

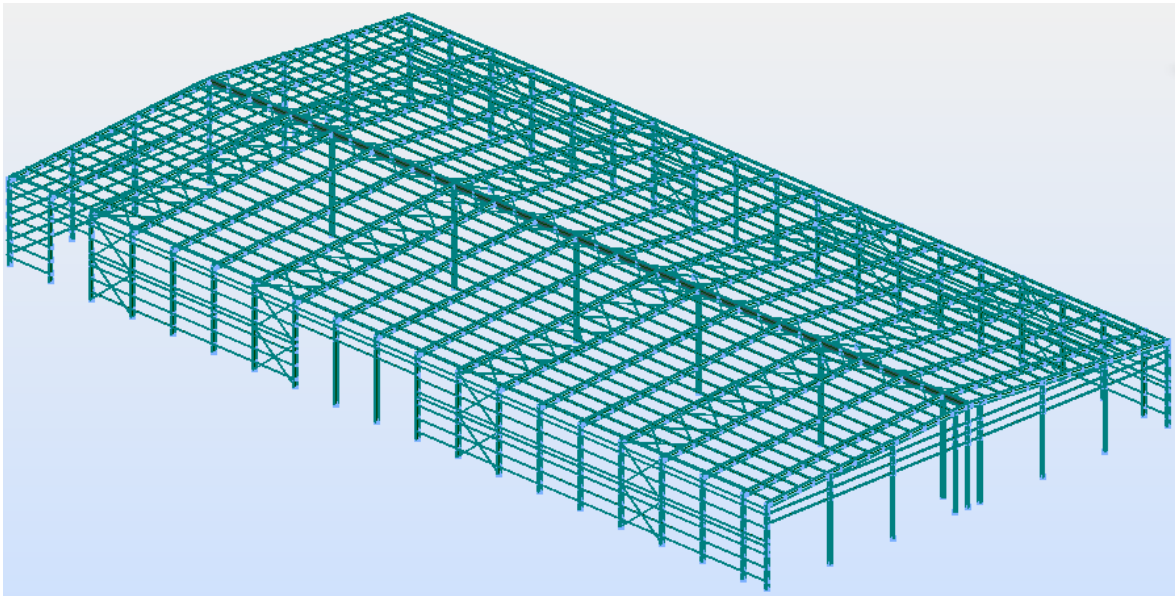


εΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Βιομηχανικού Μεταλλικού Κτιρίου Μεγάλων Ανοιγμάτων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αντωνακόπουλος Ν. Γεώργιος

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Ιούλιος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/19



Αντωνακόπουλος Γ. Ν. (2016).  
Σχεδιασμός Βιομηχανικού Μεταλλικού Κτιρίου Μεγάλων Ανοιγμάτων  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/19  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Antonakopoulos G. N. (2016).  
Design of an industrial metallic building with large spans  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/19  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	5
Ευχαριστίες .....	7
1 Εισαγωγή .....	9
1.1 Στόχος.....	9
1.2 Αντικείμενο Μελέτης.....	9
2 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΡΓΟΥ .....	10
2.1 Περιγραφή του Μεταλλικού Φορέα .....	10
2.1.1 Κύριοι φορείς-πλαίσια .....	11
2.1.2 Κεντρικά δοκάρια .....	13
2.1.3 Τεγίδες.....	14
2.1.4 Μηκίδες.....	16
2.1.5 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας .....	16
2.1.6 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	19
2.1.7 Κεφαλοδοκοί.....	20
2.1.8 Μετωπικά υποστυλώματα.....	21
2.1.9 Φύλλα Επικάλυψης.....	23
2.2 Υλικά Κατασκευής.....	25
2.2.1 Δομικός Χάλυβας.....	25
2.2.2 Οπλισμένο Σκυρόδεμα .....	25
3 ΔΡΑΣΕΙΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ .....	26
3.1 Μόνιμες δράσεις.....	26
3.2 Μεταβλητές δράσεις.....	26
3.2.1 Επιβαλλόμενα φορτία .....	26
3.2.2 Φορτίο χιονιού .....	27
3.2.3 Φορτία Ανέμου.....	31
3.2.4 Σεισμικές Δράσεις.....	48
3.2.5 Θερμοκρασιακά Φορτία.....	54
3.3 Συνδυασμοί δράσεων .....	54
3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	55
3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	55
3.3.3 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου.....	56
4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ .....	58
4.1 Γενικά.....	58
4.2 Ζύγωματα .....	58
4.3 Υποστυλώματα.....	60
4.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	62
4.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	67
4.6 Κεντρικό δοκάρι.....	70
4.7 Κεντρικό υποστύλωμα .....	71
4.8 Υποστυλώματα πρόσοψης.....	73
4.9 Τεγίδες.....	75
4.10 Μηκίδες.....	76
4.11 Φύλλα επικάλυψης.....	78

5	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ.....	80
5.1	Εισαγωγή.....	80
5.2	Σύνδεση Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας.....	80
5.3	Σύνδεση Οριζόντιου Συνδέσμου Δυσκαμψίας.....	83
5.4	Αποκατάσταση Συνέχειας Ζυγώματος.....	84
5.5	Σύνδεση Δοκού Υποστυλώματος.....	89
5.6	Σύνδεση δικτυώματος οροφής.....	91
5.7	Σύνδεση τεγίδας.....	93
6	Βιβλιογραφία.....	96
	Παράρτημα Α. Εναλλακτική διάταξη.....	97
	Παράρτημα Β. Θεμελίωση.....	98

## **Σχεδιασμός Βιομηχανικού Μεταλλικού Κτιρίου Μεγάλων Ανοιγμάτων**

Αντωνακόπουλος Γ. Ν. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

### **Περίληψη**

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός ενός βιομηχανικού υποστέγου κατασκευασμένο εξ ολοκλήρου από χάλυβα. Το μεταλλικό υπόστεγο διαστάσεων 111,55m x 57,5m βρίσκεται στον νομό Φθιώτιδας και χρησιμοποιείται ως αποθηκευτικός χώρος βιομηχανικών υλικών.

Το υπόστεγο κατασκευάζεται από επαναλαμβανόμενα πλαίσια από ελατές διατομές Ι. Η δυσκολία του φορέα έγκειται στο γεγονός ότι τα ανοίγματα είναι πολύ μεγάλα και παράλληλα ο αριθμός των ενδιάμεσων υποστυλωμάτων που μπορούν να τοποθετηθούν πολύ περιορισμένος λόγω των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων. Για το λόγο αυτό καταφύγαμε στην λύση τοποθέτησης κεντρικών δοκαριών πάνω στα ενδιάμεσα υποστυλώματα επί των οποίων θα συνδέονται τα ζυγώματα των δίστηλων πλαισίων και στατικά θα χωρίζονται σε ζυγώματα δύο ανοιγμάτων.

Επίσης έγινε προσπάθεια η παρούσα μελέτη να μην περιοριστεί μόνο στον θεωρητικό σχεδιασμό της κατασκευής αλλά να επεκταθεί και σε μία πιο πρακτική ανάλυση που θα περιλαμβάνει τόσο κάποιες συνδέσεις όσο και κάποιες κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση έγινε με την χρήση του προγράμματος Autodesk Robot Structural Analysis 2015 με βάση τους Ευρωκώδικες 0, 1, 3 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Ο αντισεισμικός υπολογισμός έγινε με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ 2000).

Η εργασία αποτελείται από κεφάλαια μέσα στα οποία γίνεται περιγραφή του σκελετού του υποστέγου, παρουσιάζονται οι παραδοχές που λήφθηκαν υπόψη για τον υπολογισμό των φορτίων και γίνεται έλεγχος και διαστασιολόγηση των μελών. Τέλος παρουσιάζονται κάποιες από τις συνδέσεις του κτιρίου, μερικές από τις οποίες αναλυτικά και άλλες εμπειρικά.





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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2016/19

**Design of an industrial metallic building with large spans**

Antonakopoulos G. N. (supervised by Vayas I.)

**Abstract**

The subject of this thesis is the design and study of an industrial shed wholly constructed out of steel. The 111.50m-by-57.55m metal shed is located in the area of Fthiotida and is used mainly as a warehouse for industrial materials.

The shed is made out of repeated frames. The difficulty of the study lies in the fact that the width of the shed is too big, while the number of intermediate columns that can be placed very limited due to the architectural requirements. For this reason it was decided to use central beams mounted on the intermediate columns on which the beams of the two-columns-frame will be connected.

In addition an effort was made in order for this study not to be confined only to the theoretical design of the structure, but to also expanded to a more practical analysis that include both some connections and some construction details.

The analysis and design of the members and connections of the structure was accomplished with Autodesk Robot Structural Analysis 2015 software and was based on Eurocodes 0, 1, 3 and the corresponding Greek National Regulations. The anti-seismic estimation was based on the Greek Anti-seismic Regulations (E.A.K 2000).

This thesis consists of five chapters, where the structure of the building is described, all the necessary admissions for the calculations of the various loads are presented and the dimensioning and checking of all cross sections is carried out. Finally some steel connections are presented, some of which analytically while others empirically.



## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον κ. Ιωάννη Βάγια, καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. για την ευκαιρία που μου έδωσε να κάνω διπλωματική εργασία στον τομέα των Μεταλλικών Κατασκευών και παράλληλα με αυτό τον τρόπο να εμβαθύνω τις γνώσεις μου στο αντικείμενο αυτό.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κύριο Ανδρέα Σπηλιόπουλο για την επιστημονική του καθοδήγηση και για τις ιδιαίτερα σημαντικές συμβουλές και υποδείξεις του οι οποίες ήταν απαραίτητες για την εκπόνηση αυτής της εργασίας.

Επιπλέον δεν θα μπορούσα να παραλείψω τις θερμές ευχαριστίες μου στον κύριο Παύλο Θανόπουλο για τις υποδείξεις του στον χειρισμό του λογισμικού προγράμματος Robot και στον κύριο Χάρη Γαντέ όχι μόνο για την συμμετοχή του στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου εργασίας αλλά και για τα ερεθίσματα που μου έδωσε μέσα από τον τρόπο διδασκαλίας του ώστε να ασχοληθώ με τις μεταλλικές κατασκευές.

Τέλος ένα μεγάλο ευχαριστώ στους γονείς μου, Νίκο και Εύα για την συμπαράσταση τους.



# **1 Εισαγωγή**

## **1.1 Στόχος**

Η επιλογή του συγκεκριμένου θέματος μελέτης έγινε λόγω του ιδιαίτερου ενδιαφέροντος για τις μεταλλικές κατασκευές. Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν μέσω της εκπόνησης μίας μονώροφης μεταλλικής κατασκευής να εφαρμοστούν οι βασικές γνώσεις κορμού που αποκτήθηκαν τα προηγούμενα χρόνια από την φοίτηση στη Σχολή, εφαρμόζοντας παράλληλα τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων, καθώς και να αναπτυχθούν δεξιότητες που αφορούν στο σχεδιασμό και στην ανάλυση προσομοιωμένων κατασκευών με τη χρήση προγράμματος σε Η/Υ. Επίσης έγινε προσπάθεια η παρούσα μελέτη να μην περιοριστεί μόνο στον θεωρητικό σχεδιασμό της κατασκευής στον αλλά και σε μία πιο πρακτική ανάλυση που θα περιλαμβάνει τόσο κάποιες συνδέσεις (αντικείμενο στο οποίο σαν φοιτητές δεν έχουμε μεγάλη εμπειρία) όσο και κάποιες κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

## **1.2 Αντικείμενο Μελέτης**

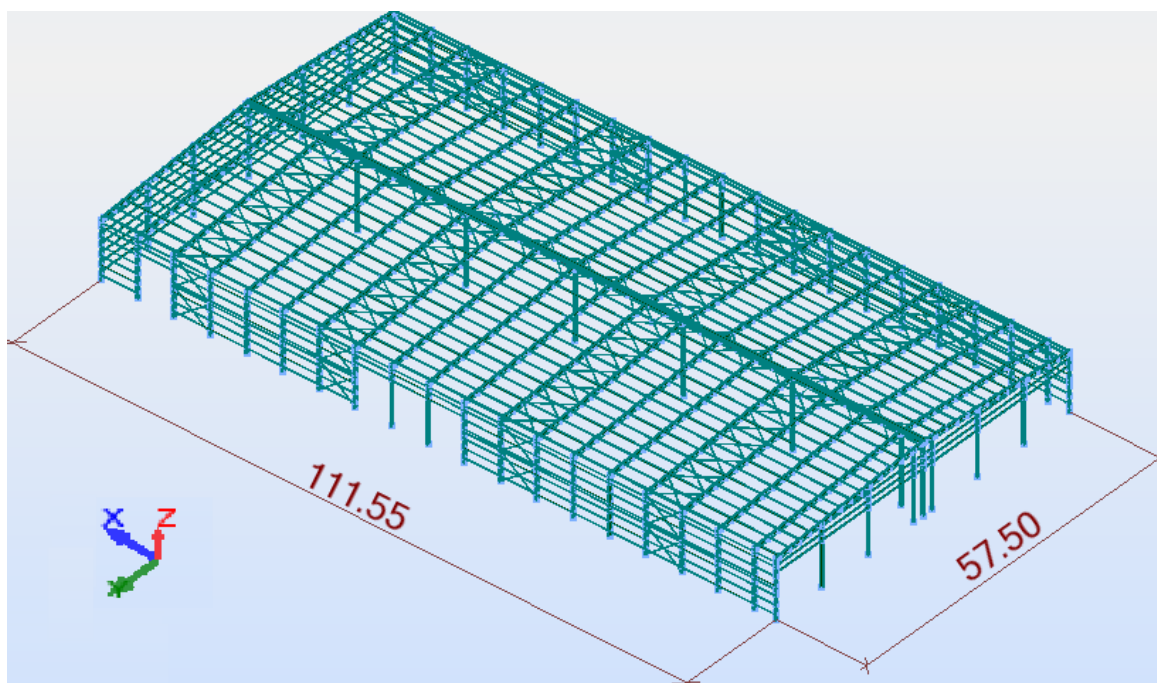
Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη (ανάλυση και διαστασιολόγηση) ενός μονώροφου μεταλλικού κτιρίου βιομηχανικής χρήσης μεγάλων διαστάσεων με κύριους φορείς από δίστηλα και τρίστηλα πλαίσια. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 και βασίστηκε στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός του κτιρίου πραγματοποιείται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού. (Ε.Α.Κ. 2000). Για τον σχεδιασμό των συνδέσεων έγινε χρήση των προγραμμάτων Rhinoceros και Autodesk Autocad 2015.

