεση οριζόντιου SHS80x5 με υποστύλωμα HEA300

Η σύνδεση του Σχήματος 5.6 καταπονείται με αξονική δύναμη  $N_{Ed} = 20kN$  επομένως από τους υπολογισμούς στις σχέσεις (5.1) και (5.2):

$$F_{V,Rd} = 258.97kN > N_{Ed} = 20kN$$

$$F_{b,Rd} = 453.08kN > N_{Ed} = 20kN$$

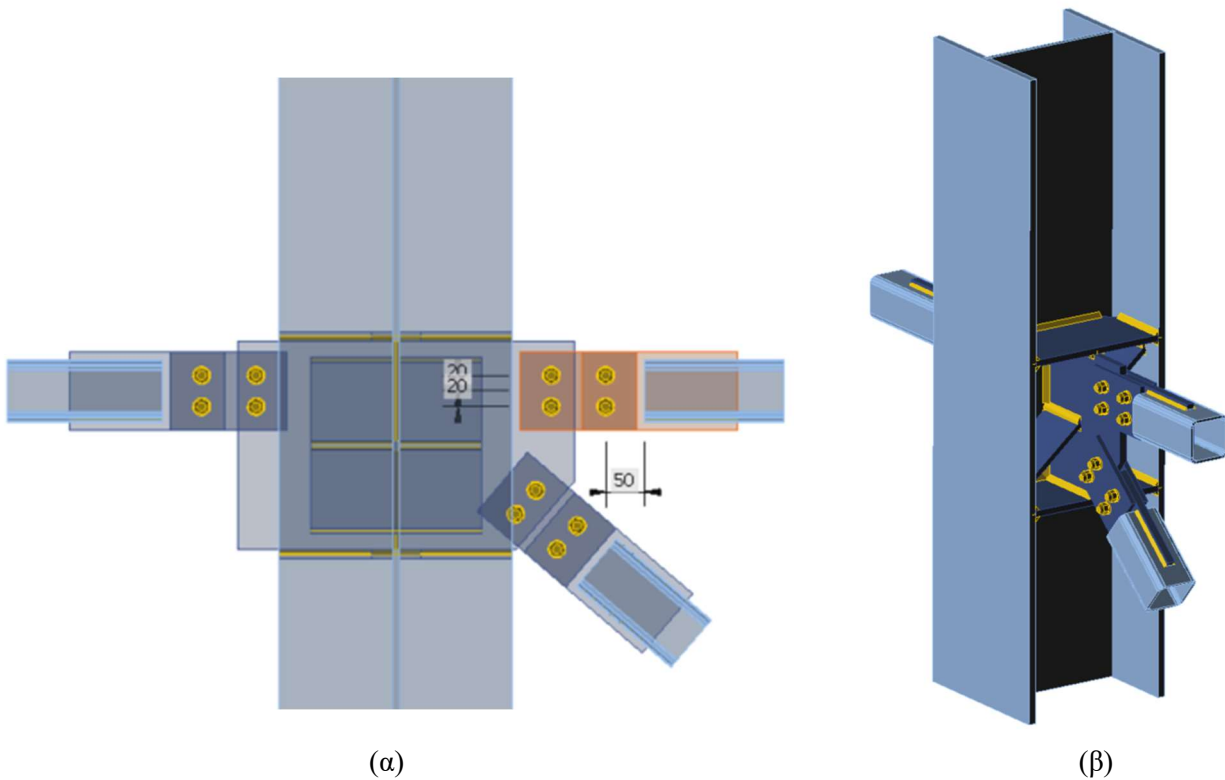
Οι δυσμενέστερες τάσεις που καταπονούν τη συγκόλληση του SHS80x5 με το έλασμα πάχους 15mm καθώς και η αντοχή της είναι:

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} =$$

$$\sqrt{29.7^2 + 3 \times (46.6^2 + 39.8^2)} = 110.3MPa \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 360MPa \quad (5.5)$$

Και

$$\sigma_{\perp} = 29.7MPa \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288MPa$$



Σχήμα 5.7: Σύνδεση κεφαλοδοκού με υποστήλωμα και διαγώνιο κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

Η σύνδεση του Σχήματος 5.7 καταπονείται με αξονική δύναμη  $N_{Ed} = -32.8kN$  επομένως από τους υπολογισμούς στις σχέσεις (5.1) και (5.2):

$$F_{V,Rd} = 258.97kN > 32.8kN$$

$$F_{b,Rd} = 453.08kN > 32.8kN$$

Οι δυσμενέστερες τάσεις που καταπονούν τη συγκόλληση του SHS80x5 με το έλασμα πάχους 15mm καθώς και η αντοχή της είναι:

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} =$$

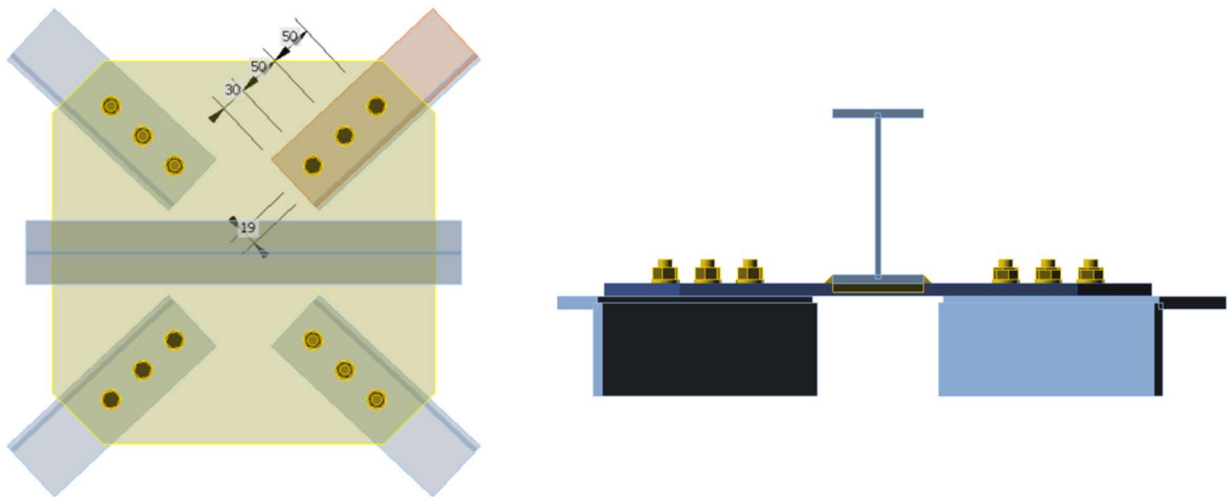
$$\sqrt{31.9^2 + 3 \times (50.6^2 + 42.2^2)} = 118.6MPa \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 360MPa \quad (5.6)$$

Και

$$\sigma_{\perp} = 31.9MPa \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288MPa$$

### 5.3 Σύνδεση Οριζόντιου Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Ο διαγώνιος οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας έχει διατομή ισοσκελούς γωνιακού L80x10 με εμβαδόν  $A = 15.1\text{cm}^2$ . Στο οριζόντιο σύστημα δυσκαμψίας συμμετέχει και η τεγίδα IPE140 στην οποία συγκολλάται στο κάτω πέλαμα της ένα έλασμα πάχους 10mm με το οποίο οι διαγώνιοι σύνδεσμοι L80x10 συνδέονται κοχλιωτά με κοχλίες μίας τμήσης M12 ποιότητας 8.8.



(α) (β)  
Σχήμα 5.8: Σύνδεση τεγίδας IPE140 με οριζόντιους διαγώνιους συνδέσμους L80x10

#### Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Η κοχλίωση καταπονείται με αξονική δύναμη  $N_{Ed} = 58\text{kN}$ . Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίου  $A_s$  υπολογίζεται ως εξής :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \times n \times m = \frac{0.6 \times 0.8 \times 84.3}{1.25} \times 1 \times 3 = 97.11\text{kN} \geq 58\text{kN} \quad (5.7)$$

#### Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας υπολογίζεται ως εξής:

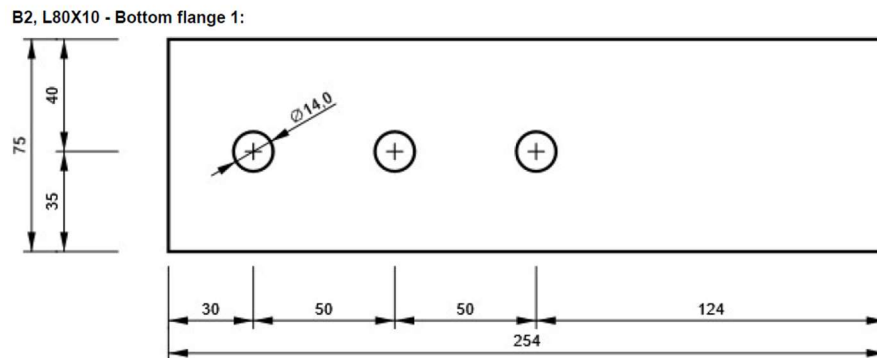
$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} \times m = \frac{2.5 \times 0.71 \times 0.36 \times 10 \times 12}{1.25} \times 3 = 184.03\text{kN} \geq 58\text{kN} \quad (5.8)$$

Όπου:

- $k_1 = \min \left\{ 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ 2.8 \frac{40}{14} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{ 6.3; 2.5 \} = 2.5$
- $a_b = \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.00 \} = \min \left\{ \frac{30}{3 \times 14}; \frac{50}{3 \times 14} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1.00 \right\} = \min \{ 0.71; 0.94; 2.22; 1.00 \} = 0.71$

- $t_{min} = \min\{10;10\} = 10\text{mm}$  το πάχος του λεπτότερου συνδεόμενου μέρους
- $m$  το πλήθος των οπών

### Αποστάσεις οπών



Σχήμα 5.9: Αποστάσεις οπών γωνιακού L80x10

Οι μέγιστες και οι ελάχιστες αποστάσεις καθορίζονται σύμφωνα με τον EN1993-1-8 .

#### Ελάχιστες Αποστάσεις

$$\text{mine}_1 = 1.2d_0 = 16.8\text{mm}$$

$$\text{min}p_1 = 2.2d_0 = 30.8\text{mm}$$

$$\text{mine}_2 = 1.2d_0 = 16.8\text{mm}$$

$$\leq 30\text{mm} \leq$$

$$\leq 50\text{mm} \leq$$

$$\leq 40\text{mm} \leq$$

#### Μέγιστες Αποστάσεις

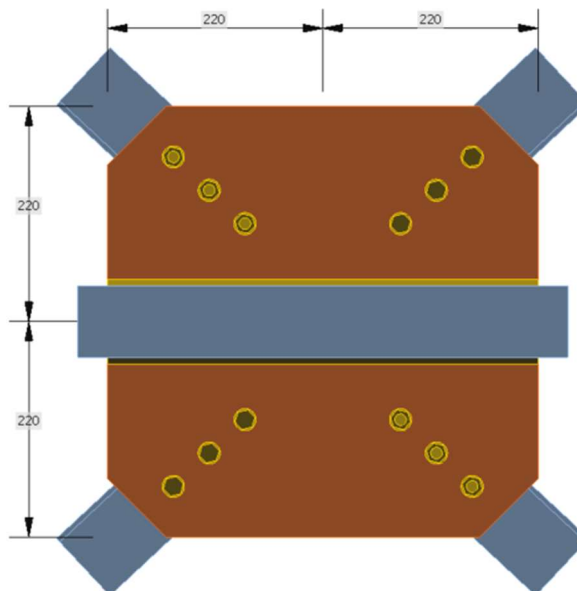
$$40\text{mm} + 4t = 80\text{mm}$$

$$\min(14t; 200\text{mm}) = 140\text{mm}$$

$$40\text{mm} + 4t = 80\text{mm}$$

### Έλεγχος συγκολλήσεων

Η τεγίδα IPE140 είναι συγκολλημένη πάνω στο έλασμα πάχους 10mm με 2 συγκολλήσεις πάχους  $a_w = 5\text{mm}$  και μήκους  $l_w = 440\text{mm}$  και 2 συγκολλήσεις  $a_w = 5\text{mm}$  και μήκους  $l_w = 73\text{mm}$ .



Σχήμα 5.10: Συγκόλληση  $a_w = 5\text{mm}$ ,  $l_w = 440\text{mm}$

**Welds (Plastic redistribution)**

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$T_{\parallel}$ [MPa]	$T_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Status
B-bfl 1	SP1	▲5,0	73	LE8	353,6	0,5	238,2	-150,4	11,4	98,2	94,9	OK
B-bfl 1	SP1	▲5,0	73	LE8	354,4	1,1	184,1	167,1	51,3	98,4	94,7	OK
SP1	B-bfl 1	▲5,0	440	LE8	328,7	0,0	-200,2	77,6	-129,0	91,3	46,2	OK
SP1	B-bfl 1	▲5,0	440	LE8	326,4	0,0	-170,7	58,8	-149,5	90,7	35,7	OK

Σχήμα 5.11: Τάσεις καταπόνησης συγκολλήσεων

Οι μέγιστες ορθές και διατμητικές τάσεις που καταπονούν τη συγκόλληση πάχους  $a_w = 5mm$  και μήκους  $l_w = 440mm$  παρατίθενται στο Σχήμα 5.11. Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται από τον EN1993-1-8 ως εξής :

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{200.2^2 + 3 \times (129.0^2 + 77.6^2)} = 328.70MPa \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 360MPa \quad (5.9)$$

Και

$$\sigma_{\perp} = 200.2MPa \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288MPa$$

Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης:

$$a_{min} = 3mm < a_w = 5mm$$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης:

$$min(30mm; 6 \cdot a) = 30mm < l_w = 440mm$$

Οι μέγιστες ορθές και διατμητικές τάσεις που καταπονούν τη συγκόλληση πάχους  $a_w = 5mm$  και μήκους  $l_w = 73mm$  παρατίθενται στο Σχήμα 5.11. Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται από τον EN1993-1-8 ως εξής :

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{184.10^2 + 3 \times (51.3^2 + 167.10^2)} = 354.40MPa \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 360MPa \quad (5.10)$$

Και

$$\sigma_{\perp} = 184.10MPa \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288MPa$$

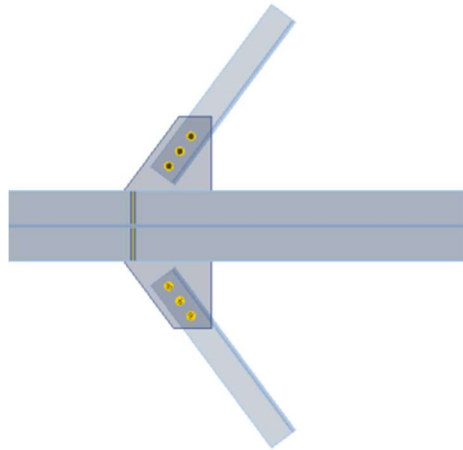
Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης:

$$a_{min} = 3mm < a_w = 5mm$$

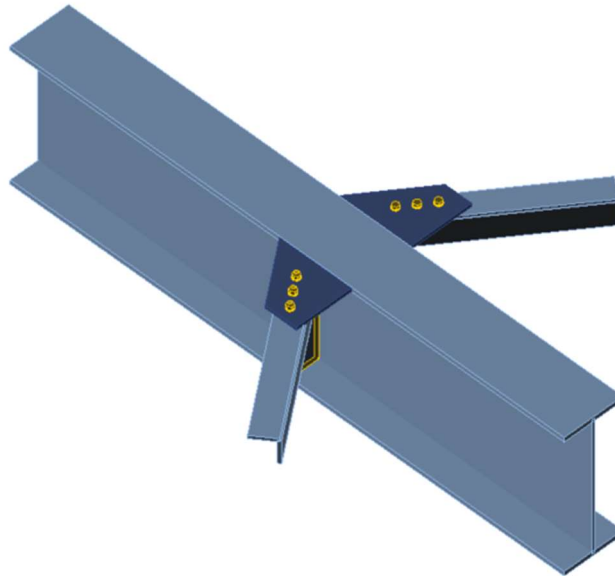
Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης:

$$min(30mm; 6 \cdot a) = 30mm < l_w = 73mm$$

Η σύνδεση του διαγώνιου οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας L80x10 με το ζύγωμα IPE450 γίνεται κοχλιωτά, με την ίδια ακριβώς διάταξη όπως και στη σύνδεση του Σχήματος 5.10, με την βοήθεια ελάσματος πάχους  $t=10mm$  το οποίο συγκολλάτε με εσωραφή 10mm στο άνω πέλμα του ζυγώματος.