## 2 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΡΓΟΥ

### 2.1 Περιγραφή του Μεταλλικού Φορέα

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, μελετάται ένα μεταλλικό μονώροφο κτίριο που πρόκειται να κατασκευαστεί στον νομό Φθιώτιδας στην Στερεά Ελλάδα. Η κατασκευή βρίσκεται σε υψόμετρο 300m και η χρήση της προβλέπεται να είναι βιομηχανική.

Το κτίριο έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 111,55m x 57,5m και αποτελείται από είκοσι (20) κύριους φορείς-πλαίσια διατεταγμένα παράλληλα μεταξύ τους ανά 6,00m. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου είναι 11,50m και η στέγη μπορεί να θεωρηθεί πρακτικώς οριζόντια αφού η κλίση της είναι ίση με  $3,96^\circ$ .



Σχήμα 2.1: Γενική απεικόνιση του κτιρίου.

Οι κύριοι φορείς επιλέχθηκαν να είναι δίστηλα πλαίσια τοποθετημένα κατά την διεύθυνση Y της κατασκευής, με όλα τα μέλη τους (υποστύλωμα και ζύγωμα) από ελατές διατομές I. Επειδή όμως το πλάτος της κατασκευής είναι πολύ μεγάλο, σε συνδυασμό με την επιλογή διατομής I για το ζύγωμα, οδηγούμασταν σε δυσανάλογα μεγάλες διατομές (ζυγώματος) οι οποίες ήταν πολύ ακριβές και αύξαναν σημαντικά το ίδιο βάρος της κατασκευής. Για το λόγο ήταν αναγκαίο να τοποθετηθούν και ενδιάμεσα υποστυλώματα, για αρχιτεκτονικούς όμως λόγους δεν γινόταν όλα τα πλαίσια να κατασκευαστούν ως τρίστηλα. Τελικώς επιλέχθηκαν να τοποθετηθούν δίστηλα πλαίσια και κάθε τρία φατνώματα να τοποθετείται ένα τρίστηλο πλαίσιο με ένα ενδιάμεσο υποστύλωμα σταυροειδούς διατομής (κεντρικό υποστύλωμα). Όλα τα πλαίσια θα ενώνονται μεταξύ τους με ένα δοκάρι (κεντρικό δοκάρι) ελατής διατομής I το οποίο θα περνάει από την κορυφή της στέγης και θα πατάει πάνω στα κεντρικά υποστυλώματα.

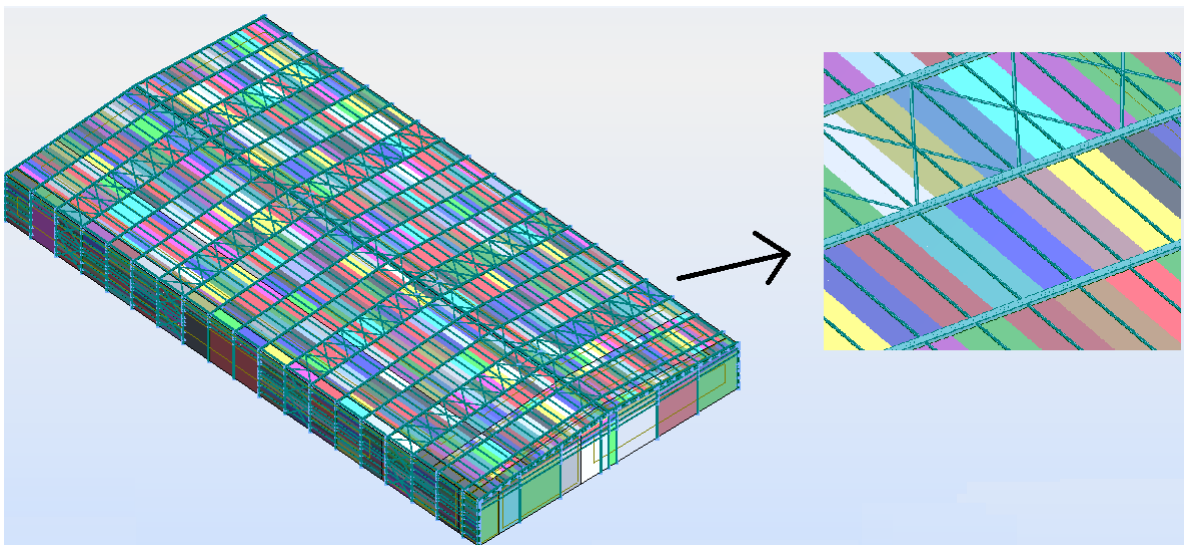
Η ευστάθεια του κύριου φορέα έναντι πλευρικής εκτροπής (διεύθυνση X) εξασφαλίζεται με κατάλληλα διατεταγμένους οριζόντιους και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προσφέρουν εκτός από πλευρική εξασφάλιση και διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο της στέγης. Παραλαμβάνουν και μεταφέρουν με ασφάλεια στο έδαφος το οριζόντιο φορτία του ανέμου και του σεισμού που ασκούνται στην κατασκευή καθώς και τις δευτερογενείς, λόγω παραμορφώσεων, δυνάμεις που αναπτύσσονται σε αυτή. Κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται στο  $4^{\circ}$   $8^{\circ}$   $13^{\circ}$  και  $17^{\circ}$  φάτνωμα.

Οι κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κιονοστοιχίας συνδέονται μεταξύ τους με την κεφαλοδοκό η οποία διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά την διεύθυνση X και βοηθά στην μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων προς τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και από εκεί στην θεμελίωση.

Οι τεγίδες έχουν διαταχθεί ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις (2,00m) και έχουν σαν κύριο σκοπό να μεταφέρουν τα φορτία από τα εδραζόμενα σε αυτές φύλλα επικάλυψης στα δοκάρια. Έχουν σχεδιαστεί αμφιέριστες και έχουν την δυνατότητα να εξασφαλίζουν το ζύγωμα στον ασθενή του άξονα σε περίπτωση εκτροπής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Ομοίως με τις τεγίδες τοποθετούνται και οι μηκίδες ανά 1,50m χωρίς όμως να εξασφαλίζουν πλευρικά τα υποστυλώματα.

Τέλος έχει τοποθετηθεί ένα οριζόντιο δικτύωμα στην κορυφή της στέγης το οποίο διατρέχει όλο το κτίριο στην διεύθυνση X και χρησιμοποιείται για να παρέχει πλευρική εξασφάλιση στο κεντρικό δοκάρι. Για τις ράβδους του δικτύωματος χρησιμοποιούνται διατομές γωνιακού, τύπου L, προς ευκολία της σύνδεσης.

Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι οι κεφαλοδοκοί, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και το δικτύωμα στην κορυφή της στέγης είναι κατασκευασμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην καταπονούνται από τα λοιπά φορτία της κατασκευής (άνεμο, χιόνι,) παρά μόνο από το ίδιο βάρος του. Αυτό φαίνεται και στο παρακάτω Σχήμα 2.2



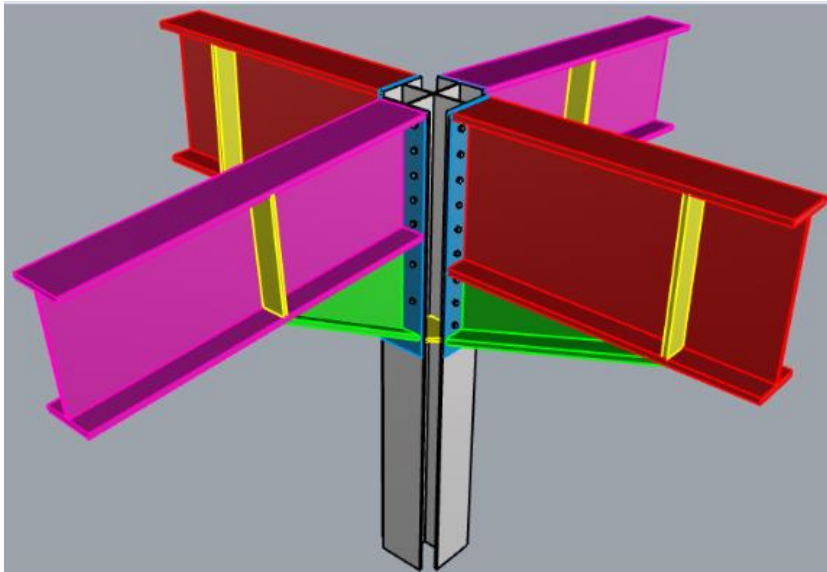
Σχήμα 2.2. Κατανομή φορτίων στην κατασκευή.

### 2.1.1 Κύριοι φορείς-πλαίσια

Όπως αναφέραμε και πριν οι κύριοι φορείς του κτιρίου πρόκειται για δίστηλα και τρίστηλα πλαίσια διατεταγμένα ανά 6,00m μεταξύ τους εκτός του τελευταίου πλαισίου το οποίο απέχει 3,55m από το προηγούμενο. Για τα ακραία υποστυλώματα των πλαισίων και για όλα τα ζυγώματα επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν διατομές από την σειρά HEA ενώ

για τα μεσαία υποστυλώματα των τρίστηλων πλαισίων διατομές σταυροειδούς μορφής. Η επιλογή πλατύπελμων διατομών ΗΕΑ έγινε διότι προσφέρουν μια ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι λυγισμού χωρίς να αυξάνουν σημαντικά το βάρος. Τα κεντρικά υποστυλώματα κατασκευάστηκαν με σταυροειδή διατομή αφενός για ευκολία της σύνδεσης καθώς στην κορυφή τους συντρέχουν δυο ζυγώματα και δυο κεντρικά δοκάρια και αφετέρου διότι καταπονούνται με πολύ μεγάλες τιμές αξονικής δύναμης και υπάρχει μεγάλος κίνδυνός λυγισμού μιας και δεν μπορούν να εξασφαλιστούν πλευρικά.

Στο Σχήμα 2.3 φαίνεται μια εικόνα του κεντρικού υποστυλώματος και της σύνδεσής του με τα ζυγώματα (ροζ) και τα κεντρικά δοκάρια (κόκκινο). Οι εφελκυστικές νευρώσεις του υποστυλώματος έχουν αγνοηθεί για να φαίνεται καλύτερα η σύνδεση.



Σχήμα 2.3: Τυπική σύνδεση κεντρικού υποστυλώματος.

Καθώς στον φορέα μας προβλέπεται πλαισιακή λειτουργία για την παραλαβή των κατακόρυφων και των οριζόντιων φορτίων ο προσανατολισμός των κύριων αξόνων των υποστυλωμάτων και του ζυγώματος έγινε έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας τους να λειτουργεί εντός του πλαισίου.

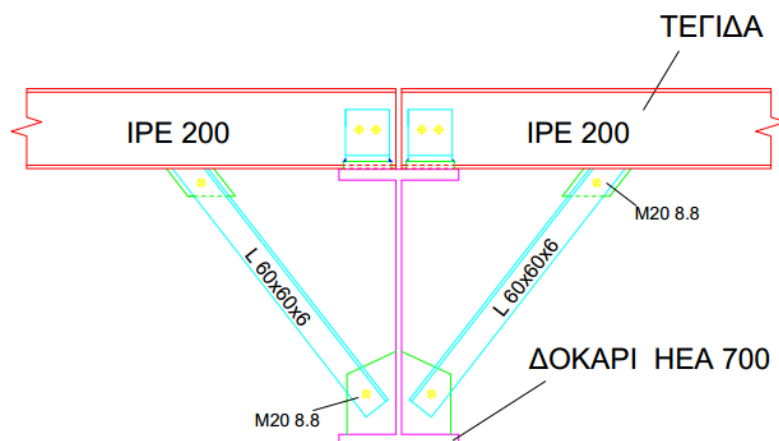
Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στην βάση τους εντός του επιπέδου του πλαισίου (διεύθυνση Y) και αρθρωτά εκτός του πλαισίου (διεύθυνση X). Η επιλογή του αμφίπακτου πλαισίου έγινε διότι σε σύγκριση με το αμφιαρθρωτό παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα φορτία όσο και υπό τα οριζόντια φορτία γεγονός πολύ σημαντικό για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ειδικά για ένα τέτοιο κτίριο με τόσο μεγάλα ανοίγματα. Μοναδικό μειονέκτημα έναντι το αμφιαρθρωτού είναι ότι απαιτεί καλής ποιότητας έδαφος θεμελίωσης και συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης επί του θεμελίου.



Σχήμα 2.4: Κατανομή καμπτικών ροπών αμφιαρθρωτού και αμφίπακτου πλαισίου.



Το ζύγωμα του πλαισίου θα μπορούσε να είχε κατασκευαστεί ως δικτύωμα το οποίο θα είχε μικρότερο συνολικό βάρος ωστόσο θα είχε πολύ μεγαλύτερο κόστος βιομηχανικής παραγωγής και γι' αυτό δεν επιλέχθηκε. Με την χρήση του κεντρικού δοκαριού το μεγάλο ζύγωμα πλάτους 57,50m χωρίζεται στατικά σε δύο κομμάτια μήκους 28,82m. Τα δοκάρια αυτά εξασφαλίζονται πλευρικά πέρα των σημείων ύπαρξης οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας και από τις τεγίδες. Στο Σχήμα 2.4 φαίνεται ο τρόπος με τον οποίο οι τεγίδες εξασφαλίζουν τα δοκάρια πλευρικά στα σημεία αρνητικής ροπής όπου θλίβεται το κάτω πέλμα.



Σχήμα 2.5: Σύνδεση πλευρικής εξασφάλισης δοκαριού από τεγίδα.

Τέλος πολλές φορές στα πλαίσια για να μειωθούν οι καμπτικές ροπές υπό τα κατακόρυφα φορτία, όπως και οι πλευρικές ωθήσεις την θεμελίωση, επιλέγεται συχνά η διάταξη ελκυστήρα στη στάθμη των κόμβων συμβολής ζυγώματος-υποστυλώματος. Ο ελκυστήρας όμως εισάγει σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις στο ζύγωμα, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις ζυγώματος μικρής κλίσης όπως εδώ, γι' αυτό και δεν επιλέχθηκε.

### 2.1.2 Κεντρικά δοκάρια.

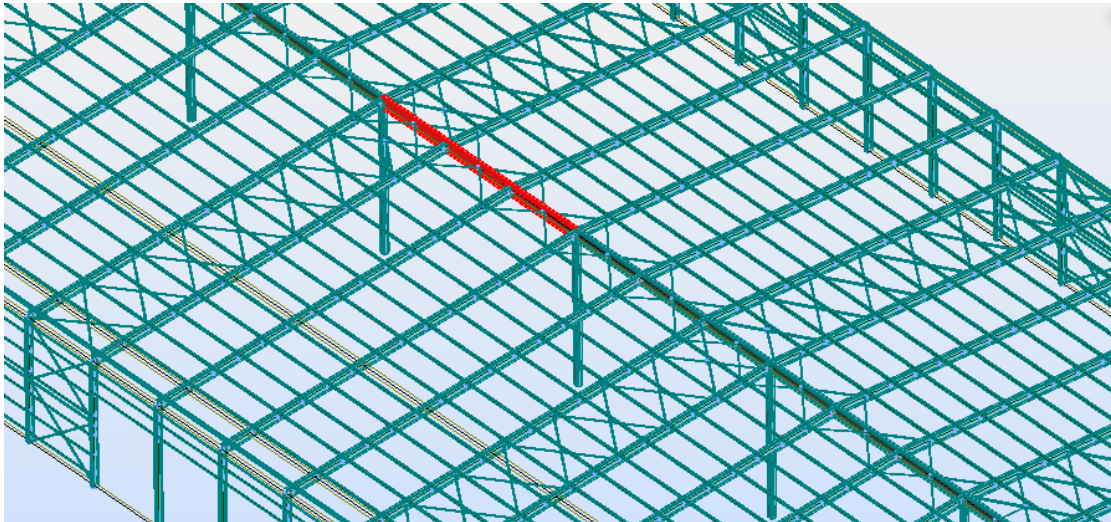
Λόγο του μεγάλου πλάτους του κτιρίου ( $b=57,50m$ ) το να τοποθετηθούν μόνο δίστηλα πλαίσια στην κατασκευή αυξάνει εκθετικά το κόστος της κατασκευής. Για αυτό το λόγο επιλέγονται κάθε τρία δίστηλα πλαίσια να κατασκευάζεται ένα τρίστηλο πλαίσιο. Τα τρίστηλα πλαίσια συνδέονται μεταξύ τους με τα κεντρικά δοκάρια τα οποία πατάνε πάνω στα κεντρικά υποστυλώματα. Σκοπός του κεντρικού δοκαριού είναι να συνδέονται πάνω σε αυτό τα δοκάρια των δίστηλων πλαισίων και να τα μετατρέπει σε πλαίσια δύο ανοιγμάτων.

Για την διατομή του κεντρικού δοκαριού επιλέγεται μια πλατύπελμη διατομή της σειράς HEB λόγω της πολύ μεγάλης ροπής από την οποία καταπονείται. Η σύνδεσή του με τα υποστυλώματα μορφώνεται ως δύσκαμπτη και ενισχύεται στο άκρο του μέσω στοιχείου που κατασκευάζεται από τμήμα της διατομής (bracket). Με την ενίσχυση αυτή παρέχεται προσθέτως απαραίτητος χώρος για τη διαμόρφωση της κοχλίωσης με το υποστυλώμα (Σχήμα 2.3).

Παρ' όλο που τα δοκάρια των δίστηλων πλαισίων που συνδέονται πάνω στο κεντρικό δοκάρια του παρέχουν πλευρική εξασφάλιση κάθε 6,00m λόγω της μεγάλης ροπής που αναπτύσσεται δεν επαρκούν.

Γι' αυτό το λόγο τοποθετείται ένα οριζόντιο δικτύωμα στην κορυφή της στέγης το οποίο εξασφαλίζει πλευρικά το δοκάρι κάθε 3,00m και από τις δύο πλευρές.

Στο Σχήμα 2.6 παρουσιάζεται μια πιο λεπτομερής εικόνα του κτιρίου για να γίνει πιο αντιληπτή η γεωμετρία του όπου με κόκκινο χρώμα σημειώνεται το κεντρικό δοκάρι.



Σχήμα 2.6: Κεντρικό δοκάρι και οριζόντιο δικτύωμα.

### 2.1.3 Τεγίδες

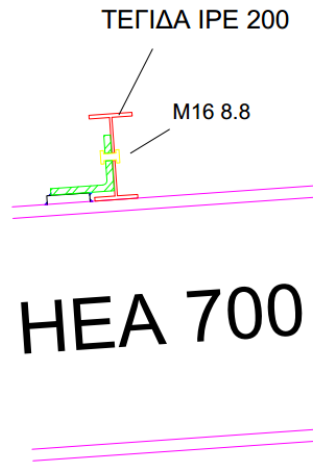
Οι τεγίδες αποτελούν δευτερεύοντα δομικά στοιχεία που συμπληρώνουν το κέλυφος του φέροντα οργανισμού. Κύρια λειτουργία τους είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων (κινητά, άνεμος, χιόνι) στους κύριους φορείς. Δευτερευόντως λειτουργούν ως στοιχεία που συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας προσφέροντας πλευρική εξασφάλιση στα ζυγώματα.

Στο κτίριο οι τεγίδες διατάσσονται ανά 2,00m και έχουν κατασκευαστεί ως αμφιέριστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δύο διαδοχικών ζυγμάτων. Η διατομή τους, επειδή καταπονούνται κυρίως σε κάμψη επιλέγεται να είναι από την σειρά IPE.

Αντί αμφιέριστες, οι τεγίδες θα μπορούσαν να είχαν σχεδιαστεί σαν συνεχείς πολλών ανοιγμάτων. Η μορφή αυτή έχει ευνοϊκή κατανομή των καμπτικών ροπών κατά μήκος της και μικρές παραμορφώσεις. Απαιτεί όμως συνδέσεις αποκατάστασης της συνέχειας σε πολλές ενδιάμεσες θέσεις, η δε παρουσία κοχλιών, για τις συνδέσεις αυτές, στο άνω πέλμα των τεγίδων δυσχεραίνει την τοποθέτηση των φύλλων επικάλυψης. Αντιθέτως τα αμφιέριστα στοιχεία παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και αρκετά μεγάλη ευκολία στην ανέγερση συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές.

Οι τεγίδες εδράζονται στο άνω πέλμα του ζυγώματος. Με αυτό τον τρόπο προσφέρουν στη διατομή του ζυγώματος άμεση πλευρική δέσμευση του θλιβόμενου πέλματος όταν το πέλμα αυτό είναι το ανώτερο και δέσμευση έναντι στροφής όταν το άνω πέλμα είναι το εφελκόμενο. Στο Σχήμα 2.7 παρουσιάζεται ο τρόπος σύνδεσης της τεγίδας πάνω στο ζύγωμα.

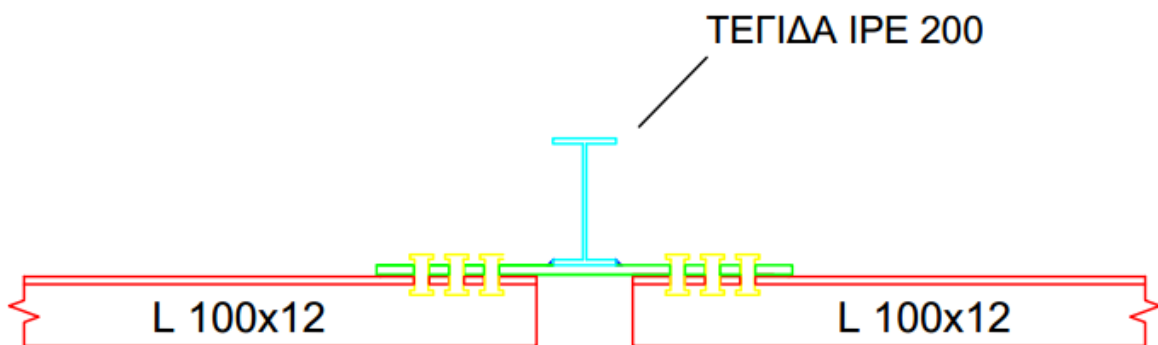
Προκειμένου οι τεγίδες να είναι σε θέση να εξασφαλίσουν πλευρικά και το κάτω πέλμα του ζυγώματος όταν αυτό θλίβεται χρησιμοποιούνται δύο αντηρίδες με διατομή από γωνιακά που συνδέονται στο κάτω θλιβόμενο ελεύθερο πέλμα με την βοήθεια ενός ελάσματος και απολήγουν άνω στις εκατέρωθεν τεγίδες (Σχήμα 2.5).



Σχήμα 2.7: Σύνδεση τεγίδας-ζυγώματος.

Το ζεύγος των αντηρίδων διαστασιολογείται ώστε να μπορεί να παραλάβει δύναμη εκτροπής ίση προς μικρό ποσοστό της μεταφερόμενη από το εξασφαλιζόμενο πέλμα θλιπτικής δύναμης. (ικανής να εξασφαλίζει την ευστάθεια του πέλματος). Το ποσοστό αυτό λαμβάνεται κατά τους Βρετανικούς Κανονισμούς ίσο προς 2,5%.

Προκειμένου οι τεγίδες να είναι σε θέση να ανταποκριθούν στον πρόσθετο ρόλο τους ως στοιχεία πλευρικής εξασφάλισης θα πρέπει να διαθέτουν μια πλευρική στήριξη και μία ελάχιστη δυσκαμψία. Έτσι, μια σειρά τεγίδων θα πρέπει, και στα δύο άκρα της, να καταλήγει σε κάποιο οριζόντιο σύστημα δυσκαμψίας και να συνδέεται με αυτό. Ως τέτοιο σύστημα χρησιμοποιείται ο οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας. Για την σύνδεση των ενδιάμεσων τεγίδων με τις διαγώνιες ράβδους συγκολλάται στο κάτω πέλμα τις τεγίδας ένα έλασμα πάνω στο οποίο συνδέονται κοχλιωτά οι διαγώνιοι ράβδοι του συνδέσμου δυσκαμψίας. Στα Σχήματα 2.8 και 2.12 φαίνεται μια τέτοια σύνδεση.