(α)



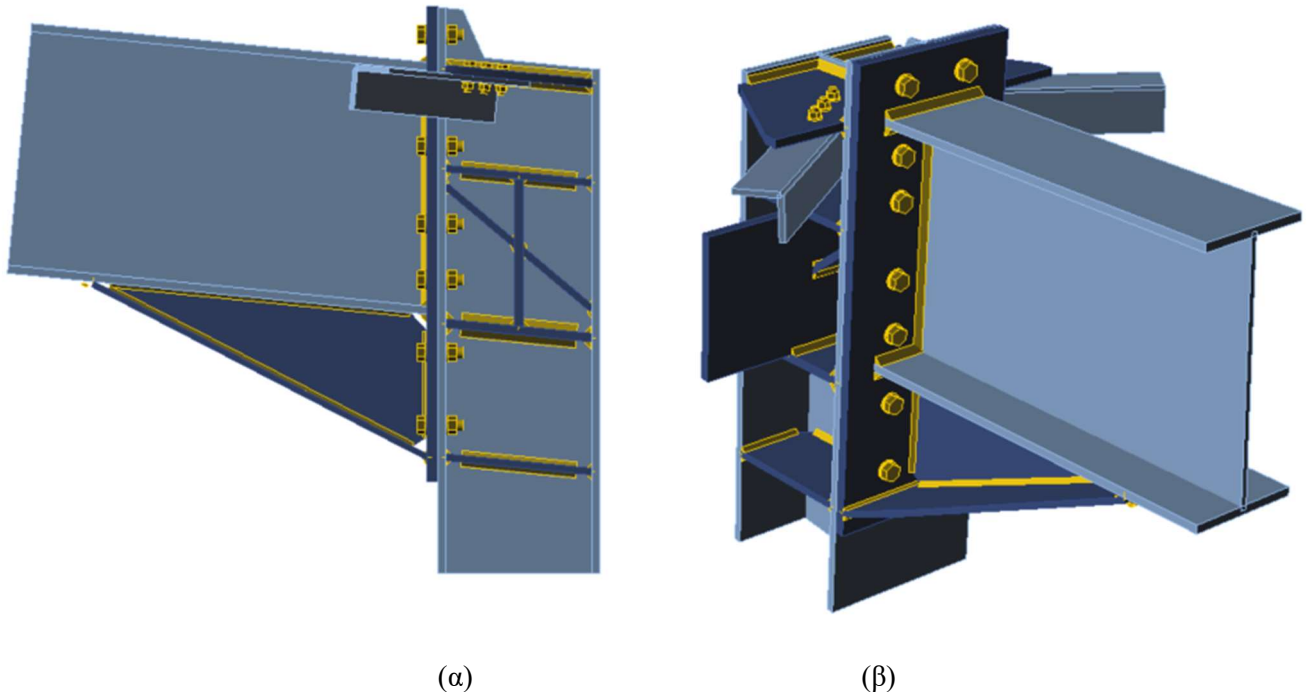
(β)

Σχήμα 5.12: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης οριζόντιου διαγώνιου συνδέσμου με ζύγωμα

Η τιμή της αντοχής της κοχλίωσης σε διάτμηση και σε σύνθλιψη άντυγας θα είναι ακριβώς οι ίδιες με παραπάνω μιας και τα χαρακτηριστικά της σύνδεσης είναι ίδια.

## 5.4 Σύνδεση Δοκού Υποστυλώματος

Για τη σύνδεση δοκού υποστυλώματος χρησιμοποιήθηκαν 14 κοχλίες M20 ποιότητας 8.8 και μετωπική πλάκα διαστάσεων 852x300x20mm ποιότητας S235.



Σχήμα 5.13: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος

Η σύνδεση έχει μορφωθεί ως άκαμπτη (προσομοίωση στο Consteel ως πάκτωση) και έχει ενισχυθεί με τοπική ενίσχυση που κατασκευάζεται από τμήμα της διατομής του ζυγώματος IPE450. Πέραν της αντοχής των κοχλιώσεων, ελασμάτων και συγκολλήσεων εξετάστηκε μέσω της δυνατότητας που παρέχει το πρόγραμμα IDEA STATICA η ακαμψία της σύνδεσης.

Ο απλούστερος τρόπος για να προσομοιωθεί η συμπεριφορά ενός τέτοιου κόμβου είναι μέσω ενός στροφικού ελατηρίου μεταξύ των άκρων των δυο συνδεόμενων μελών. Η στροφική δυσκαμψία  $S$  του ελατηρίου είναι η παράμετρος που συνδέει τη μεταβιβαζόμενη ροπή  $M_j$  προς τη σχετική στροφή  $\varphi$ . Όταν αυτή η στροφική δυσκαμψία  $S$  είναι μηδέν, ή όταν είναι σχετικά μικρή, ο κόμβος κατατάσσεται στην κατηγορία αρθρωτών κόμβων. Αντίθετα όταν η στροφική δυσκαμψία  $S$  είναι άπειρη, ή όταν είναι σχετικά υψηλή, ο κόμβος κατατάσσεται στην κατηγορία των άκαμπτων κόμβων.

Η συμπεριφορά του κόμβου δοκού υποστυλώματος εκφράζεται μέσω της καμπύλης ροπής – στροφής, όπου η ροπή εκφράζει την εφαρμοζόμενη ροπή στη δοκό και η στροφή τη μεταβολή της γωνίας μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η ροπή αντοχής του κόμβου  $M_{j,Rd}$  προσδιορίζεται με τη βοήθεια των αντοχών των επιμέρους συστατικών. Εξετάζονται τρεις χαρακτηριστικές περιοχές, η εφελκυσόμενη, η θλιβόμενη και η διατεμνόμενη περιοχή, των οποίων προσδιορίζεται η αντοχή. Ο έλεγχος της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή κόμβων δοκού – υποστυλώματος εξασφαλίζεται με την ικανοποίηση του κριτηρίου:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1.00 \quad (5.11)$$

Αν η αξονική δύναμη  $N_{Ed}$  στο συνδεόμενο μέλος υπερβαίνει το 5% της αντοχής σχεδιασμού  $N_{pl,Rd}$ , μπορεί να χρησιμοποιείται το συντηρητικό κριτήριο:



$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1.00 \quad (5.12)$$

Στο παρόν υποκεφάλαιο επιλέχθηκε να μην παρουσιαστούν αναλυτικά οι εξισώσεις για τον υπολογισμό της σύνδεσης για λόγους οικονομίας χώρου και χρόνου. Αντί αυτού επιλέχθηκαν να παρουσιαστούν τα συνοπτικά αποτελέσματα που προέκυψαν από το πρόγραμμα. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα έπειτα από την ανάλυση με τη χρήση του προγράμματος IDEA STATICA προκειμένου να ελεγχθεί ο κόμβος.

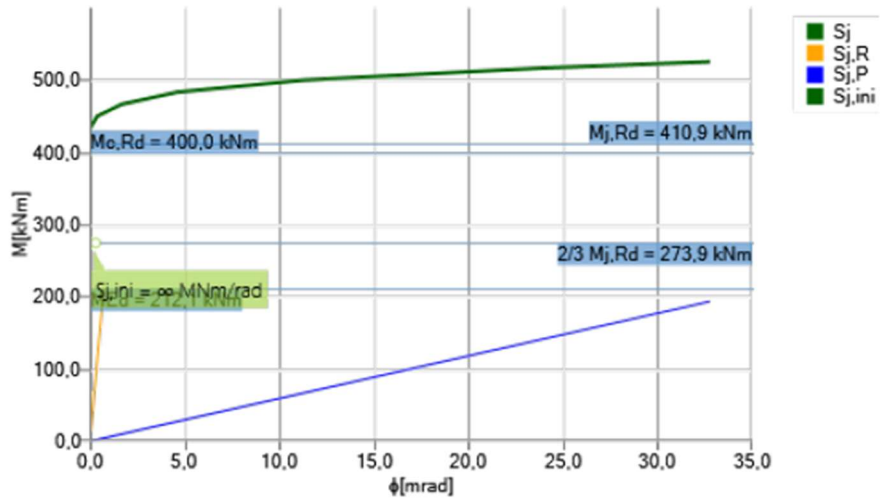
Rotational stiffness

Name	Comp.	Loads	Mj,Rd [kNm]	Sj,Inl [MNm/rad]	ϕc [mrad]	L [m]	Sj,R [MNm/rad]	Sj,P [MNm/rad]	Class.
B56	My	LE104	426,5	1321,0	23,5	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE105	410,4	==	32,2	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE106	410,4	==	32,2	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE107	428,1	852,2	27,6	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE108	410,9	==	32,8	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE109	427,6	864,8	27,1	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE110	428,1	852,2	27,6	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE111	409,3	==	32,0	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE112	424,4	==	33,6	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE113	429,7	==	22,8	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE114	424,4	==	34,2	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE115	422,4	==	25,6	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE116	428,1	852,2	27,6	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE117	426,5	1321,0	23,5	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE118	410,9	==	32,4	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE119	410,9	==	32,8	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE120	429,7	==	22,8	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE121	422,4	==	25,6	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE122	422,4	==	25,6	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE123	429,7	==	22,8	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE124	410,9	==	32,8	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE125	410,9	==	32,8	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE126	426,5	1321,0	23,5	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE127	426,5	1321,0	23,5	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE128	438,5	==	32,7	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE129	429,7	==	22,8	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE130	432,3	==	36,1	6,00	295,2	5,9	Rigid
		LE131	422,4	==	25,6	6,00	295,2	5,9	Rigid

(α)

Name	Comp.	Loads	Mj,Rd [kNm]	Sj,Inl [MNm/rad]	ϕc [mrad]	L [m]	Sj,R [MNm/rad]	Sj,P [MNm/rad]	Class.
	Mz	LE104	-69,2	==	-2,1	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE105	-66,5	==	-0,2	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE106	66,5	==	0,3	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE107	-69,4	==	-0,2	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE108	66,6	==	0,9	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE109	69,3	==	1,3	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE110	-69,4	==	-0,2	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE111	66,4	==	0,3	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE112	68,8	==	1,3	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE113	69,7	==	11,0	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE114	-68,8	==	-1,2	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE115	-68,5	==	-7,2	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE116	-69,4	==	-0,2	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE117	-69,2	==	-2,1	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE118	66,6	==	0,5	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE119	66,6	==	0,9	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE120	69,7	==	11,0	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE121	-68,5	==	-7,2	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE122	-68,5	==	-7,2	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE123	69,7	==	11,0	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE124	66,6	==	0,9	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE125	66,6	==	0,9	6,00	14,7	0,3	Rigid
		LE126	-69,2	==	-2,1	6,00	14,7	0,3	Rigid

(β)



(γ)

Σχήμα 5.14: Έλεγχος ακαμψίας σύνδεσης

Bolts

Name	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	$V$ [kN]	$U_t$ [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_t$ [%]	$U_{t,s}$ [%]	Detailing	Status
B1	LE108	47,2	1,3	33,5	201,6	1,4	25,3	OK	OK
B2	LE108	47,5	1,3	33,7	201,6	1,4	25,4	OK	OK
B3	LE108	47,9	1,0	34,0	201,6	1,1	25,4	OK	OK
B4	LE108	48,1	1,0	34,1	194,0	1,1	25,4	OK	OK
B5	LE108	29,1	0,5	20,6	201,6	0,5	15,3	OK	OK
B6	LE108	29,1	0,5	20,6	201,6	0,6	15,3	OK	OK
B7	LE108	16,6	4,5	11,7	201,6	4,7	13,1	OK	OK
B8	LE108	16,6	4,4	11,8	201,6	4,7	13,1	OK	OK
B9	LE108	2,2	6,8	1,6	201,6	7,2	8,3	OK	OK
B10	LE108	2,2	6,8	1,6	201,6	7,2	8,3	OK	OK
B11	LE108	0,5	11,6	0,4	201,6	12,4	12,6	OK	OK
B12	LE108	0,5	11,6	0,4	201,6	12,3	12,6	OK	OK
B13	LE108	0,7	17,9	0,5	201,6	19,0	19,3	OK	OK
B14	LE108	0,7	17,8	0,5	201,6	18,9	19,2	OK	OK

(α)

Design data

Name	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 8.8 - 1	141,1	239,4	94,1

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 141,1 \text{ kN}$$

where:

$k_2 = 0,90$	Factor
$f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$	Ultimate tensile strength of the bolt
$A_s = 245 \text{ mm}^2$	Tensile stress area of the bolt
$\gamma_{M2} = 1,25$	Safety factor

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 239,4 \text{ kN}$$

where:

$d_m = 32 \text{ mm}$	The mean of the across points and across flats dimensions of the bolt head or the nut, whichever is smaller
$t_p = 14 \text{ mm}$	Thickness
$f_u = 360,0 \text{ MPa}$	Ultimate strength
$\gamma_{M2} = 1,25$	Safety factor

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 94,1 \text{ kN}$$

where:

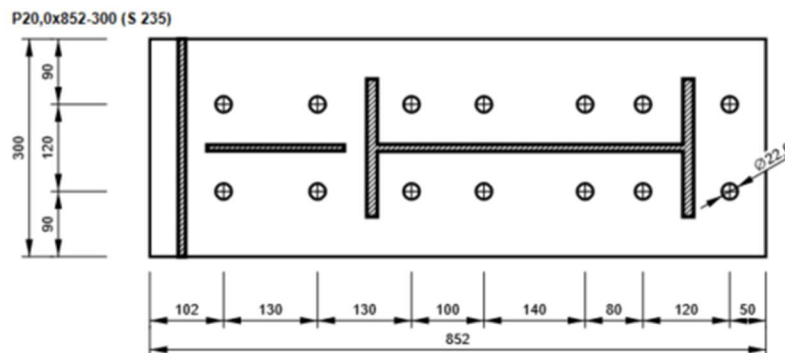
$\beta_p = 1,00$	
$\alpha_v = 0,60$	
$f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$	Ultimate tensile strength of the bolt
$A = 245 \text{ mm}^2$	Tensile stress area of the bolt
$\gamma_{M2} = 1,25$	Safety factor