Σχήμα 2.8: Σύνδεση τεγίδας με οριζόντιο σύνδεσμο δυσκαμψίας.

Οι τεγίδες που αποτελούν και ορθοστάτες των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας διαστασιολογούνται πέρα των κατακόρυφων και για τα οριζόντια φορτία από τα οποία προκύπτουν αξονικές θλιπτικές δυνάμεις. Σε περίπτωση που αυτές είναι ανεπαρκής μπορούν να χρησιμοποιηθούν (μόνο για τις συγκεκριμένες τεγίδες) διατομές από τη σειρά ΗΕΒ που έχουν ίδιο συνολικό ύψος με αυτές της σειράς ΙΡΕ αλλά μεγαλύτερο εμβαδόν και έτσι διατηρείται ενιαία η επιφάνεια έδρασης των φύλλων επικάλυψης.

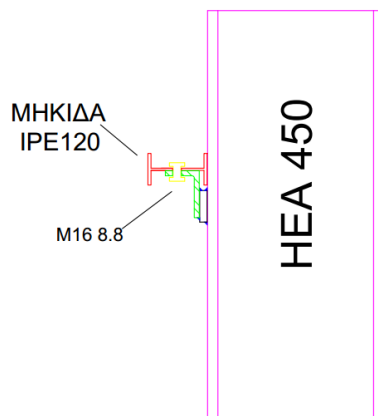
#### 2.1.4 Μηκίδες

Οι μηκίδες ομοίως με τις τεγίδες αποτελούν δευτερεύοντα δομικά στοιχεία που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων, τοποθετούνται σε όλες τις όψεις του κτιρίου και δέχονται τα φύλλα της πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Βασική λειτουργία τους είναι η μεταφορά των ανεμοπιέσεων στους κύριους φορείς..

Στο κτίριο οι μηκίδες διατάσσονται ανά 1,50m στηρίζονται πάνω στα δοκάρια αμφιαρθρωτά και η διατομή του επιλέχθηκε να είναι από την σειρά IPE καθώς καταπονούνται μόνο από κάμψη. Είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να ενεργοποιείται για τα φορτία του ανέμου.

Τα φύλλα της πλευρικής επένδυσης, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας στο επίπεδό τους και υπό την προϋπόθεση ότι είναι επαρκώς στερεωμένα επί των μηκίδων, προσφέρουν συνεχή στήριξη στο εξωτερικό πέλμα και παρεμποδίζουν τις πλευρικές παραμορφώσεις του. Άρα από την στιγμή που οι μηκίδες έχουν κατασκευαστεί αμφιαρθρωτες λόγω της ανεμοπίεσης θλίβεται το εξωτερικό πέλμα το οποίο είναι εξασφαλισμένο από την πλευρική επένδυση, έτσι μειώνεται αισθητά το μήκος λυγισμού της τεγίδας και οδηγούμαστε σε αρκετά μικρότερες διατομές.

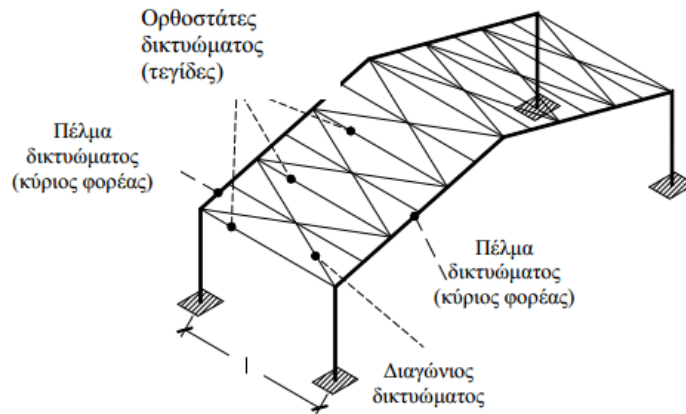
Ο τρόπος σύνδεσης των μηκίδων πάνω στα υποστυλώματα είναι παρόμοιος με αυτόν των τεγίδων πάνω στο ζυγώμα και φαίνεται στο Σχήμα 2.9.



Σχήμα 2.9: Σύνδεση μηκίδας-υποστυλώματος.

#### 2.1.5 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Στη στέγη του κτιρίου έχουν διαμορφωθεί οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (οριζόντια χιαστί) τοποθετώντας διαγώνιες ράβδους ανά δεύτερη τεγίδα. Οι ράβδοι αυτοί έχουν διατομή από ισοσκελή γωνιακά και συνδέονται στο άνω πέλμα του ζυγώματος μέσω βοηθητικού ελάσματος. Το διαμορφούμενο δικτύωμα δυσκαμψίας έχει επομένως ως πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων, ως ορθοστάτες τις ενδιάμεσες τεγίδες και ως διαγώνιες τις πρόσθετα τοποθετούμενες ράβδους. Στο σχήματα 2.10 φαίνεται ο ρόλος των στοιχείων ενός τέτοιου δικτύματος.



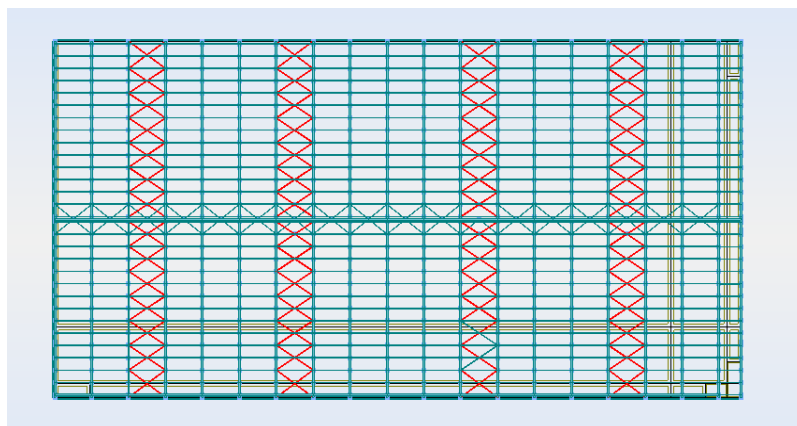
Σχήμα 2.10: Μέλη δικτύματος οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας.

Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων αυτών είναι:

1. Η μεταφορά στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων και των οριζόντιων σεισμικών δράσεων οι οποίες ασκούνται στα στο επίπεδο των ζυγωμάτων.
2. Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο ακυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα.
3. Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται κατά κανόνα στα ακραία φαντώματα του υπόστεγου και σε ενδιάμεσες θέσεις. Η τοποθέτηση του συνδέσμου στα ακραία φαντώματα εξυπηρετεί την άμεση παραλαβή της ανεμοπίεσης που είναι κάθετη στο μέτωπο, σε αντίθετη περίπτωση η ανεμοπίεση θα φτάσει στο σύνδεσμο μέσω των τεγίδων, οι οποίες θα επιβαρυνθούν με πρόσθετες αξονικές δυνάμεις. Παρ' όλα αυτά η ύπαρξη οριζόντιου συνδέσμου σε ακραίο φάντωμα θα σήμαινε ύπαρξη και κατακόρυφου συνδέσμου και αυτό θα είχε σαν αποτέλεσμα να παρεμποδίζονται οι παραμορφώσεις λόγω θερμικών διαστολών οι οποίες δημιουργούν υψηλές εντάσεις ειδικά σε υπόστεγα μεγάλου μήκους όπως αυτό.

Γι' αυτό το λόγο όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.11 οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας επιλέγονται να τοποθετηθούν στο 4<sup>ο</sup>, 8<sup>ο</sup>, 13<sup>ο</sup> και 17<sup>ο</sup> φάντωμα.

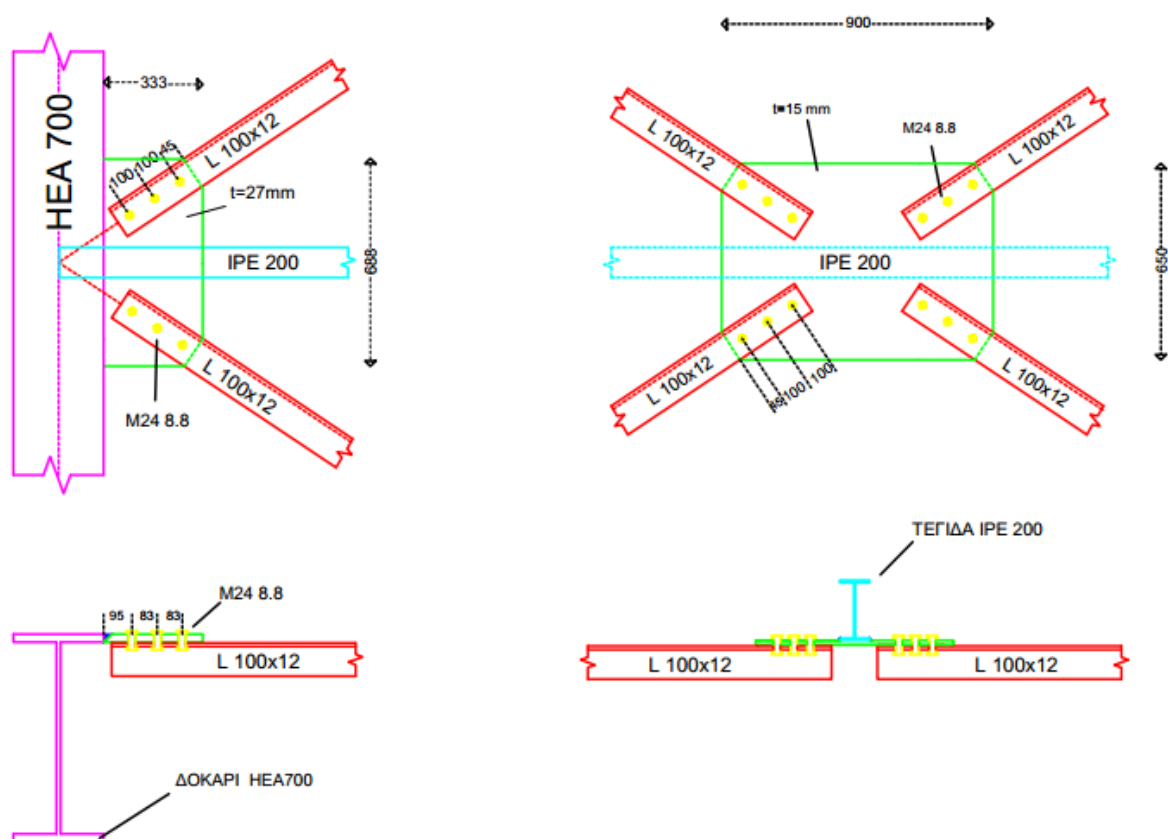


Σχήμα 2.11. Κάτοψη στέγης του κτιρίου.

Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύνονται, είτε θλίβονται και δεν περιλαμβάνουν καμπτικά φορτία (Σχήμα 2.2) γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η επικάλυψη της στέγης είναι τοποθετημένη πάνω στις τεγίδες, οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται πάνω στους κύριου φορείς. Τα μόνα καμπτικά φορτία που περιλαμβάνουν είναι αυτά από το ίδιο βάρος τους.

Κατά την εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων (ανέμου, σεισμού) έχουμε θεωρήσει ενεργή μόνο την εφελκόμενη εκ των δύο διαγωνίων κάθε φατνώματος. Έτσι η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση την εφελκόμενη αυτή διαγώνιο και δράση το άθροισμα των απόλυτων τιμών των δυνάμεων που έχουν προσδιοριστεί για τις δύο διαγωνιούς του ίδιου φατνώματος. Στη δράση αυτή συνυπολογίζονται και τα φορτία που προκύπτουν από την πλευρική εξασφάλιση των ζυγμάτων. Είναι φανερό ότι ανάλογα με τη φορά των οριζόντιων δυνάμεων εφελκόμενη θα είναι η μία ή η άλλη διαγώνιος κάθε φατνώματος. Τέλος για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται ίδια διατομή (ισοσκελές γωνιακό) για όλες τις διαγώνιες ράβδους παρόλο που από την στατική μελέτη προκύπτει ότι οι ακραίες διαγώνιοι κάθε φατνώματος είναι οι περισσότερο καταπονούμενες.

Η εικόνα της σύνδεσης του οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας με το ζύγωμα παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.12. Αναλυτικότερα για τη σύνδεση αυτή στο κεφάλαιο 5.



Σχήμα 2.12: Σύνδεση οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας.