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d^2 t}{\gamma_{M2}} = 194,0 \text{ kN}$$

where:

$k_1 = 2,50$	
$a_b = 0,96$	Factor
$f_u = 360,0 \text{ MPa}$	Ultimate strength
$d = 20 \text{ mm}$	Nominal diameter of the fastener
$t = 14 \text{ mm}$	Thickness
$\gamma_{M2} = 1,25$	Safety factor

(β)



(γ)

Σχήμα 5.15: Έλεγχος κοιλίωσης

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$\epsilon_{H1}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$T_{\parallel}$ [MPa]	$T_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Status
B23-bfl 1	STIFF3b	7,0	119	LE108	17,1	0,0	-13,7	-1,3	5,8	5,3	3,6	OK
		7,0	119	LE108	54,2	0,0	27,4	-6,2	26,2	15,0	9,1	OK
		7,0	119	LE108	52,2	0,0	-22,5	17,0	21,3	14,5	11,2	OK
B23-w 1	STIFF3b	7,0	208	LE108	6,5	0,0	-6,5	0,1	0,1	2,5	1,1	OK
		7,0	208	LE108	10,8	0,0	-6,0	-3,0	4,2	3,0	1,8	OK
B23-ffl 1	STIFF3b	7,0	119	LE108	17,1	0,0	-13,8	1,0	-5,8	5,3	3,6	OK
		7,0	119	LE108	26,4	0,0	16,8	-0,8	-11,7	7,3	4,2	OK
B23-w 1	STIFF3b	8,0	208	LE108	6,0	0,0	-6,0	0,1	0,0	2,3	1,0	OK
		8,0	208	LE108	9,6	0,0	-5,4	-2,7	3,7	2,7	1,6	OK
B23-bfl 1	SP3	6,0	110	LE108	100,0	0,0	45,2	35,8	-36,6	27,8	18,3	OK
		6,0	110	LE108	153,8	0,0	14,6	-18,0	86,5	42,7	25,3	OK
B23-ffl 1	SP3	6,0	110	LE108	160,6	0,0	20,1	-1,2	-92,0	44,6	24,9	OK
		6,0	110	LE108	99,7	0,0	50,2	25,0	43,0	27,7	19,6	OK
B23-bfl 1	SP4	6,0	110	LE108	98,7	0,0	45,9	-35,2	-36,1	27,4	18,1	OK
		6,0	110	LE108	152,4	0,0	14,0	16,8	86,0	42,3	24,9	OK
B23-ffl 1	SP4	6,0	110	LE108	159,5	0,0	19,6	0,8	-91,4	44,3	24,6	OK
		6,0	110	LE108	98,8	0,0	49,9	-24,8	42,5	27,4	19,3	OK
STIFF3a	SP5	6,0	146	LE108	25,6	0,0	-16,8	2,2	10,9	7,1	5,6	OK
		6,0	146	LE108	31,2	0,0	16,8	5,8	14,1	8,7	6,4	OK
STIFF2a	SP5	6,0	146	LE108	31,9	0,0	15,7	9,7	-12,8	8,9	5,7	OK
		6,0	146	LE108	25,7	0,0	-15,8	6,1	-10,0	7,1	5,3	OK
SP3	SP5	6,0	110	LE108	18,7	0,0	1,2	10,1	3,5	5,2	3,5	OK
		6,0	110	LE108	34,9	0,0	-12,9	-17,1	7,7	9,7	4,2	OK
SP3	SP5	6,0	110	LE108	33,1	0,0	-9,3	-15,3	-10,1	9,2	3,9	OK
		6,0	110	LE108	15,3	0,0	-0,8	8,5	-2,5	4,3	2,7	OK
STIFF3b	SP6	6,0	146	LE108	30,5	0,0	16,4	-5,6	-13,7	8,5	6,2	OK
		6,0	146	LE108	24,8	0,0	-16,3	-2,5	-10,6	6,9	5,6	OK
STIFF2b	SP6	6,0	146	LE108	25,2	0,0	-15,4	-6,1	9,8	7,0	5,2	OK
		6,0	146	LE108	31,2	0,0	15,2	-9,6	12,4	8,7	5,6	OK
SP4	SP6	6,0	110	LE108	34,3	0,0	-12,2	16,5	-8,3	9,5	4,2	OK
		6,0	110	LE108	18,0	0,0	0,7	-9,9	-3,3	5,0	3,4	OK
SP4	SP6	6,0	110	LE108	17,4	0,0	-0,9	-9,5	3,2	4,8	2,7	OK
		6,0	110	LE108	37,9	0,0	-10,3	17,4	11,9	10,5	4,1	OK
EP3	B56-bfl 1	10,0	190	LE108	23,9	0,0	-8,2	10,9	-7,0	6,6	4,8	OK
		10,0	190	LE108	26,1	0,0	-10,9	5,9	12,4	7,3	5,9	OK
EP3	B56-ffl 1	10,0	190	LE108	87,5	0,0	33,6	-23,3	40,4	24,3	22,0	OK
		10,0	190	LE108	78,4	0,0	37,6	23,1	-32,3	21,8	17,9	OK
EP3	B56-w 1	7,0	437	LE108	97,5	0,0	-36,5	36,8	-37,0	27,1	13,6	OK
		7,0	437	LE108	97,4	0,0	-37,0	-37,0	36,5	27,1	13,6	OK
EP3	WID2	6,0	190	LE108	77,3	0,0	-29,5	28,7	-29,6	21,5	16,0	OK
		6,0	190	LE108	77,3	0,0	-29,6	-28,8	29,5	21,5	16,1	OK
B56-bfl 1	WID2	6,0	540	LE108	106,8	0,0	-31,6	-49,8	-31,5	29,7	16,8	OK
		6,0	540	LE108	106,8	0,0	-31,5	49,7	31,7	29,7	16,8	OK
WID2	WID2	6,0	612	LE108	101,9	0,0	3,9	-58,7	3,8	28,3	10,9	OK
		6,0	612	LE108	102,0	0,0	3,8	58,7	-3,9	28,3	10,9	OK
EP3	WID2	6,0	300	LE108	277,2	0,0	-61,1	-20,1	-154,8	77,0	52,8	OK
		6,0	300	LE108	203,0	0,0	-117,5	10,8	94,9	56,4	39,4	OK
<b>B56-bfl 1</b>	<b>WID2</b>	<b>6,0</b>	<b>190</b>	<b>LE108</b>	<b>353,3</b>	<b>0,3</b>	<b>-25,2</b>	<b>-120,7</b>	<b>-163,8</b>	<b>98,1</b>	<b>98,1</b>	<b>OK</b>
		6,0	190	LE108	107,9	0,0	-71,0	29,7	36,3	30,0	26,5	OK
B23-bfl 1	STIFF4a	6,0	119	LE108	148,8	0,0	-48,6	57,7	-57,1	41,3	28,1	OK
		6,0	119	LE108	94,6	0,0	-39,1	-38,7	31,2	26,3	20,4	OK
B23-w 1	STIFF4a	6,0	208	LE108	86,7	0,0	-23,8	-42,2	-23,1	24,1	14,6	OK
		6,0	208	LE108	87,0	0,0	-23,9	41,6	24,6	24,2	14,1	OK
B23-ffl 1	STIFF4a	6,0	119	LE108	70,4	0,0	-13,3	37,3	-14,1	19,6	7,8	OK
		6,0	119	LE108	87,2	0,0	-15,5	-47,4	14,6	24,2	8,6	OK

(α)

Design data

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0,9 $\sigma$ [MPa]
S 235	0,80	360,0	259,2

Detailed result for B56-bfl 1 WID2

$$UT = \max\left(\frac{\sigma_{w,Rd}}{\sigma_{w,Rd}}, \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 98,1\%$$

$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 353,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 259,2 \text{ MPa}$$

where:

$$f_u = 360,0 \text{ MPa}$$

Ultimate strength

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

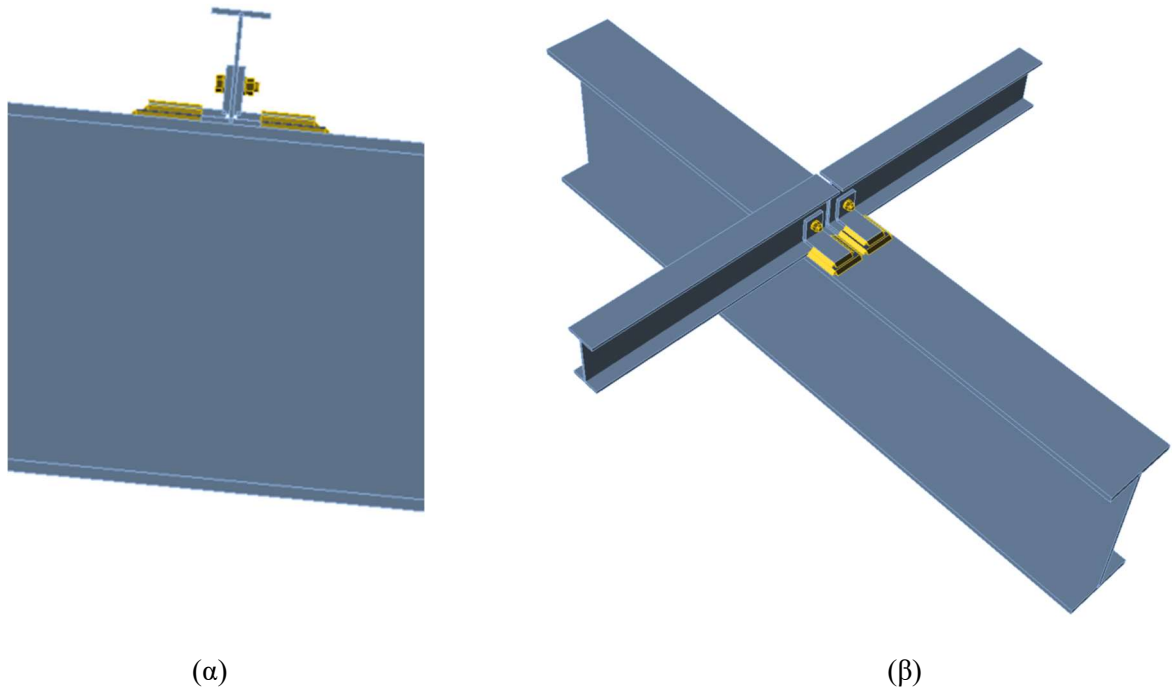
Safety factor

(β)

Σχήμα 5.16: Έλεγχοι συγκολλήσεων

## 5.5 Σύνδεση Τεγίδας

Οι τεγίδες εδράζονται στο άνω πέλμα του ζυγώματος και η σύνδεση τους πραγματοποιείται με κοχλία M12 ποιότητας 8.8 και με τη βοήθεια γωνιακού ελάσματος L100x65x9 το οποίο συγκολλάται πάνω σε έλασμα πάχους  $t = 7\text{mm}$ , ίσου με το πάχος του κάτω πέλματος της τεγίδας IPE140, το οποίο είναι συγκολλημένο πάνω στο ζύγωμα.



Σχήμα 5.17: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης τεγίδας με ζύγωμα

Η σύνδεση καταπονείται από  $N_{Ed} = 25\text{kN}$  και  $V_{Ed} = 7\text{kN}$  και δεν καταπονείται από ροπή μιας και οι τεγίδες έχουν διαμορφωθεί ως αμφιέριστες.

$$F_{V,Ed} = \sqrt{N_{Ed}^2 + V_{Ed}^2} = \sqrt{25^2 + 7^2} = 25.96\text{kN} \quad (5.13)$$

### Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία  $A_s$  υπολογίζεται ως εξής :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \times n \times m = \frac{0.6 \times 0.8 \times 84.3}{1.25} \times 1 \times 2 = 64.74\text{kN} \geq 26\text{kN} \quad (5.14)$$

### Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

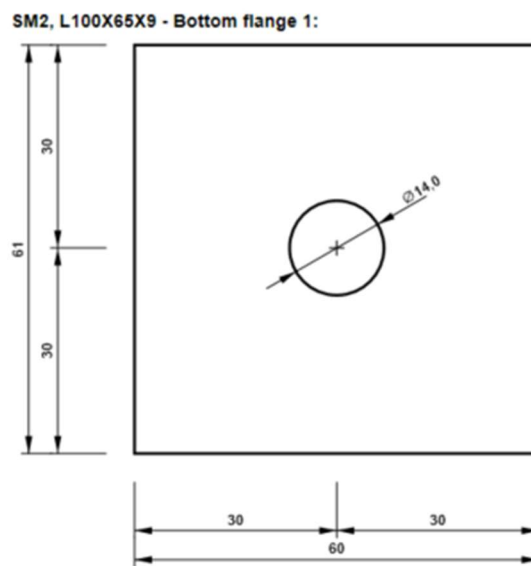
Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} \times m = \frac{2.5 \times 0.71 \times 0.36 \times 12 \times 5}{1.25} \times 1 = 30.70\text{kN} \geq 25.96\text{kN} \quad (5.15)$$

Όπου:

- $k_1 = \min \left\{ 2.8 \frac{30}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ 2.8 \frac{30}{14} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{ 4.3; 2.5 \} = 2.5$
- $a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.00 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{3 \times 14}; \frac{800}{360}; 1.00 \right\} = \min \{ 0.71; 2.22; 1.00 \} = 0.71$
- $t_{min} = \min \{ 5; 9 \} = 5 \text{ mm}$  το πάχος του λεπτότερου συνδεόμενου μέρους
- $m$  το πλήθος των οπών

### Αποστάσεις οπών



Σχήμα 5.18: Αποστάσεις οπής γωνιακού ελάσματος

Οι μέγιστες και οι ελάχιστες αποστάσεις καθορίζονται σύμφωνα με τον EN1993-1-8 .