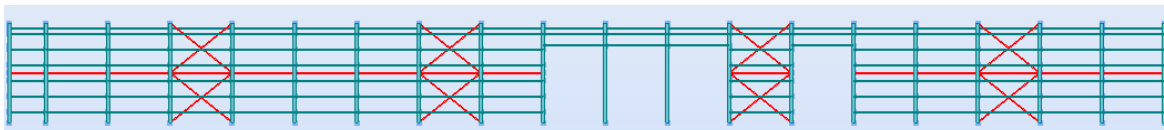
Όπως αναφέραμε και στην παράγραφο 2.1.6 προκειμένου η τεγίδα να μπορεί να εξασφαλίσει πλευρικά το ζύγωμα πρέπει να συνδέεται πάνω στο οριζόντιο σύνδεσμο δυσκαμψίας. Αυτό πραγματοποιείται συγκολλώντας ένα έλασμα στο κάτω πέλμα της ενδιάμεσης τεγίδας πάνω στο οποίο κοχλιώνονται οι τέσσερις επιμέρους ράβδοι του οριζόντιου χιαστί.

## 2.1.6 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Όταν τα φορτία δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση  $Y$  του κτιρίου παραλαμβάνονται από τους κύριους φορείς-πλαίσια μέσω πλαισιακής λειτουργίας. Όταν τα φορτία δρουν κατά την διαμήκη διεύθυνση  $X$  του κτιρίου παραλαμβάνονται από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στην θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία περιλαμβάνουν από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς.

Στο παρόν κτίριο έχουμε επιλέξει να χρησιμοποιήσουμε δύο κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα (κατακόρυφα χιαστί) καθ' ύψος του υποστυλώματος από κοίλη τετραγωνική διατομή (TCAR). Προκειμένου να δημιουργηθεί ένας καλύτερος δικτυωτός σχηματισμός έχουν προστεθεί και κάποια οριζόντια στοιχεία κοίλη τετραγωνική διατομή (TCAR). Στο Σχήμα 2.13 παρουσιάζονται μια πλάγια όψη του κτιρίου όπου έχουν σημειωθεί με κόκκινο οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και τα οριζόντια αυτά στοιχεία.

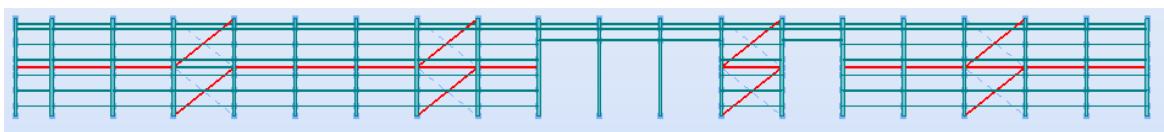


Σχήμα 2.13: Πλάγια όψη του κτιρίου.

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.13 τα οριζόντια στοιχεία τοποθετούνται εκτός από τα φαντώματα που υπάρχουν κατακόρυφα χιαστί στο σύνολο των φαντωμάτων. Αυτό γίνεται γιατί μια δευτερεύουσα λειτουργία των χιαστί είναι να εξασφαλίζουν πλευρικά το υποστύλωμα στα μισά του ύψους του. Με αυτό τον τρόπο εξασφαλίζουμε πλευρικά όλα τα υποστυλώματα χωρίς να υπάρχουν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε κάθε φάντωμα.

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως έχουμε επιλέξει να μην τοποθετήσουμε κατακόρυφους συνδέσμους στα ακραία φαντώματα για να μην παρεμποδίζονται οι παραμορφώσεις λόγω θερμικών διαστολών οι οποίες θα προκαλούσαν μεγάλες εντάσεις σε ένα υπόστεγο τόσο μεγάλου μήκους. Σε αυτή τη περίπτωση η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων λόγω ανέμου στα μέτωπα του κτιρίου προς τους συνδέσμους γίνεται μέσω των κεφαλοδοκών.

Για την διαστασιολόγηση των συνδέσμων κατά την εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων έχουμε θεωρήσει ότι είναι ενεργός μόνο η εφελκόμενη εκ των δυο διαγωνίων κάθε φαντώματος, οπότε το ενεργό δικτύωμα είναι αυτό που φαίνεται στο Σχήμα 2.14 και η διαστασιολόγηση θα γίνει με βάση την εφελκόμενη ράβδο.



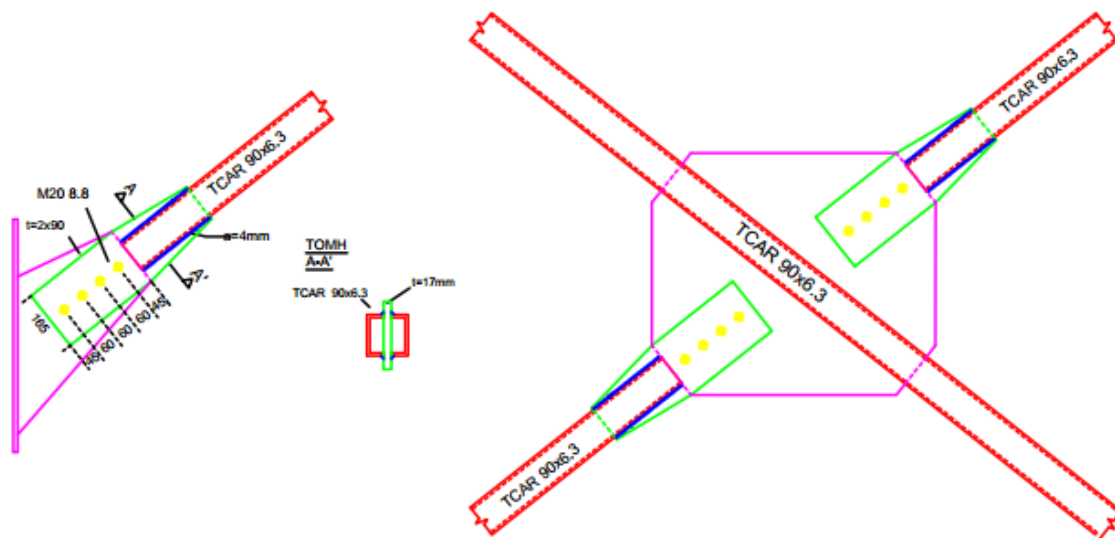
Σχήμα 2.14: Ενεργό δικτύωμα κατά την εφαρμογή οριζόντιων δυνάμεων.

Επίσης θα ικανοποιείται η απαίτηση του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού σύμφωνα με τον οποίον πρέπει να επιλέγεται διατομή για τις διαγώνιες ράβδους με ανηγμένη λυγηρότητα το πολύ ίση με 1,50.

Όσο αναφορά τις οριζόντιες ράβδους, Η διαστασιολόγηση θα γίνεται κανονικά (για θλιπτικά φορτία) αλλά τα εντατικά μεγέθη προκύπτουν από το ενεργό δικτύωμα (αμελώντας δηλαδή τις θλιπτικές διαγωνίους).

Οι διαγώνιοι ράβδοι (αλλά και οι οριζόντιοι) συνδέονται αμφιαρθρωτά με τα υποστυλώματα και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέρα του ιδίου βάρους τους όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.2 καθώς δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη.

Η σύνδεσή τους με το υποστύλωμα φαίνεται στο Σχήμα 2.14 και παρουσιάζεται αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 5.



Σχήμα 2.15 : Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας.

### 2.1.7 Κεφαλοδοκοί

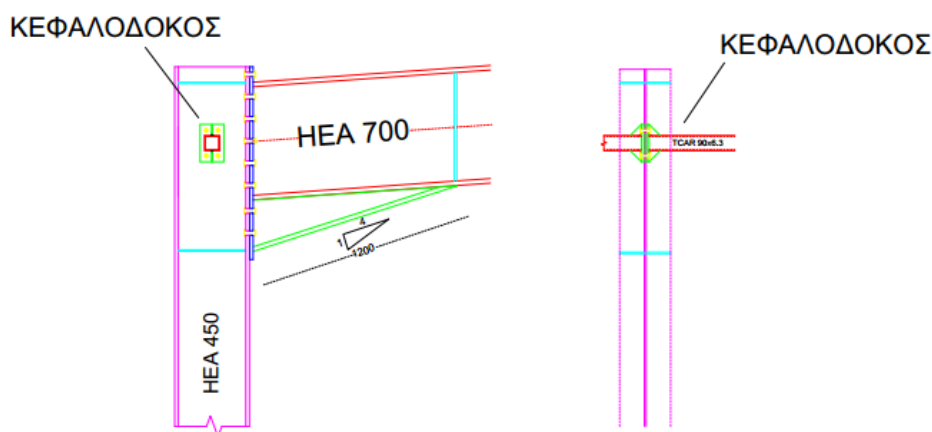
Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κίονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά Χ. Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα σύστημα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στην θεμελίωση μέσω περισσοτέρων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επίσης σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση ανέγερσης επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρομένους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Η σύνδεση εξ' άλλου, κατά τη φάση αυτή ενός νέου τοποθετημένου υποστυλώματος με το προηγούμενο του μέσω της κεφαλοδοκού καθοδηγεί την τήρηση της ακριβούς θέσης του, οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

Για την διαστασιολόγηση της κεφαλοδοκού θα λάβουμε υπόψη τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον σεισμό/άνεμο χρησιμοποιώντας το ενεργό δικτύωμα (αγνοώντας τις θλιπτικές διαγωνίους) και την πρόσθετη αξονική δύναμη που προκύπτει από την πλευρική ευστάθεια του ζυγώματος από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας.



Η σύνδεση με τα υποστυλώματα γίνεται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις. Η διατομή που επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε είναι από κοίλες τετραγωνικές (TCAR) έτσι ώστε να οδηγούμαστε σε στοιχεία με σχετική μικρή λυγηρότητα και σημαντική αντοχή σε θλίψη.

Η σύνδεση της κεφαλοδοκού στην κορυφή του υποστυλώματος παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.16.

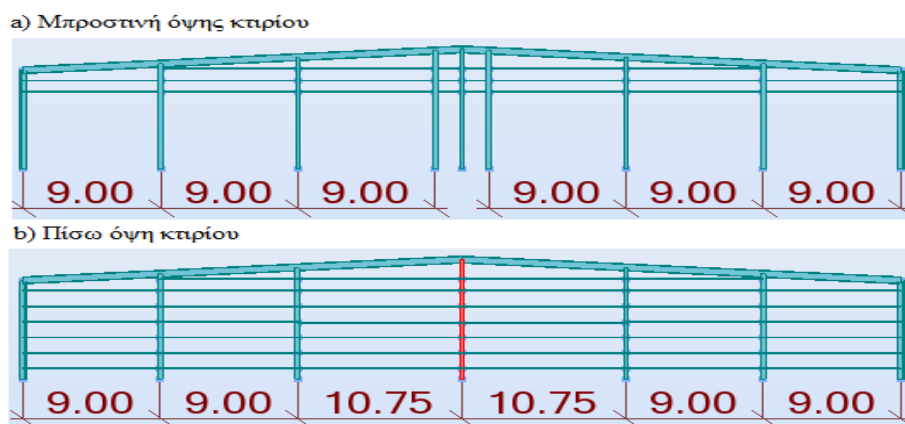


Σχήμα 2.16: Σύνδεση κεφαλοδοκού.

### 2.1.8 Μετωπικά υποστυλώματα

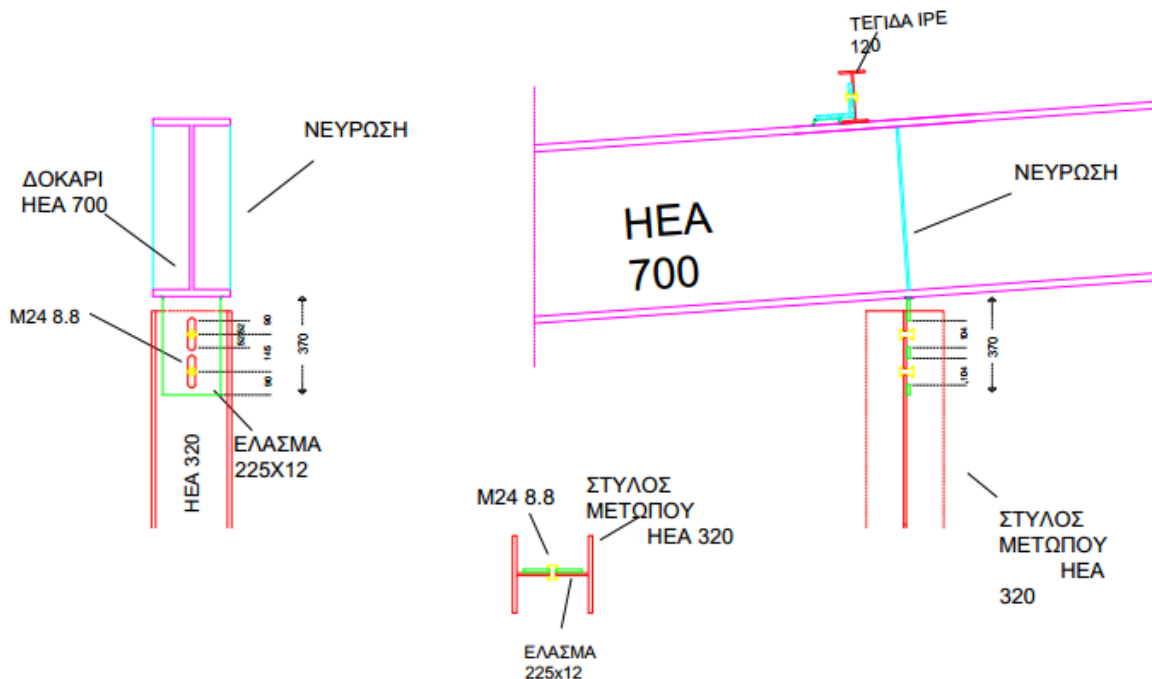
Για να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία πλαίσια, τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Κύρια καταπόνηση για τους μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίων καταπονούμενα σε κάμψη γι' αυτό η διατομή που χρησιμοποιείται είναι από την σειρά HEA με πέλματα παράλληλα προς την όψη.