<u>Ελάχιστες Αποστάσεις</u>		<u>Μέγιστες Αποστάσεις</u>
$\text{mine}_1 = 1.2d_0 = 16.8 \text{ mm}$	$\leq 30 \text{ mm} \leq$	$40 \text{ mm} + 4t = 76 \text{ mm}$
$\text{mine}_2 = 1.2d_0 = 16.8 \text{ mm}$	$\leq 30 \text{ mm} \leq$	$40 \text{ mm} + 4t = 76 \text{ mm}$

### Έλεγχος συγκολλήσεων

Για τη συγκόλληση του ελάσματος πάχους  $t = 7 \text{ mm}$  πάνω στο ζύγωμα IPE450 χρησιμοποιείται συγκόλληση πάχους  $a_w = 5 \text{ mm}$  και μήκους  $l_w = 80 \text{ mm}$ . Οι δυσμενέστερες τάσεις που καταπονούν τη συγκόλληση καθώς και η αντοχή της είναι:

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{20.4^2 + 3 \times (103.0^2 + 29.6^2)} = 186.8 \text{ MPa} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 360 \text{ MPa} \quad (5.16)$$

Και

$$\sigma_{\perp} = 20.4 \text{ MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288 \text{ MPa}$$

Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης:

$$\alpha_{min} = 3\text{mm} < \alpha_w = 5\text{mm}$$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης:

$$\min(30\text{mm}; 6 \cdot \alpha) = 30\text{mm} < l_w = 80\text{mm}$$

Για τη συγκόλληση του L100x65x9 πάνω στο έλασμα πάχους  $t = 7\text{mm}$  χρησιμοποιείται συγκόλληση πάχους  $\alpha_w = 5\text{mm}$  και μήκους  $l_w = 65\text{mm}$ . Οι δυσμενέστερες τάσεις που καταπονούν τη συγκόλληση καθώς και η αντοχή της είναι:

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{40.2^2 + 3 \times (52.0^2 + 69.0^2)} = 155.10\text{MPa} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 360\text{MPa} \quad (5.17)$$

Και

$$\sigma_{\perp} = 40.2\text{MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288\text{MPa}$$

Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης:

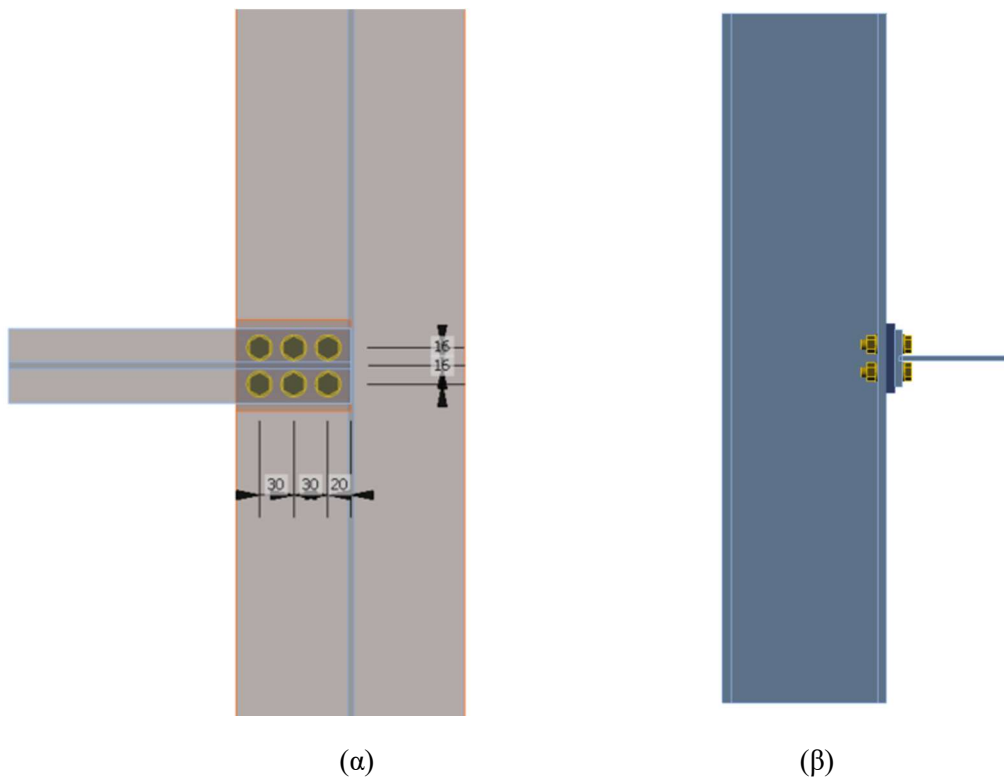
$$\alpha_{min} = 3\text{mm} < \alpha_w = 5\text{mm}$$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης:

$$\min(30\text{mm}; 6 \cdot \alpha) = 30\text{mm} < l_w = 65\text{mm}$$

## 5.6 Σύνδεση Μηκίδας

Οι μηκίδες πρόσοψης IPE140 εδράζονται επί των μεταβικών υποστρωμάτων HEA200 με τη βοήθεια ελάσματος πάχους  $t = 10\text{mm}$  το οποίο τοποθετείται στο κάτω πέλαμα του IPE140 το οποίο κοχλιώνεται το πέλαμα του HEA200 με 6 κοχλίες M12 ποιότητας 8.8.



Σχήμα 5.19: Σύνδεση μηκίδας πρόσοψης

### Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Η κοχλίωση καταπονείται με αξονική δύναμη  $N_{Ed} = 95kN$ . Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία  $A_s$  υπολογίζεται ως εξής :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \times n \times m = \frac{0.6 \times 0.8 \times 84.3}{1.25} \times 2 \times 6 = 388.45kN \geq 95kN \quad (5.18)$$

### Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

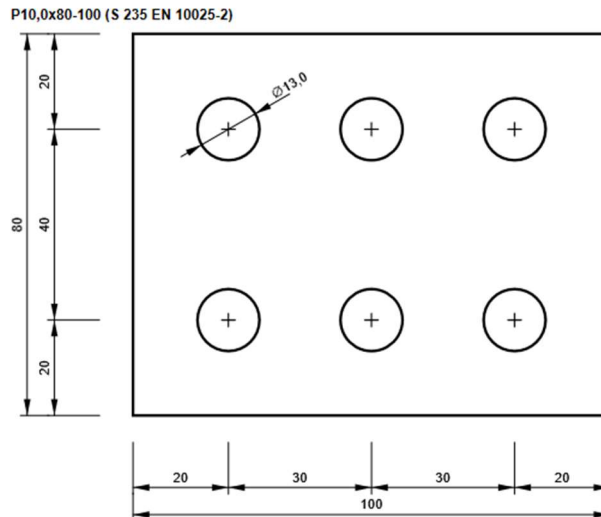
Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} \times m = \frac{2.5 \times 0.51 \times 0.36 \times 12 \times 7}{1.25} \times 6 = 185.07kN \geq 95kN \quad (5.19)$$

Όπου:

- $k_1 = \min \left\{ 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ 2.8 \frac{20}{13} - 1.7; 1.4 \frac{40}{13} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \{ 2.61; 2.61; 2.5 \} = 2.5$
- $a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.00 \right\} = \min \left\{ \frac{20}{3 \times 13}; \frac{30}{3 \times 13} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1.00 \right\} = \min \{ 0.51; 0.52; 2.22; 1.00 \} = 0.51$
- $t_{min} = \min \{ 10; 7 \} = 7mm$  το πάχος του λεπτότερου συνδεόμενου μέρους
- $m$  το πλήθος των οπών

### Αποστάσεις οπών



Σχήμα 5.20: Αποστάσεις οπών

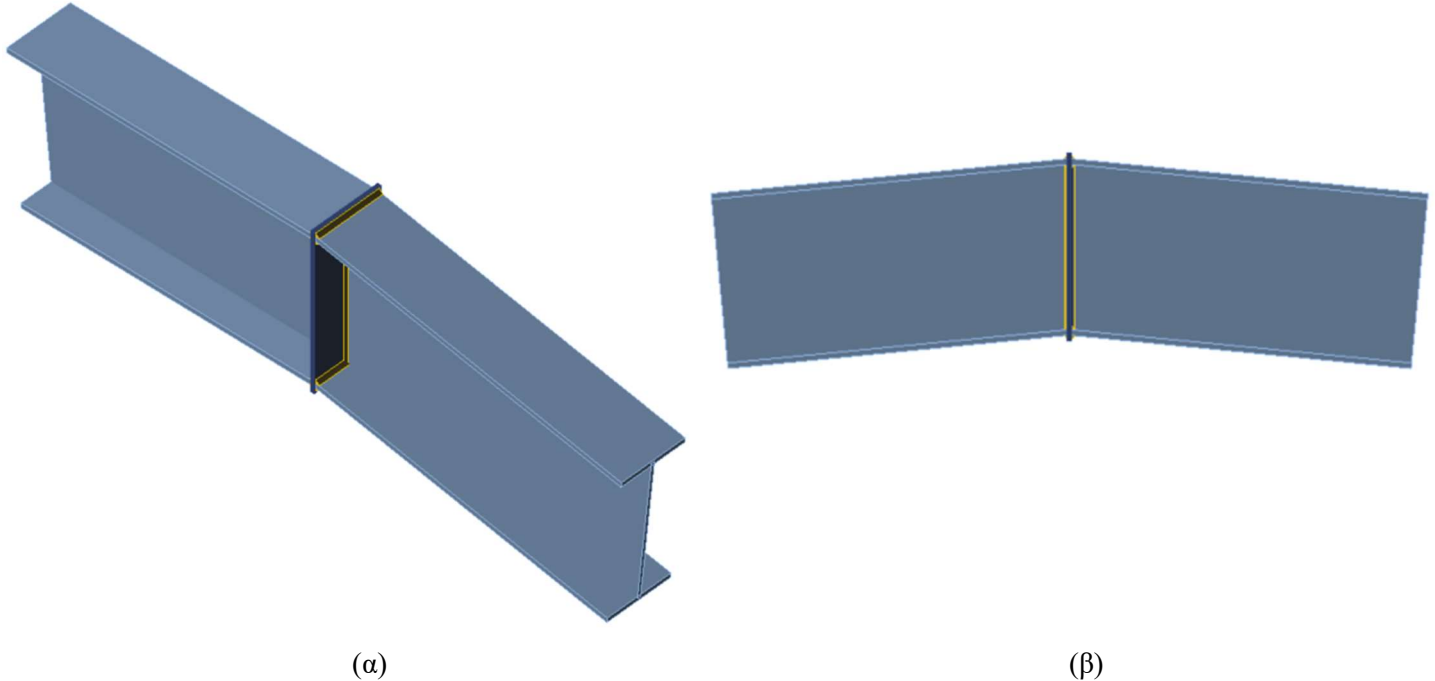
Οι μέγιστες και οι ελάχιστες αποστάσεις καθορίζονται σύμφωνα με τον EN1993-1-8 .

<u>Ελάχιστες Αποστάσεις</u>		<u>Μέγιστες Αποστάσεις</u>
$\min e_1 = 1.2d_0 = 15.6mm$	$\leq 20mm \leq$	$40mm + 4t = 68mm$
$\min p_1 = 2.2d_0 = 28.6mm$	$\leq 30mm \leq$	$\min(14t; 200mm) = 98mm$
$\min e_2 = 1.2d_0 = 15.6mm$	$\leq 20mm \leq$	$40mm + 4t = 68mm$
$\min p_2 = 2.4d_0 = 31.2mm$	$\leq 40mm \leq$	$\min(14t; 200mm) = 68mm$



## 5.7 Αποκατάσταση συνέχειας ζυγώματος

Για τη σύνδεση των ζυγωμάτων χρησιμοποιήθηκαν συγκολλήσεις πάχους  $a_w = 7mm$  και  $l_w = 190mm$  για τα πέλματα και  $a_w = 5mm$  και  $l_w = 437mm$  για τον κορμό οι οποίες εφαρμόστηκαν πάνω σε έλασμα πάχους  $t = 10mm$ .



Σχήμα 5.21: Σύνδεση κορυφής

Welds (Average value used, plastic redistribution recommended)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Status
SP1	DM6-bfl 1	7,0	190	LE44	118,9	-49,8	0,0	-62,3	33,0	OK
SP1	DM6-tfl 1	7,0	190	LE44	138,7	55,2	0,0	73,4	38,5	OK
SP1	DM6-w 1	5,0	437	LE44	72,3	36,1	-2,9	36,1	20,1	OK
SP1	DM5-bfl 1	7,0	190	LE44	113,6	55,6	0,0	57,2	31,5	OK
SP1	DM5-tfl 1	7,0	190	LE44	132,7	-62,1	0,0	-67,7	36,9	OK
SP1	DM5-w 1	5,0	437	LE44	72,3	-36,1	-2,9	36,1	20,1	OK

Σχήμα 5.22: Τάσεις καταπονήσεις συγκολλήσεων

Οι μέγιστες ορθές και διατμητικές τάσεις που καταπονούν τη συγκόλληση πάχους  $a_w = 7mm$  και μήκους  $l_w = 190mm$  παρατίθενται στο Σχήμα 5.22. Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται από τον EN1993-1-8 ως εξής :

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{55.2^2 + 3 \times (73.4^2 + 0^2)} = 138.70MPa \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 360MPa \quad (5.20)$$

Και

$$\sigma_{\perp} = 55.20MPa \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288MPa$$

Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης:

$$a_{min} = 3mm < a_w = 7mm$$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης:

$$\min(30mm; 6 \cdot a) = 30mm < l_w = 19mm$$

Οι μέγιστες ορθές και διατμητικές τάσεις που καταπονούν τη συγκόλληση πάχους  $a_w = 5\text{m}$  και μήκους  $l_w = 437\text{mm}$  παρατίθενται στο Σχήμα 5.22. Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται από τον EN1993-1-8 ως εξής :

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} =$$

$$\sqrt{36.10^2 + 3 \times (36.10^2 + 2.9^2)} = 72.30\text{MPa} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 360\text{MPa} \quad (5.21)$$

Και

$$\sigma_{\perp} = 36.10\text{MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288\text{MPa}$$

Ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης:

$$a_{min} = 3\text{mm} < a_w = 5\text{mm}$$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης:

$$\min(30\text{mm}; 6 \cdot a) = 30\text{mm} < l_w = 437\text{mm}$$

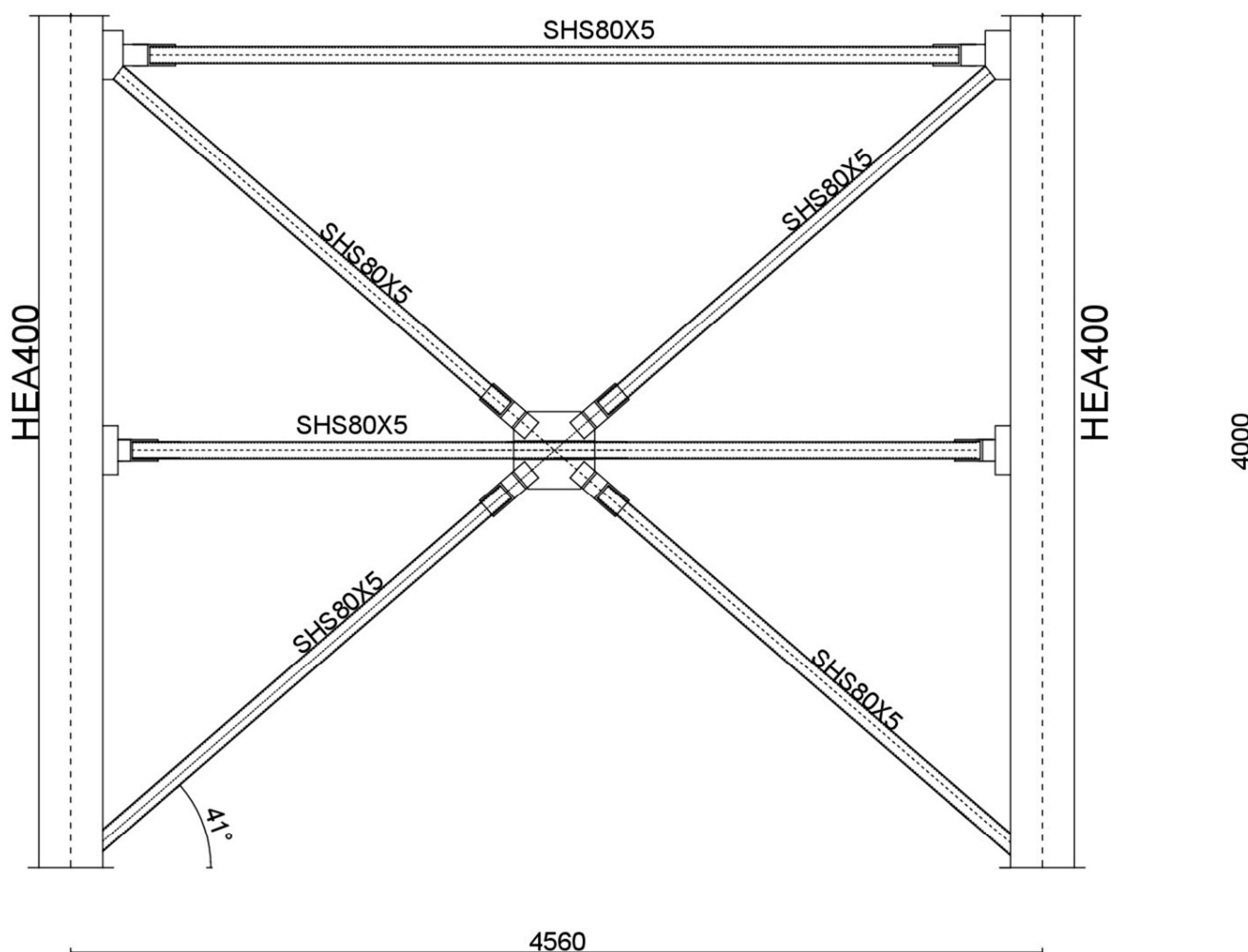
## 6 Κατασκευαστικά Θέματα

### 6.1 Λεπτομέρειες συνδέσεων

Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάστηκε ο έλεγχος και η επιλογή των μελών – διατομών του κτιρίου και στο 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο έγινε ο υπολογισμός και ο έλεγχος των μεταξύ τους συνδέσεων. Για την ολοκλήρωση της μελέτης του κτιρίου απαραίτητα είναι τα κατασκευαστικά σχέδια των συνδέσεων με τις απαραίτητες πληροφορίες από τις οποίες απαρτίζονται.

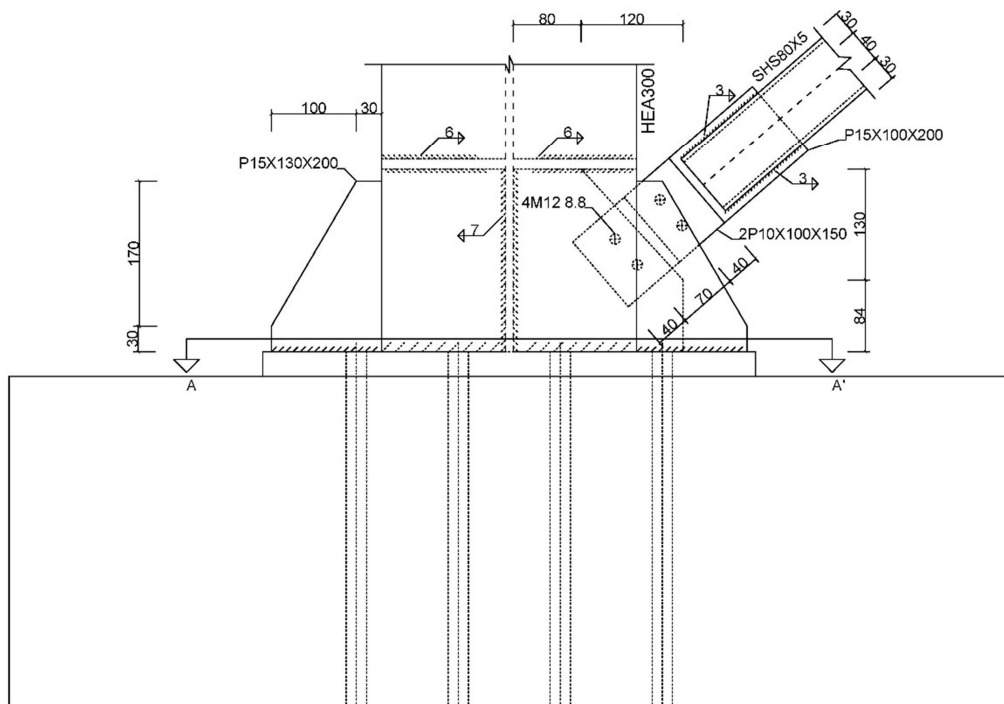
#### Κατακόρυφο σύστημα δυσκαμψίας

Στο Σχήμα 6.1 απεικονίζεται το 4<sup>ο</sup> φάτνωμα του κτιρίου στο οποίο βρίσκονται οι διαγώνιοι σύνδεσμοι του κατακόρυφου συστήματος δυσκαμψίας.

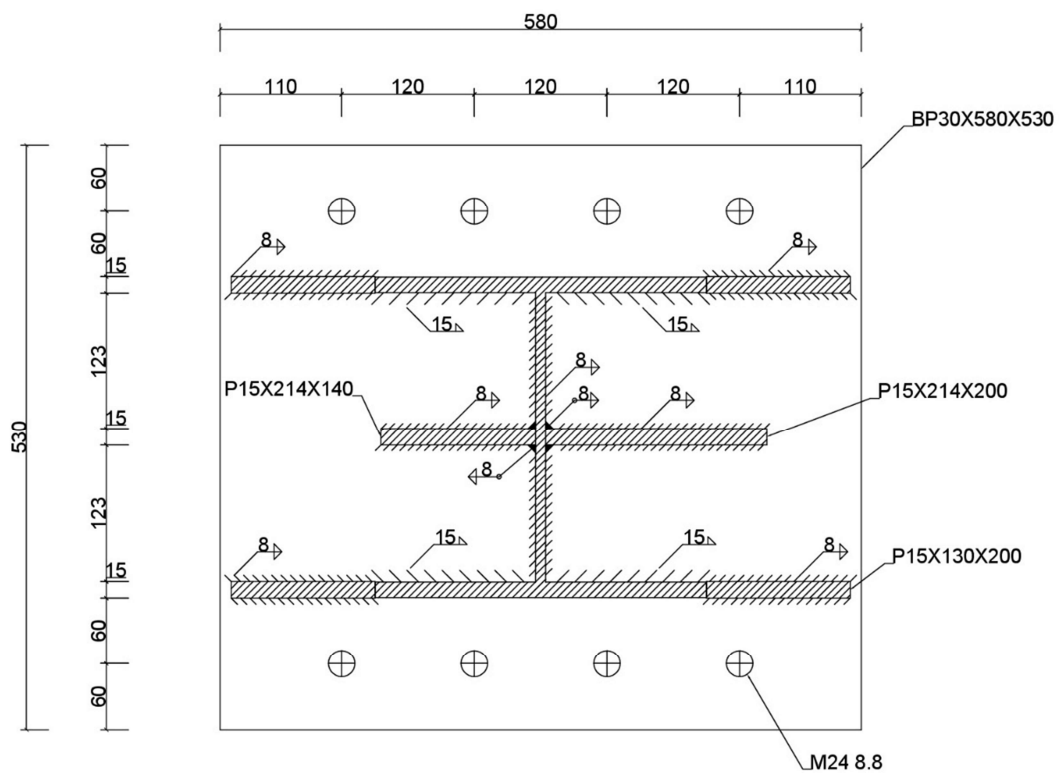


Σχήμα 6.1: Κατακόρυφο σύστημα δυσκαμψίας

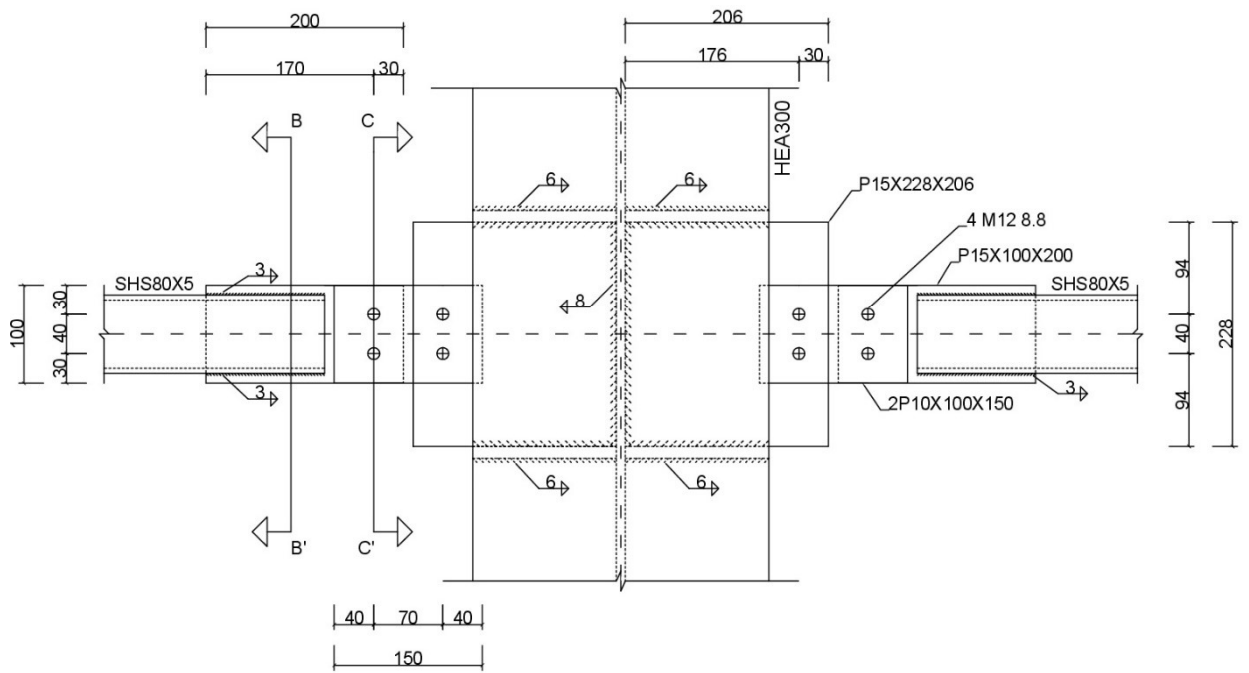
Στα επόμενα Σχήματα παρουσιάζονται οι λεπτομέρειες των συνδέσεων για τη μόρφωση του κατακόρυφου συστήματος δυσκαμψίας καθώς και η σύνδεση δοκού – υποστυλώματος.



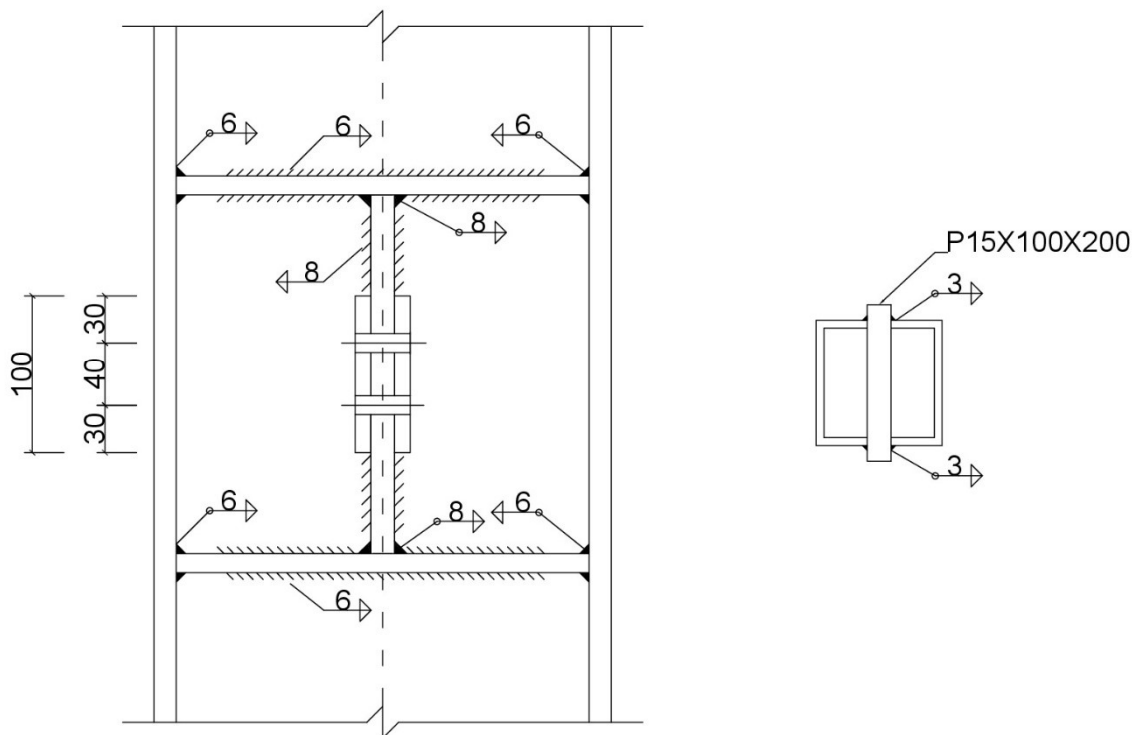
Σχήμα 6.2: Σύνδεση διαγώνιου με υποστύλωμα στη βάση



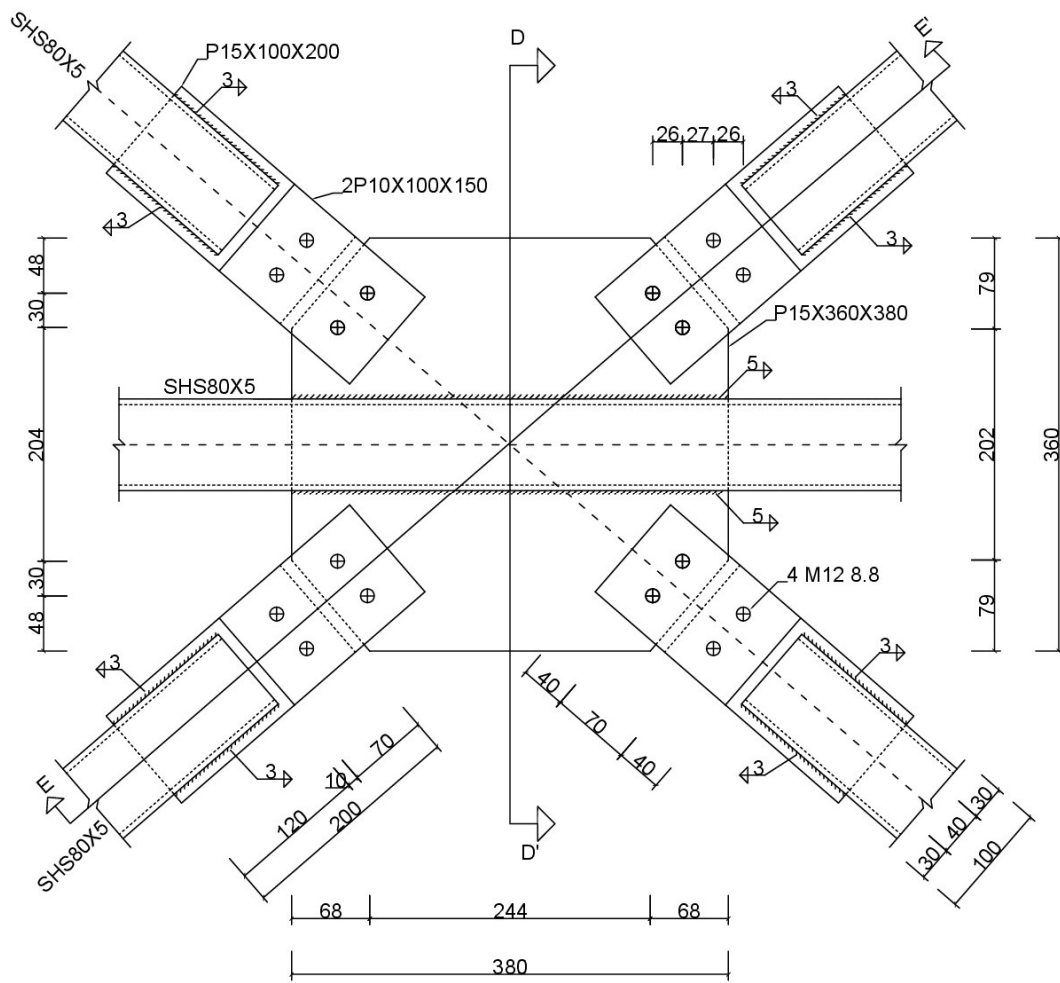
Σχήμα 6.3: Τομή Α – Α'



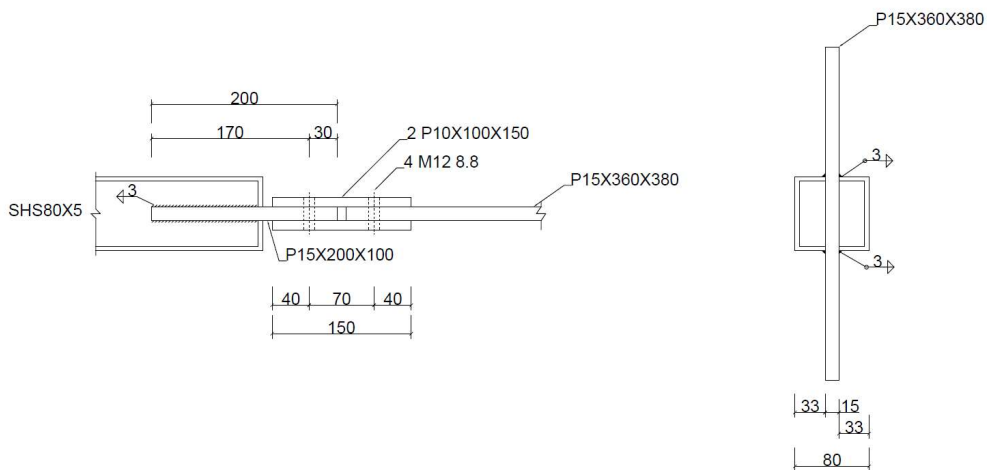
Σχήμα 6.4: Σύνδεση οριζόντιου στοιχείου SHS80X5 με υποστύλωμα HEA300



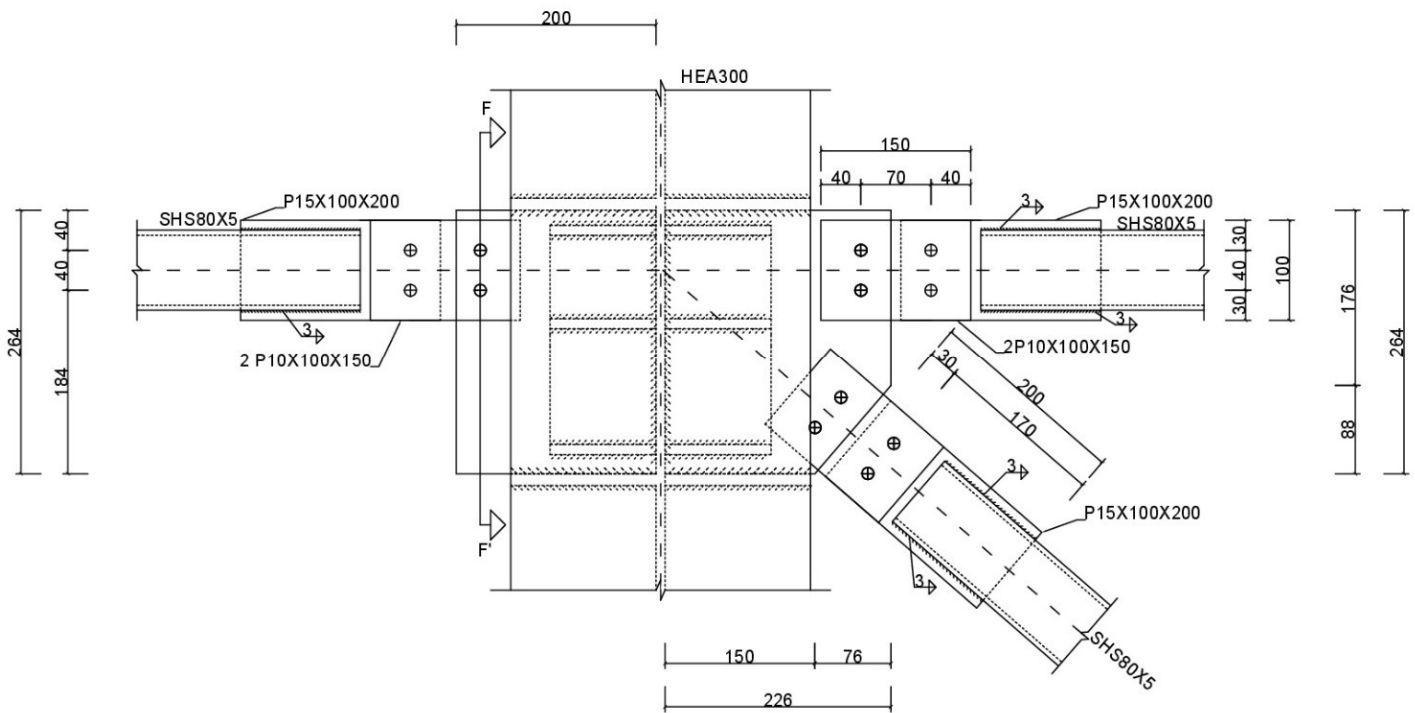
Σχήμα 6.5: Τομές B – B', C – C'



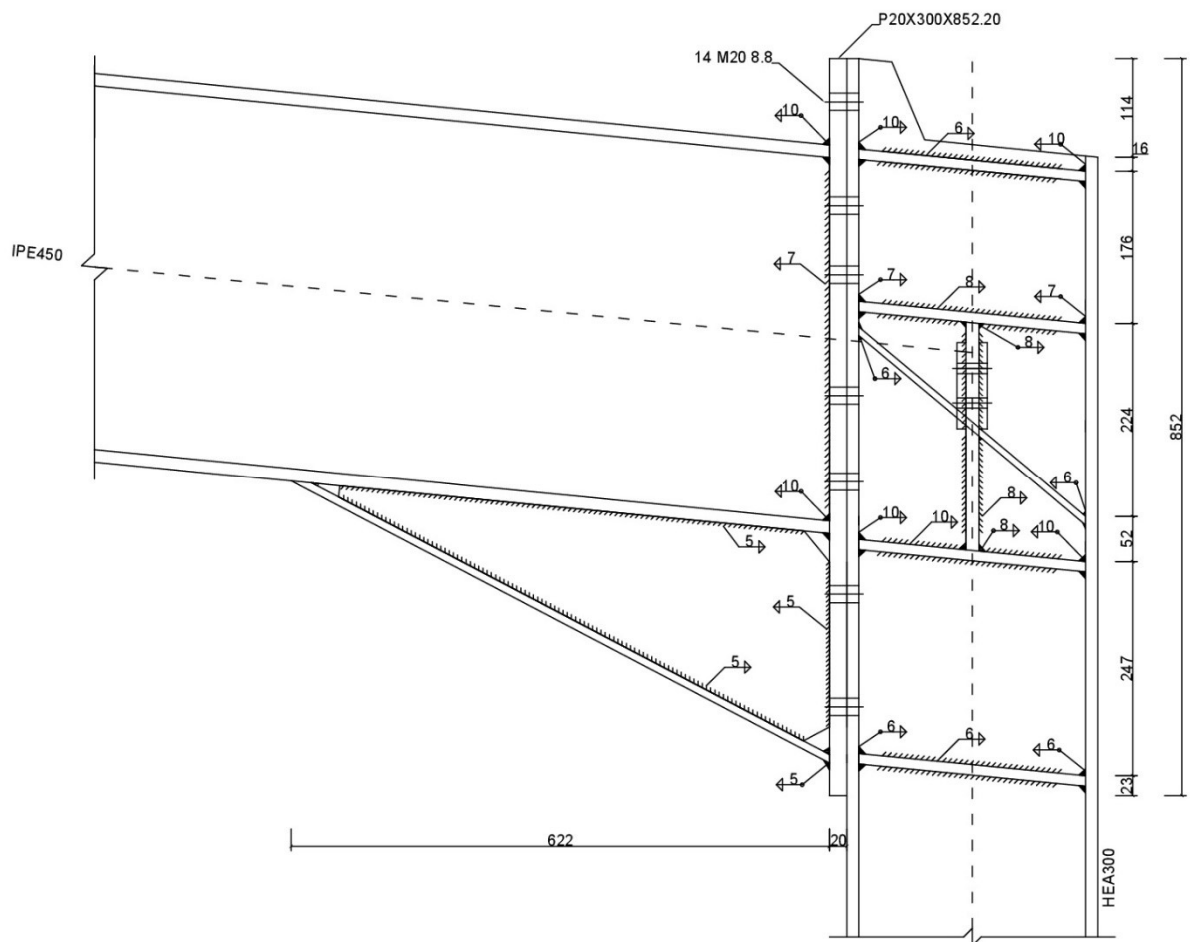
Σχήμα 6.6: Σύνδεση διαγώνιων και οριζόντιου στοιχείου



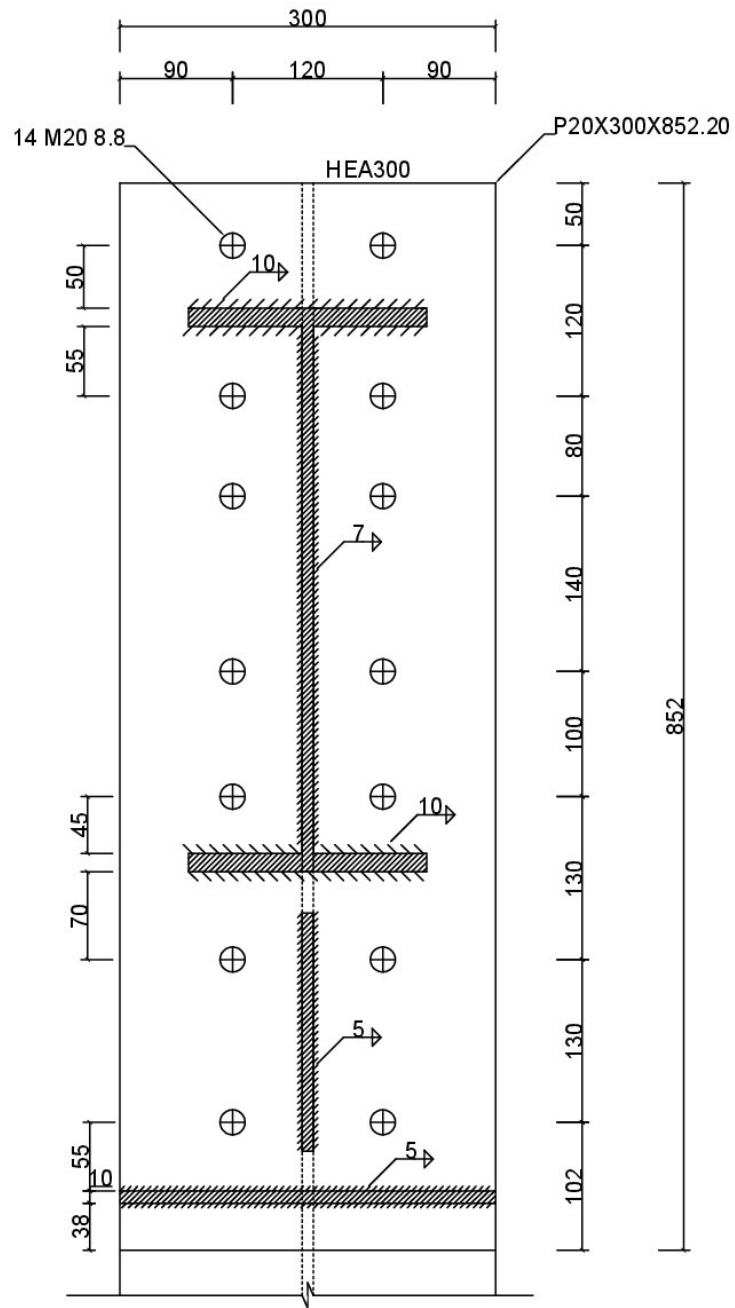
Σχήμα 6.7: Τομές D – D', E – E'