Η θέση τοποθέτησης τους καθορίζεται από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Στο Σχήμα 2.17 παρουσιάζονται οι δύο όψεις του κτιρίου.



Σχήμα 2.17: Όψεις κτιρίου

Τα μετωπικά υποστυλώματα τοποθετούνται στον άξονα των ακραίων πλαισίων και η σύνδεση τους με το ζύγωμα κατασκευάζεται σαν κύλιση. Αυτό γίνεται διότι για λόγους απλοποίησης της κατασκευής δεν είναι επιθυμητή η παρεμπόδιση της ελεύθερης παραμόρφωσης των ζυγμάτων από του μετωπικούς στύλους. Η σύνδεση αυτή πραγματοποιείται μέσω κοχλιών σε επιμήκεις οπές, η ακριβή διάσταση των οποίων καθορίζεται από το μέγεθος των παραμορφώσεων του ακραίου πλαισίου. Αποφεύγεται έτσι, προσθέτως, η μεταφορά αξονικών δυνάμεων στα μετωπικά υποστυλώματα. Στο σχήμα 2.18 φαίνεται μία τέτοια λεπτομέρεια για απόληξη άνω στο ζύγωμα.

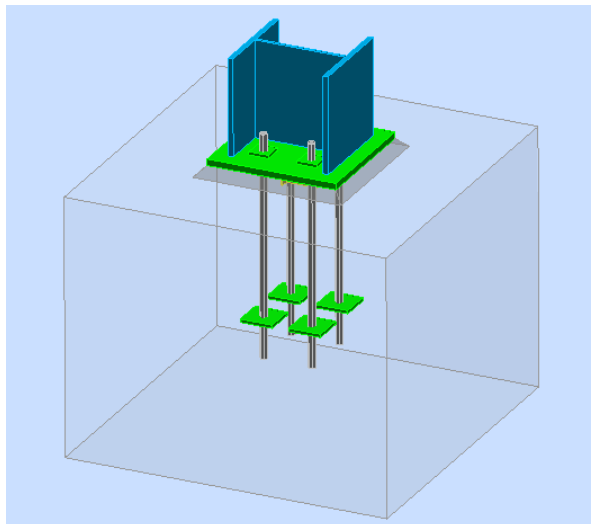


Σχήμα 2.18: Σύνδεση υποστυλώματος πρόσοψης με ζύγωμα.

Για τον υπολογισμό των υπερμεγέθη οπών λάβαμε υπόψη την παραμόρφωση του ζυγματος στην οριακή κατάσταση αστοχίας και σχεδιάσαμε την επιμήκυνση τους και προς τις δυο κατευθύνσεις για αποφυγή τυχόν λάθους κατά την διάνοιξή τους στο εργοστάσιο.

Όλα τα μετωπικά υποστυλώματα έχουν κατασκευαστεί στην κορυφή τους με τον παραπάνω τρόπο σύνδεσης εκτός του μεσαίου υποστυλώματος της πίσω όψης (Σχήμα 2.17 με κόκκινο χρώμα). Πάνω στο συγκεκριμένο υποστυλώμα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.1 πατάει το τελευταίο κεντρικό δοκάρι του κτιρίου αφού για αρχιτεκτονικούς λόγους δεν μπορούσε να τοποθετηθεί άλλο κεντρικό υποστυλώμα. Επομένως η σύνδεση στην κεφαλή του δεν μορφώνεται σαν κύλιση αλλά σαν πάκτωση. Επίσης λόγο της σύνδεσής του με το δοκάρι καταπονείται από πολύ περισσότερα φορτία συγκριτικά με τα άλλα μετωπικά υποστυλώματα και απαιτεί μεγαλύτερη διατομή. Η διατομή του συγκεκριμένο υποστυλώματος επιλέγεται από την σειρά ΗΕΜ που έχουν ίδιο συνολικό ύψος με αυτές της σειράς ΗΕΑ αλλά μεγαλύτερο εμβαδόν και έτσι διατηρείται ενιαία η επιφάνεια έδρασης των φύλλων επικάλυψης.

Τέλος έχουμε σχεδιάσει τα μετωπικά υποστυλώματα αρθρωτά<sup>1</sup> στην βάση του προκειμένου να έχουμε μια κατασκευαστικά απλή έδραση και για να μην επιβαρύνεται με ροπή το θεμέλιο. Ένα τέτοιο θεμέλιο φαίνεται στο Σχήμα 2.19 ο υπολογισμός του οποίου παρουσιάζεται στο Παράρτημα Β



Σχήμα 2.19: Αρθρωτή έδραση μετωπικού υποστυλώματος.

### 2.1.9 Φύλλα Επικάλυψης

Με τον όρο επικάλυψη εννοούμε τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός του κτιρίου. Τα φύλλα πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρική επένδυσης) τις πιέσεις και υποπίεσης που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία. Η στήριξή τους γίνεται με κατάλληλες βίδες οι οποίες καλύπτονται με αρμοκαλύπτρα προκειμένου να παρέχεται η απαραίτητη υγραμόνωση.

Εκτός από το να έχουν επαρκή αντοχή για να μεταφέρουν τα φορτία του άνεμου στο φέρων οργανισμό και να παρέχουν υγραμόνωση τα φύλλα πρέπει να παρέχουν και την απαραίτητη θερμομόνωση και ηχομόνωση. Γι' αυτό το λόγο τα πιο ευρέως χρησιμοποιούμενα στοιχεία επικάλυψης είναι τα θερμομονωτικά πάνελα τύπου «σάντουιτς». Πρόκειται για θερμο-ηχομονωτικά προκατασκευασμένα φύλλα επικάλυψης, των οποίων η γενική μορφή είναι ένα σκληρό στρώμα πολυουρεθανίου (θερμο-ηχομονωτικό υλικό) πάχους 30-80mm, με επικάλυψη φύλλου αλουμινίου στην εξωτερική πλευρά και επικάλυψη φύλλου χάλυβα στην εσωτερική (Σχήμα 2.20).

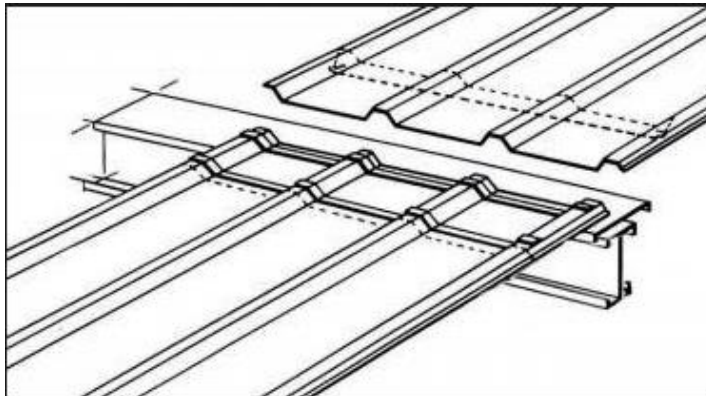


Σχήμα 2.20: Προκατασκευασμένα θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης.

<sup>1</sup> Αυτό δεν ισχύει για το μεσαίο υποστυλώμα το οποίο είναι πακτωμένο στην βάση του.

Στην Ελλάδα υπάρχουν αρκετές βιομηχανίες παραγωγής τυποποιημένων πανέλων. Όλες οι βιομηχανίες παραγωγής επιστεγασμάτων είναι υποχρεούνται να διαθέτουν τα προϊόντα τους με πιστοποιήσεις και συγκεκριμένες προδιαγραφές υλικών, αλλά και με πίνακες των τεχνικών χαρακτηριστικών τους.

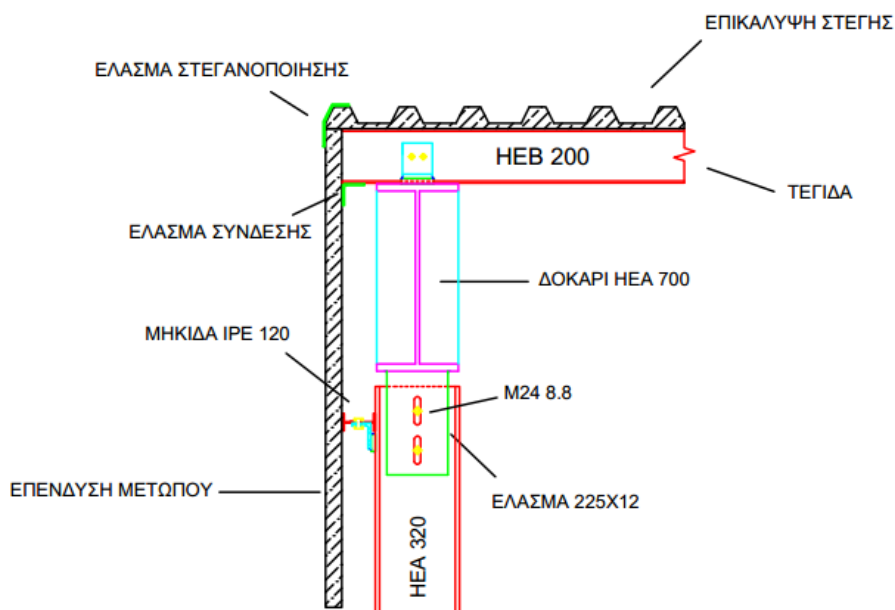
Στο παρόν κτίριο θα χρησιμοποιηθούν πανέλα από την εταιρεία «corus-Καλπίνης-Σίμος Α.Β.Ε.Ε» θα έχουν μήκος 14.42m πλάτος 1m και θα έχουν περιμετρικά διαμορφωμένες υποδοχές (φανερές ή κρυφές) προκειμένου να γίνει εύκολη συναρμογή των κομματιών στο εργοτάξιο και παράλληλα να επιτυγχάνετε η απαραίτητη υγρομόνωση. Στο Σχήμα 2.21 παρουσιάζεται μια τέτοια κατασκευαστική λεπτομέρεια.



Σχήμα 2.21: Κατασκευαστική λεπτομέρεια ένωσης φύλλων επικάλυψης.

Στο κτίριο θα τοποθετηθούν θερμομονωτικά πανέλα ίδιου τύπου τόσο για τα επιστεγάσματα όσο και για τις πλαγιοκαλύψεις. Το πάχος των πανέλων θα ληφθεί από τους πίνακες αντοχών που δίνει η εταιρεία βάση των φορτίων που ασκούνται σε αυτά και μια αρχική εκτίμηση βάρους θα ληφθεί ως  $g = 0.15 \text{ kN/m}^2$

Στο Σχήμα 2.22 παρουσιάζεται μία ακόμα κατασκευαστική λεπτομέρεια στην πρόσοψη του κτιρίου.



Σχήμα 2.22: Κατασκευαστική λεπτομέρεια.