Σχήμα 6.8: Σύνδεση διαγώνιου με κεφαλοδοκό και υποστυλώμα



Σχήμα 6.9: Σύνδεση δοκού – υποστυλώματος

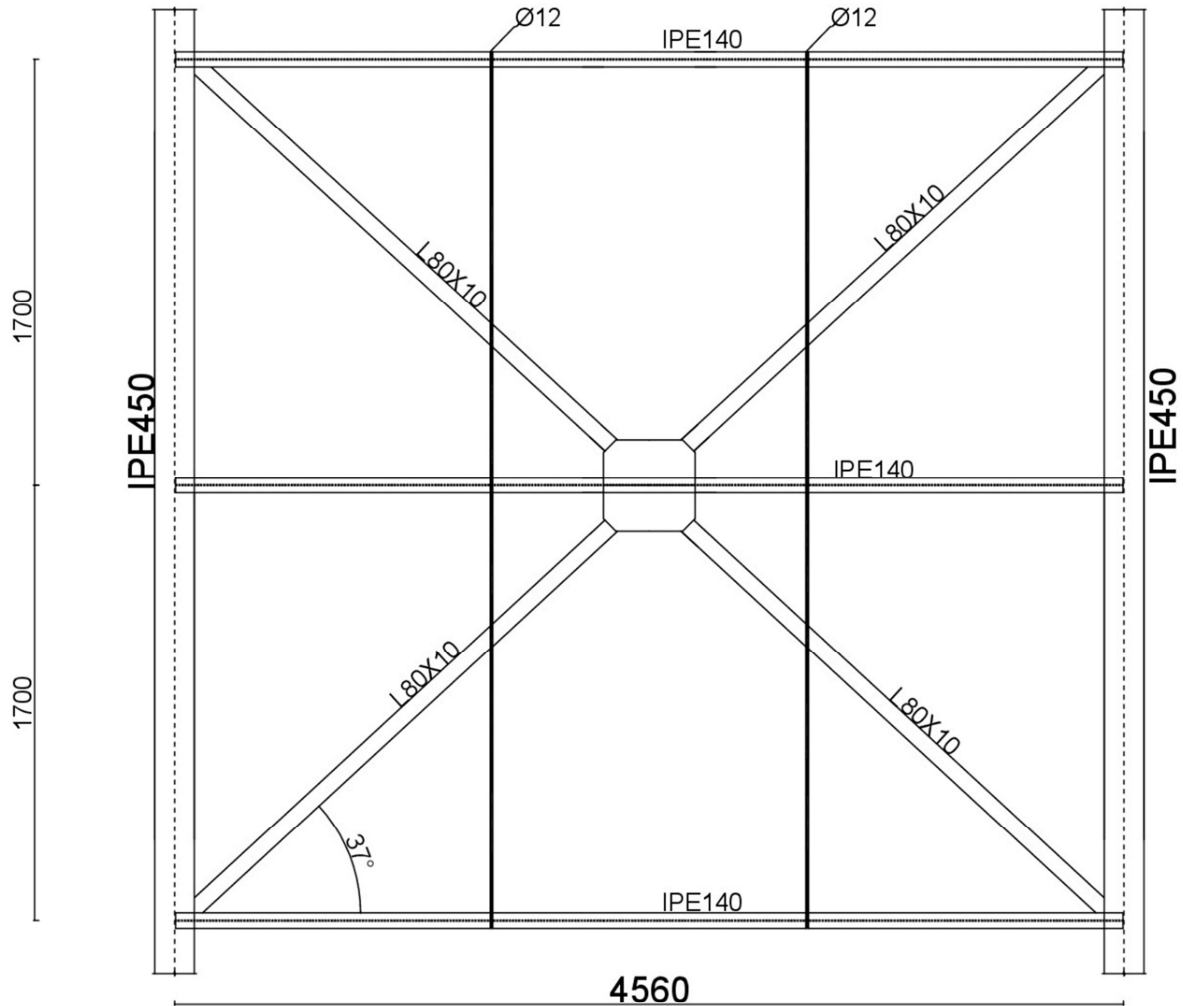


Σχήμα 6.10: Τομή F – F'

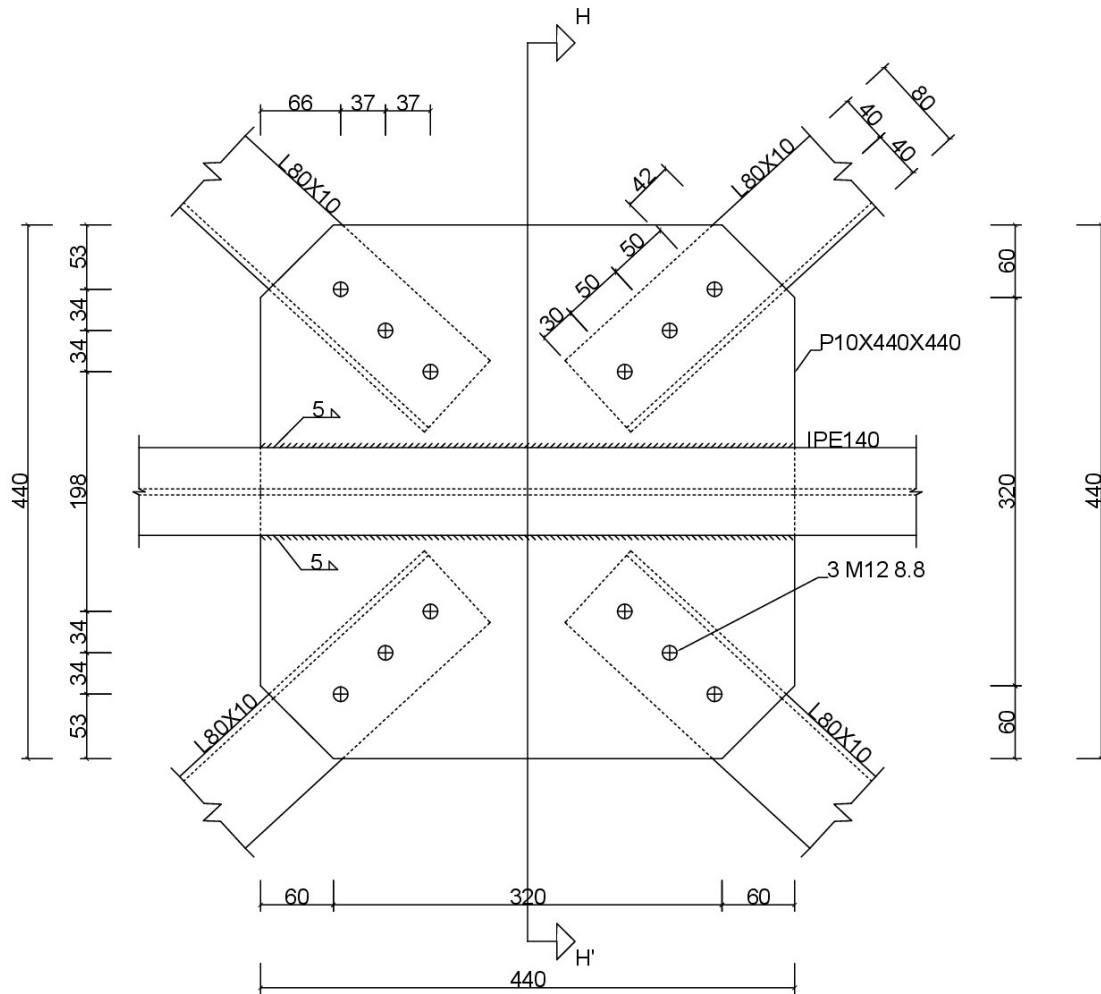


### Οριζόντιο σύστημα δυσκαμψίας

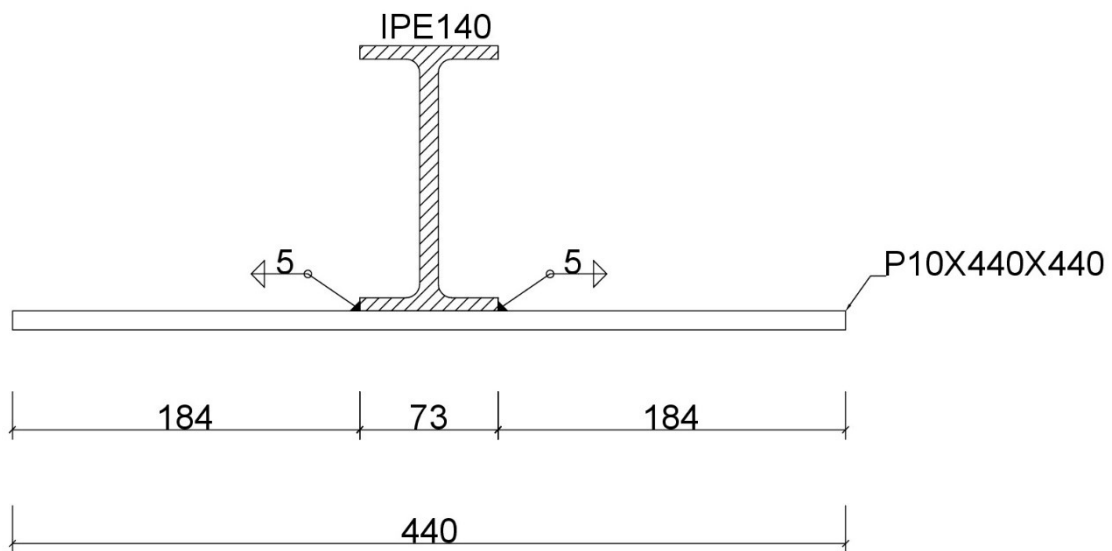
Στο Σχήμα 6.11 απεικονίζεται το οριζόντιο σύστημα δυσκαμψίας με τη συμμετοχή των τεγίδων και στη συνέχεια παρουσιάζονται οι λεπτομέρειες των συνδέσεων των μελών του συστήματος αυτού.



Σχήμα 6.11: Οριζόντιο σύστημα δυσκαμψίας

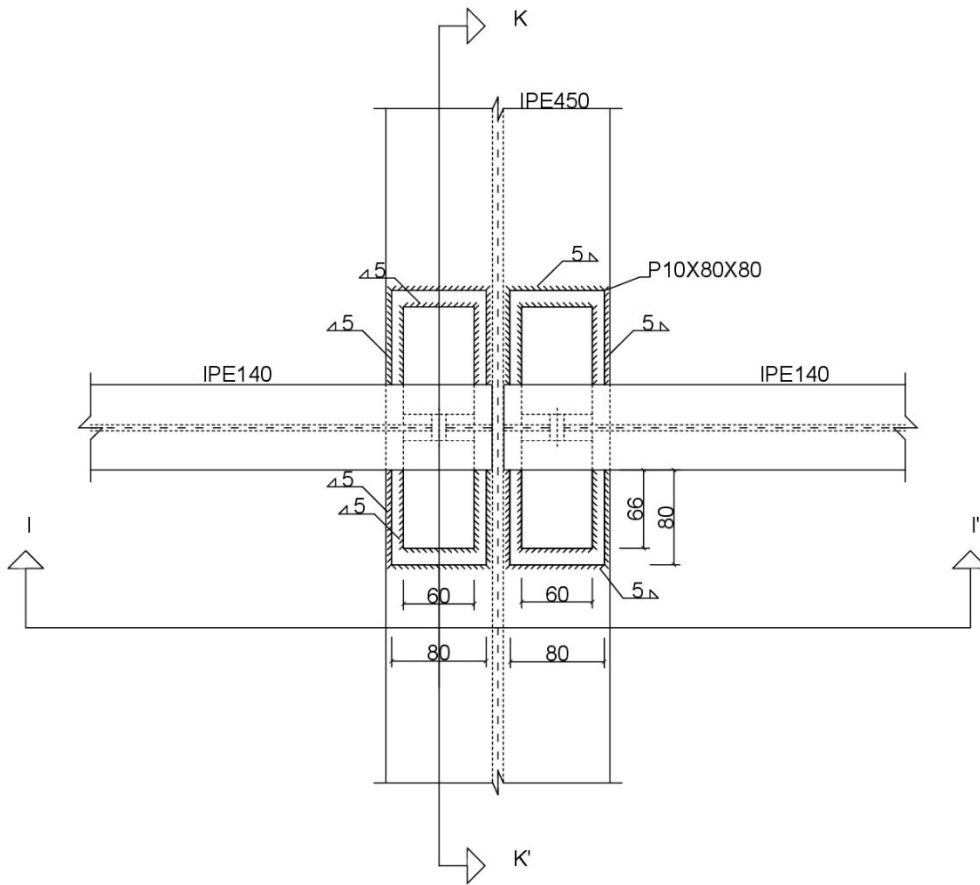


Σχήμα 6.12: Σύνδεση διαγώνιων οριζόντιου συστήματος με τεγίδα

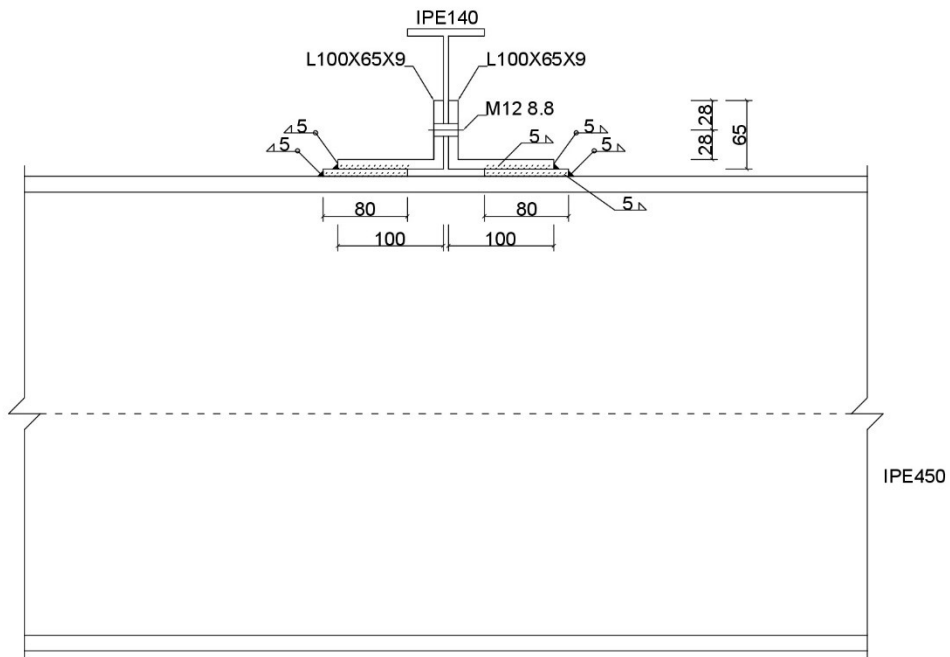


Σχήμα 6.13: Τομή Η – Η'

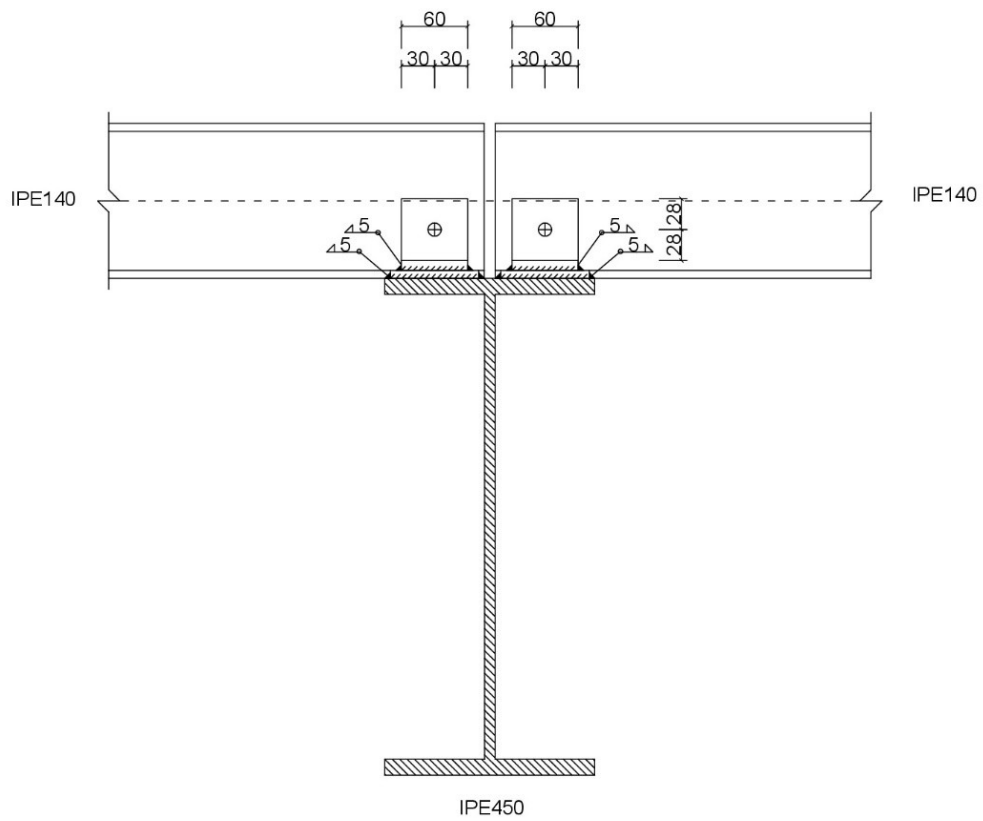




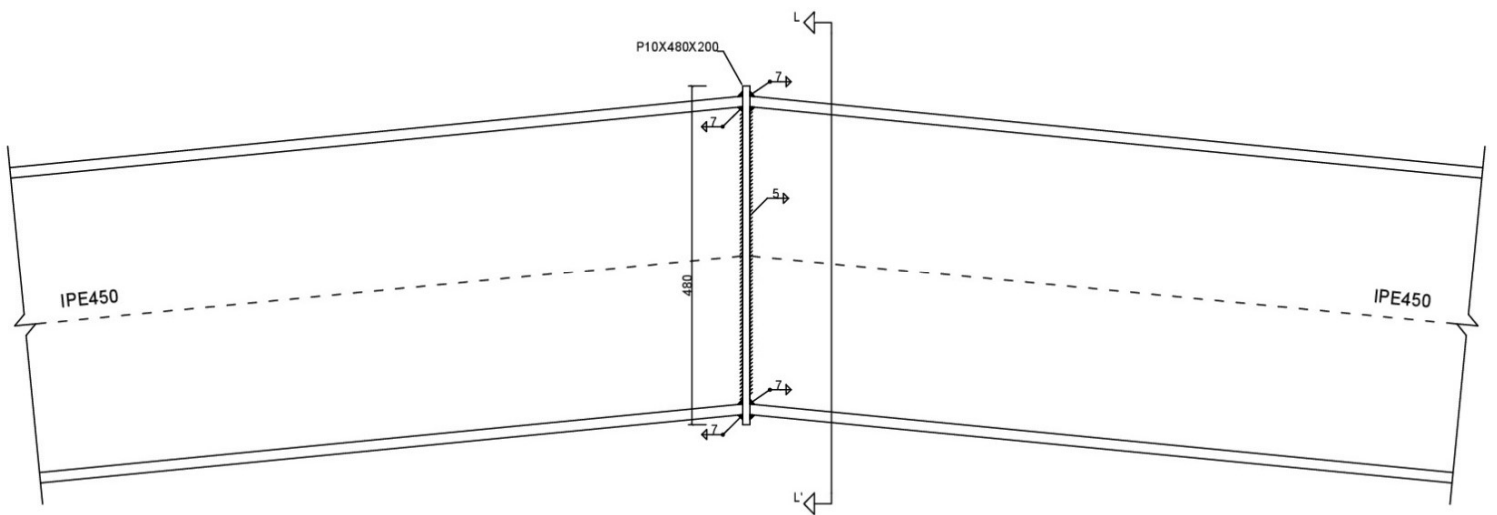
Σχήμα 6.16: Σύνδεση τεγίδας με ζύγωμα



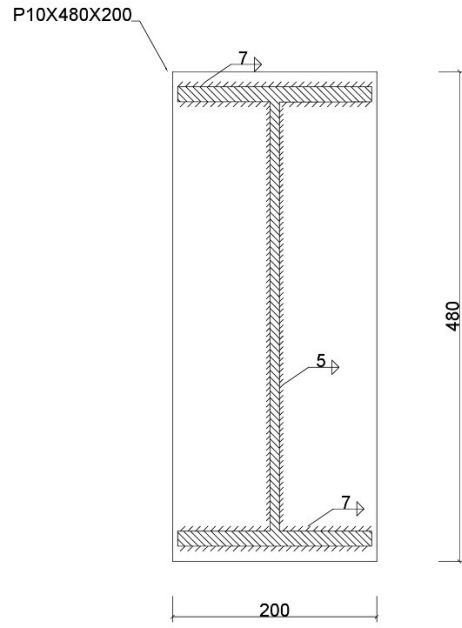
Σχήμα 6.17: Τομή K - K'



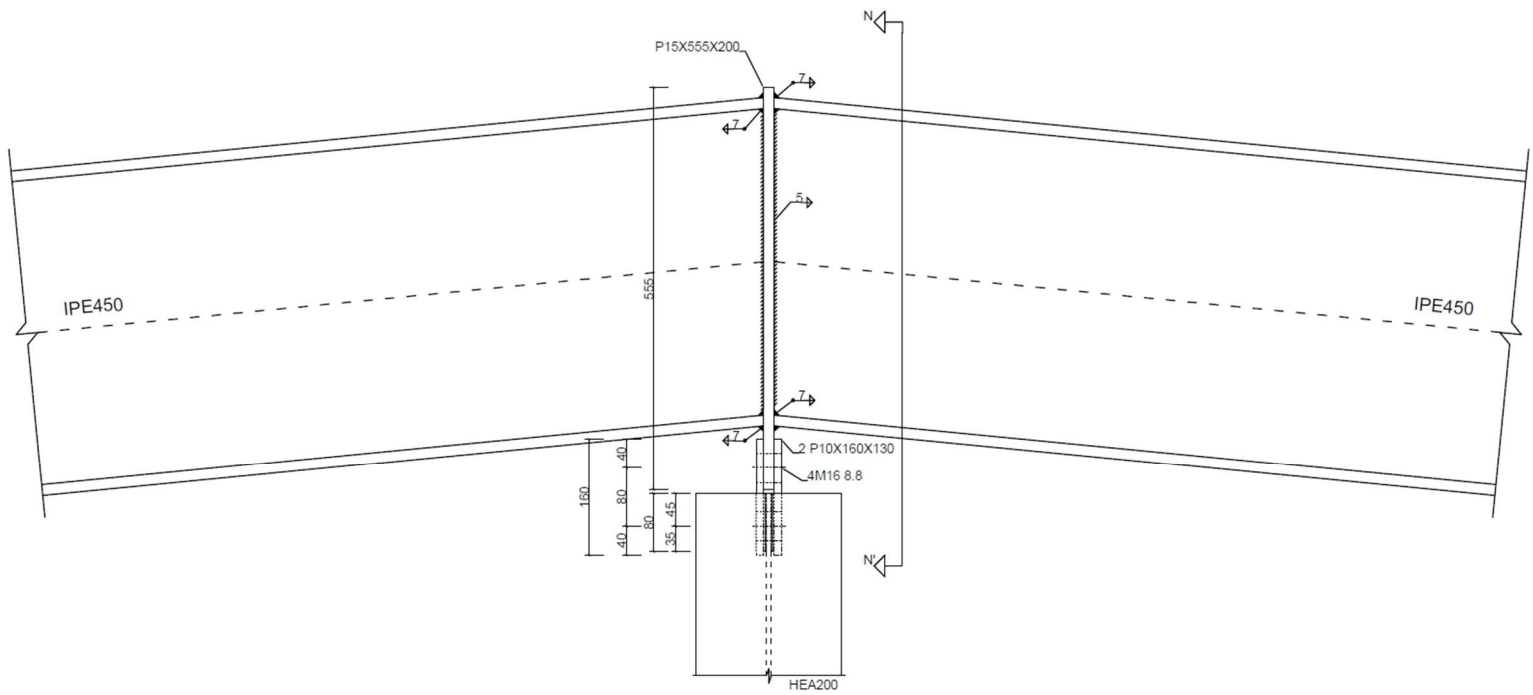
Σχήμα 6.18: Τομή I – I'



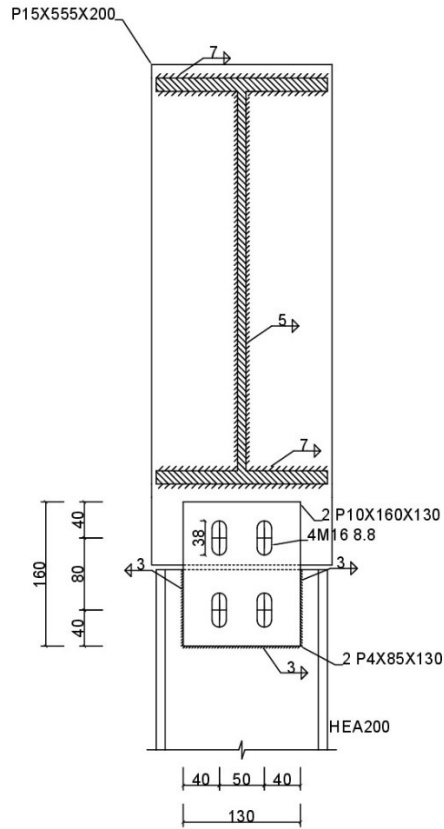
Σχήμα 6.19: Αποκατάσταση συνέχειας ζυγώματος



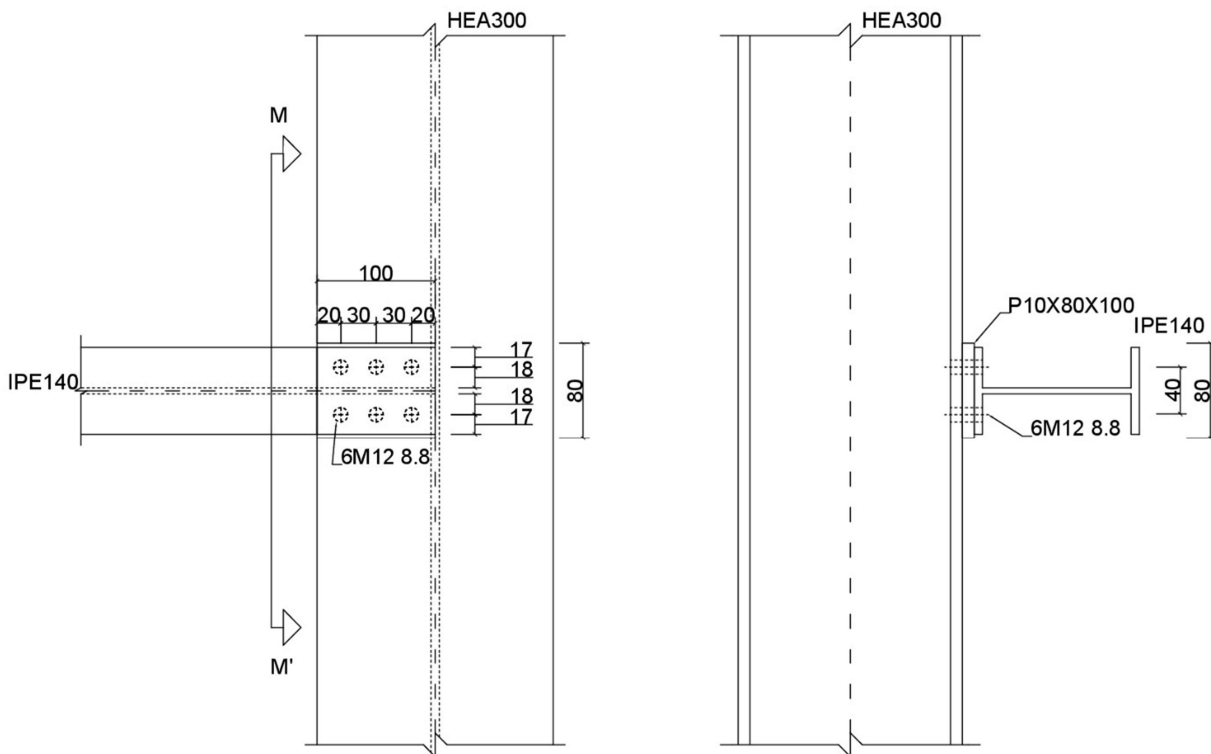
Σχήμα 6.20: Τομή L - L'



Σχήμα 6.21: Σύνδεση κορυφής με μετωπικό υποστύλωμα



Σχήμα 6.22: Τομή N – N'



Σχήμα 6.23: Σύνδεση μηκίδας πρόσοψης με μετωπικό υποστύλωμα

## 6.2 Προϋπολογισμός

Ένας πρόχειρος προϋπολογισμός μπορεί να γίνει με βάση τη μάζα του μεταλλικού σκελετού της κατασκευής και το συνολικό εμβαδόν κάλυψης των πάνελ. Στον Πίνακα 6.1 παρουσιάζονται συγκεντρωμένα οι μάζες των μελών της κατασκευής.

Πίνακας 6.1: Μάζες μελών κατασκευής

ΜΕΛΗ	ΜΑΖΑ		
	t	Kg	Kg/m <sup>2</sup>
HEA200	1.354	1354	2.12
HEA300	5.663	5663	8.86
HEB100	0.407	407	0.64
HEB140	1.014	1014	1.59
IPE100	1.854	1854	2.90
IPE140	7.533	7533	11.79
IPE450	13.091	13091	20.49
L80X10	2.889	2889	4.52
ROUND BAR Ø12	0.418	418	0.65
SHS80X5	1.52	1520	2.38
UPN140	0.43	430	0.67
ΣΥΝΟΛΟ	36.176	36173	56.61

Στον Πίνακα 6.2 παρουσιάζεται το εμβαδόν κάλυψης των πάνελ.

Πίνακας 6.2: Εμβαδόν πάνελ κάλυψης

ΤΜΗΜΑ	ΕΜΒΑΔΟΝ(m <sup>2</sup> )
ΠΡΟΣΟΨΕΙΣ	2*92.16=184.32
ΠΛΕΥΡΙΚΕΣ ΟΨΕΙΣ	2*124.8=249.6
ΣΤΕΓΕΣ	2*321.05=642.1
ΣΥΝΟΛΟ	1077

Τέλος, στον Πίνακα 6.3 παρουσιάζεται η διαδικασία υπολογισμού του προϋπολογισμού.

Πίνακας 6.3: Προϋπολογισμός

ΥΛΙΚΟ	ΠΟΣΟΤΗΤΑ	ΤΙΜΗ ΜΟΝΑΔΟΣ	ΚΟΣΤΟΣ
Μεταλλικός σκελετός	36200 kg	1.7 €/kg	61540.00 €
Πάνελ	1080 kg	20 €/m <sup>2</sup>	21600.00 €
Συνδέσεις	8% του κόστους του μεταλλικού σκελετού		4924.00 €
			88064.00 €



## 7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές – ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3<sup>η</sup> Έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
5. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003
6. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
7. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
8. EN-1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Απρίλιος 2004
9. EN-1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών», Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια, CEN, 2004.
10. Αντωνακόπουλος Γ., Διπλωματική Εργασία: «Σχεδιασμός βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου μεγάλων ανοιγμάτων», Αθήνα (2016).
11. Βασιλείου Ν., Μεταπτυχιακή Εργασία: «Σχεδιασμός Αθλητικού Κέντρου από Μεταλλική Κατασκευή», Αθήνα (2018).
12. Ηλεκτρονικές σημειώσεις μαθημάτων: Σιδηρές κατασκευές Ι, Σιδηρές κατασκευές ΙΙ, Σιδηρές κατασκευές ΙΙΙ.