## 2.2 Υλικά Κατασκευής

### 2.2.1 Δομικός Χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S355 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και της εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1. Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα που χρησιμοποιήσαμε παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1

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

Ποιότητα κατά EN 1993-1-1	Ονομαστικό Πάχος στοιχείου t (mm)			
	t ≤ 40mm		40mm ≤ t ≤ 80mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
S355	355	510	355	470

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

Μέτρο ελαστικότητας	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο διάτμησης	$G \approx 8077 \text{ N/mm}^2$
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή	$\nu = 0.3$
Συντελεστής θερμικής διαστολής	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
Ειδικό βάρος	$\gamma_a = 78,5 \text{ kN/m}^3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M, \gamma_M = 1,0$

### 2.2.2 Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Η κατηγορία του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε για τα θεμέλια είναι C30/37 του οποίου οι τιμές σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος είναι:

Επιβατικό μέτρο ελαστικότητας	$E_{cm} \approx 3193 \text{ N/mm}^2$
Λόγος Poisson	
– Ελαστική περιοχή	$\nu = 0,2$
– Ρηγμάτωση σκυροδέματος	$\nu = 0$
Συντελεστής θερμικής διαστολής	$\alpha = 10^{-5} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
Ειδικό βάρος	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_M, \gamma_M = 1,5$

Πίνακας 2.2: Ονομαστικές τιμές θλιπτικών και εφελκυστικών αντοχών σκυροδέματος

Κατηγορία σκυροδέματος	$f_{ck}$	$f_{ck,cube}$	$f_{ctm}$	$f_{ctk,0.05}$	$f_{ctk,0.95}$
C30/37	30	37	2,90	2,00	3,80

Κατά τον υπολογισμό της αντοχής σχεδιασμού του σκυροδέματος πολλαπλασιάζουμε την  $f_{cd}$  με 0.85 οποίο είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μείωση της θλιπτικής αντοχής οφειλόμενης στη μακροχρόνια και επαναλαμβανόμενη δράση των φορτίων.

## 3 ΔΡΑΣΕΙΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

### 3.1 Μόνιμες δράσεις

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

Οι τιμές των μόνιμων φορτίων που δρουν στον φορέα είναι:

1. Ίδιο βάρος χάλυβα:  $g = 78,5 \text{ kN/m}^3$
2. Βάρος επικάλυψης:  $g = 0,15 \text{ kN/m}^2$
3. Βάρος μηχανολογικού εξοπλισμού  $g = 0,50 \text{ kN/m}^2$

### 3.2 Μεταβλητές δράσεις

Στην κατηγορία αυτή των δράσεων, εντάσσονται τα επιβαλλόμενα φορτία, τα φορτία χιονιού και ανέμου και τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

#### 3.2.1 Επιβαλλόμενα φορτία

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

##### 3.2.1.1 Κανονισμός Υπολογισμού Επιβαλλόμενων Φορτίων

Για τον προσδιορισμό των επιβαλλόμενων φορτίων ο χώρος της στέγης υποδιαιρείται σε κατηγορίες ανάλογα με την χρήση του. Συγκεκριμένα οι στέγες κατηγοριοποιούνται σύμφωνα με την προσβασιμότητα τους στις κατηγορίες που φαίνονται 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 επισκευή
<b>I</b>	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A-D
<b>K</b>	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

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

Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία στεγών.

ΣΤΕΓΗ	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Κατηγορία <b>H</b>	0,00-1,00 (0,50)	0,90-1,50 (1,00)
Στις παρενθέσεις περιέχονται οι προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος		

Το  $q_k$  μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα, είτε σε όλη την στέγη είτε σε ένα τμήμα της εμβαδού όχι μικρότερου των 10m<sup>2</sup>

### 3.2.1.2 Υπολογισμός Επιβαλλομένων Φορτίων

Επιλέγεται ως επιβαλλόμενο φορτίο, η τιμή του φορτίου που προτείνεται από το Εθνικό προσάρτημα, δηλαδή  $q_k = 0,50$  kN/m<sup>2</sup>, το οποίο θεωρείται ότι δρα σε όλη την επιφάνεια της στέγης

### 3.2.2 Φορτίο χιονιού

Για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού της κατασκευής εφαρμόζονται οι διατάξεις του EN-1991-1-3

Το φορτίο χιονιού θεωρείται ως στατικό και κατατάσσεται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Ανάλογα με την μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από την στέγη, την απόσταση γειτονικών κτηρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στη στέγη κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει κατά πόση η στέγη είναι εκτεθειμένη στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας της στέγης και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης.

#### 3.2.2.1 Κανονισμός Υπολογισμού Φορτίου Χιονιού

Σύμφωνα με την παράγραφο §5.2 του EN 1991-1-3 το φορτίο χιονιού σε μία στέγη προσδιορίζεται από της σχέσεις:

1. Για καταστάσεις σχεδιασμού «με διάρκεια/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:

- $\mu_i$  είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού
- $s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- $C_e$  είναι ο συντελεστής έκθεσης
- $C_t$  είναι ο θερμικός συντελεστής
- $s_{Ad}$  είναι η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία

### Συντελεστής φορτίου χιονιού $\mu_i$

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

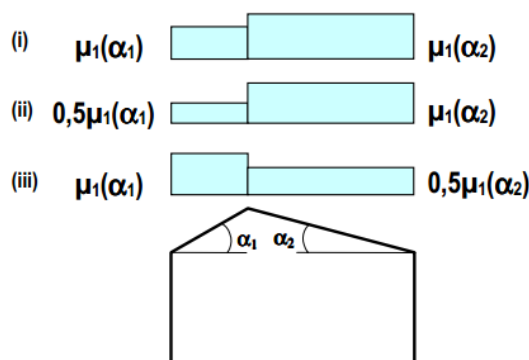
- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μία ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη την στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μία αρχική ασύμμετρη κατανομή ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη στην υπήνεμη πλευρά της στέγης).

Η τιμές του συντελεστή για δικλινείς στέγες όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται δίνονται στον Πίνακα 3.3.

Πίνακας 3.3: Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού.

ΚΛΙΣΗ ΣΤΕΓΗΣ	$0^\circ \leq \alpha_{1,2} < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha_{1,2} < 60^\circ$	$\alpha_{1,2} \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,80	$0,8 \times (60 - \alpha) / 30$	0,0
$\mu_2$	$0,80 + 0,80 \times \alpha / 30$	1,60	-

Η κατανομή του φορτίου επί της στέγης δίνεται στο Σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1: Συντελεστής μορφής σε δικλινείς στέγες.

### Συντελεστής έκθεσης $C_e$

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

Πίνακας 3.4: Συντελεστής έκθεσης για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά.

ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ	$C_e$
Εκτεθειμένο	0,8
Κανονικό	1,0
Προφυλαγμένο	1,2

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..



Κανονικό: Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, η των δέντρων.

Προφυλαγμένο: Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, η περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλές κατασκευές.

Κατά την επιλογή του κατάλληλου συντελεστή έκθεσης  $C_e$  θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η μελλοντική εξέλιξη του χώρου γύρω από το έργο.

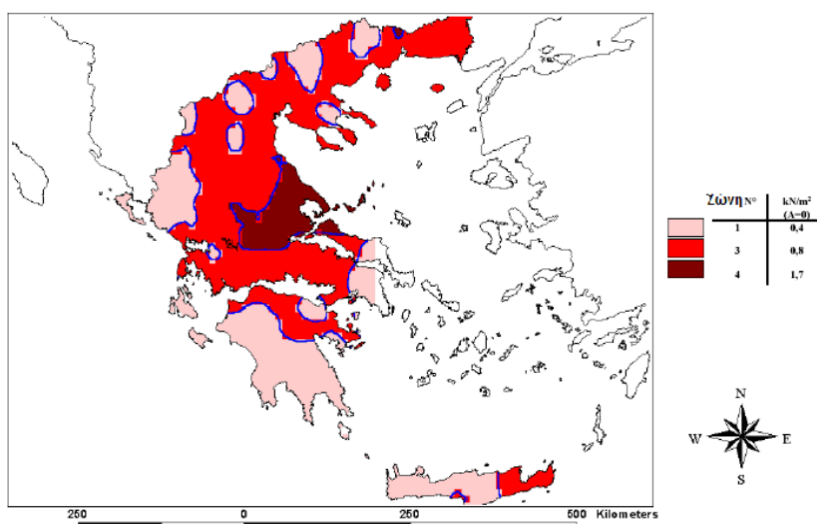
### Θερμικός συντελεστής $C_t$

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  $C_t = 1,00$ .

### Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους $s_k$

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους εξαρτάται από την ζώνη κατάταξης της τοποθεσίας και του αντίστοιχου υψομέτρου. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_{k,0}$ , των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας.

1. **ΖΩΝΗ Α** ( $s_{k,0} = 0.4 \text{ kN/m}^2$ ) : Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
2. **ΖΩΝΗ Β** ( $s_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$ ) : Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισσας, Σποράδες και Εύβοια.
3. **ΖΩΝΗ Γ** ( $s_{k,0} = 1.7 \text{ kN/m}^2$ ) : Υπόλοιπη Ελλάδα.



Σχήμα 3.2: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές.

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m πρέπει να γίνει ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις στο Εθνικό Προσάρτημα.

Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{kN/m}^2$  συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου ( $A$ ), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \times \left( 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (3.3)$$

Όπου:

$s_{k,0}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας σε  $\text{kN/m}^2$

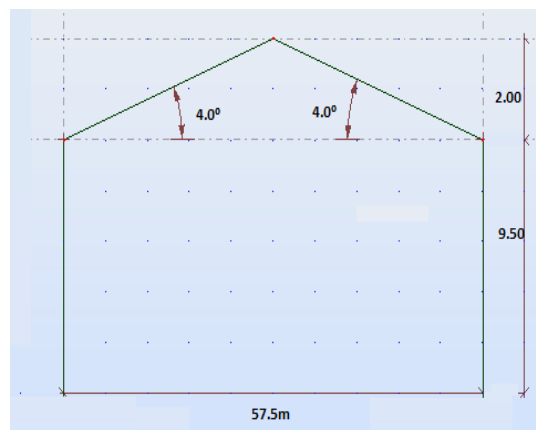
$A$  είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας σε m

### 3.2.2.2 Υπολογισμός Φορτίου Χιονιού

Η περιοχή κατασκευής του κτιρίου κατατάσσεται στην Ζώνη Β, όπου η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στην στάθμη της θάλασσας είναι  $s_{k,0} = 0.80 \text{ kN/m}^2$ . Το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας είναι ίσο με  $A = 300 \text{ m}$

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους  $s_k$  για περίοδο επαναφοράς 50 ετών είναι ίση με:

$$s_k = s_{k,0} \left( 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0,8 \times \left( 1 + \left( \frac{300}{917} \right)^2 \right) = 0,88 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 3.3: Πρόσοψη κατασκευής.

Για το δικλινές μεταλλικό στέγαστρο κλίσης  $\alpha_{1,2} = 4,0^\circ$  ο συντελεστής σχήματος  $\mu_i$  είναι ίσος με 0,8. Λόγω της σχεδόν μηδενικής διαφοράς θερμοκρασίας μεταξύ εσωτερικής και εξωτερικής παρειάς του στεγάστρου, δεν παρουσιάζεται μείωση του φορτίου χιονιού. Στην περίπτωση αυτή ο θερμικός συντελεστής  $C_t$  λαμβάνεται ίσος προς 1,00.

Η περιοχή πλησίον του κτηρίου σύμφωνα με τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της χαρακτηρίζεται ως κανονική. Επομένως ο συντελεστής έκθεσης είναι ίσος με 1,00.

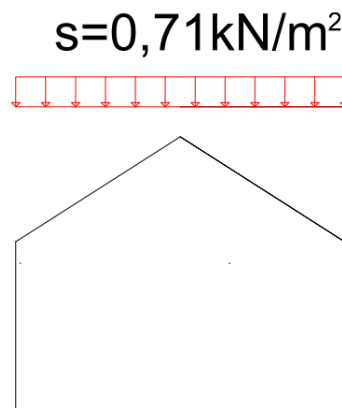
Τέλος επειδή η κλίση της στέγης του κτιρίου είναι πολύ μικρή  $\alpha_{1,2} = 4^\circ$  στον υπολογισμό των φορτίων χιονιού θα θεωρήσουμε ότι η οροφή είναι πρακτικώς οριζόντια.

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

1. Για καταστάσεις σχεδιασμού «με διάρκεια/παροδικές» το φορτίο χιονιού είναι ίσο με

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k = 0,80 \times 1 \times 1 \times 0,88 \approx 0,71 \text{ kN/m}^2$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμου, όπου τα εξαιρετικά φορτία χιονιού είναι τυχηματική δράση, δεν χρειάζεται να γίνει υπολογισμός του φορτίου. Όπως ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα, εξαιρετικά φορτία χιονιού, θεωρούμενα ως τυχηματική δράση λαμβάνονται υπόψη μόνο για περιοχές ΖΩΝΗΣ Γ που έχουν υψόμετρο μεγαλύτερο από 1000m



Σχήμα 3.4: Φορτίο χιονιού επί της κατασκευής

### 3.2.3 Φορτία Ανέμου

Για κατασκευές ύψους μέχρι 200m, ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-4.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους (μονώροφα, πολυώροφα). Στις κλειστές κατασκευές οι δράσεις αυτές παρουσιάζονται με την μορφή άμεσων πιέσεων στις εξωτερικές επιφάνειες και έμμεσων (υποπιέσεων) στις εσωτερικές.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία ανέμου μπορεί να θεωρηθούν ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική του συμπεριφορά όπως επίσης να σχεδιάζονται και για φορτία κόπωσης.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για την διάρκεια ζωής της κατασκευής. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι:

- Η γεωγραφική θέση της κατασκευής

- Η φυσική θέση της κατασκευής
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις των κτηρίων
- 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

#### Εξωτερική πίεση $w_e$

Η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μια κατασκευής προκύπτει από την σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (3.4)$$

Όπου:

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

#### Εσωτερική πίεση $w_i$

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής προκύπτει από την σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (3.5)$$

Όπου:

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

#### Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$ , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από την σχέση:

$$q_p(z) = \left[ 1 + 7 \times I_v(z) \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \right] = c_e(z) \times q_b \quad (3.6)$$

Όπου:

- $I_v(z)$  είναι η ένταση στροβιλισμού σε ύψος  $z$   
 $v_m(z)$  είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος  
 $\rho$  είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναφέρονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ( $\rho=1,25 \text{ Kg/m}^3$ )  
 $c_e(z)$  είναι ο συντελεστής έκθεσης. Δίνεται από την σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.7)$$

$q_b$  είναι η βασική πίεση που δίνεται από την σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (3.8)$$

Όπου:

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

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (3.9)$$

Στη σχέση αυτή είναι:

$c_{dir}$  είναι ο συντελεστής διεύθυνσης. Λαμβάνεται ίσος με 1,00

$c_{season}$  είναι ο συντελεστής εποχής. Λαμβάνεται ίσος με 1,00

$v_{b,0}$  είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι χαρακτηριστική μέση ταχύτητα ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από την διεύθυνσή 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)

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου  $v_{b,0}$ , για την χώρα μας ορίζεται στα 33m/sec για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/sec για την υπόλοιπη χώρα.



Σχήμα 3.5: Βασικές ταχύτητες ανέμου στην Ελλάδα.

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

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b \quad (3.10)$$

Όπου:

$c_0(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης. Για επίπεδο έδαφος θεωρείται ίσος με 1,00

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας. Υπολογίζεται βάσης της σχέσης:

$$c_r(z) = K_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.11)$$

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

Όπου:

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας που δίνεται στον Πίνακα 3.7

$K_r$  είναι ο συντελεστής εδάφους. Εξαρτάται από το μήκος τραχύτητας  $z_0$  και δίνεται από την σχέση:

$$K_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (3.12)$$

Όπου:

$z_{0,II}$  είναι ίσο με 0,05m (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 3.5)

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

$z_{\max}$  λαμβάνεται ίσος προς 200m

Πίνακας 3.5: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	$z_0$ (m)	$z_{\min}$ (m)
<b>0</b> Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θαλάσσης	0,003	1
<b>I</b> Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
<b>II</b> Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δένδρα, κτήρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
<b>III</b> Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστηση ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,3	5
<b>IV</b> Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m	1,0	10

### Ένταση στροβιλισμού ανέμου $I_v(z)$

Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_e(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.13)$$
$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για} \quad z \leq z_{\min}$$

Όπου:

$k_1$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Λαμβάνεται ίσος προς 1,00

$c_0$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας που δίνεται στον Πίνακα 3.5

### Συντελεστής εξωτερικής πίεσης $c_{pe}$

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτάται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ . Ως φορτιζόμενη επιφάνεια, θεωρείται η επιφάνεια  $A$ , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

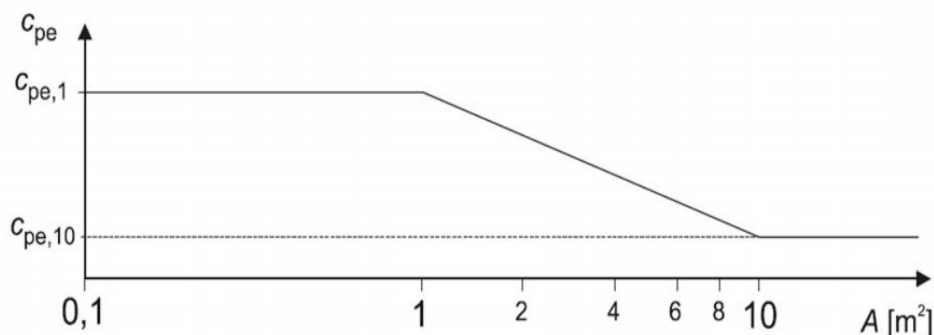
Στον Πίνακα 3.6 δίνονται οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  για φορτιζόμενες επιφάνειες εμβαδού  $1\text{m}^2$  και  $10\text{m}^2$ .

Στο Σχήμα 3.6 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης  $c_{pe}$  συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας. Όπως προκύπτει από το σχήμα αυτό:

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  $c_{pe} = c_{pe,10}$



Σχήμα 3.6: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ .

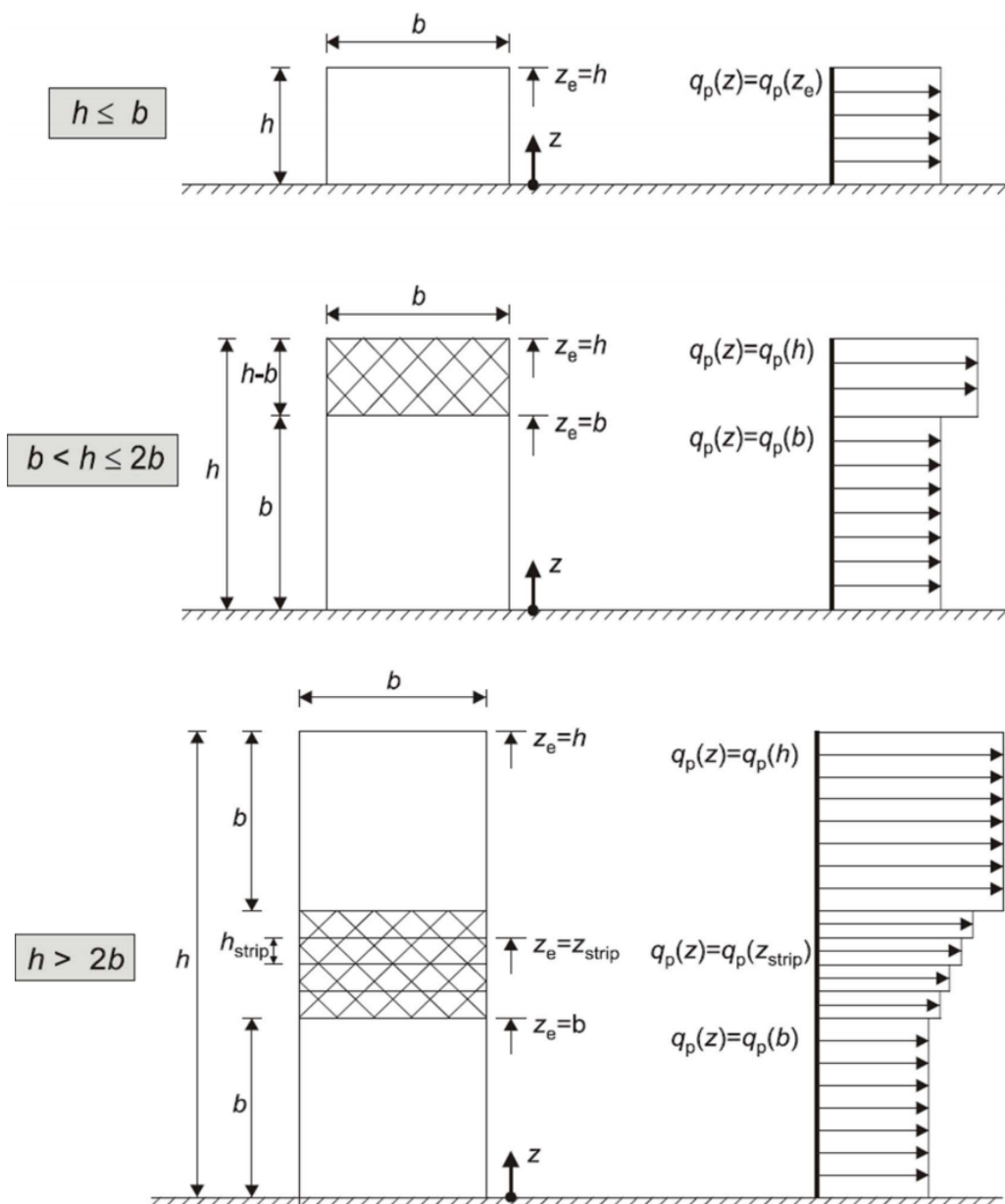
Πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικής κάτοψης

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς  $z_e$  για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης εξαρτάται από τη σχέση μεταξύ του ύψους  $h$  και του πλάτους  $b$  του κτιρίου. Σύμφωνα με το Σχήμα 3.7 διακρίνονται οι παρακάτω περιπτώσεις:

Για  $h \leq b$  λαμβάνεται ως ένα τμήμα με  $z_e = h$

Για  $b \leq h \leq 2b$  το και  $z_e = h$  για το υπερκείμενο

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 3.7: Ύψος αναφοράς  $z_e$  συνάρτησης των  $h$  και  $b$ , κατανομή πιέσεων.

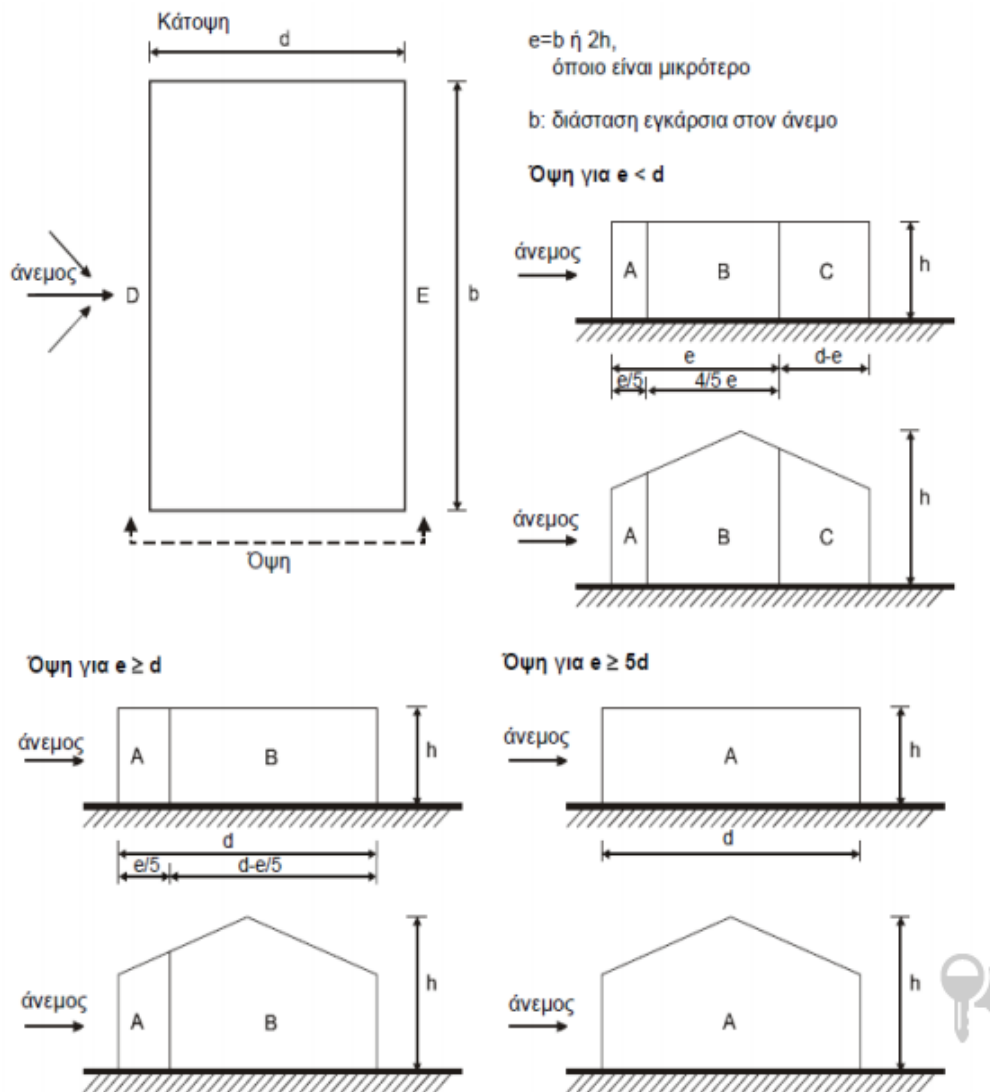


Στους υπήνεμους και παράπλευρους τοίχους κτιρίων το ύψος αναφοράς  $z_e$  λαμβάνεται ίσο με το ύψος  $h$  του κτιρίου. Στον Πίνακα 3.6 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης συναρτήσει του λόγου  $h/d$  και των ζωνών υποδιαίρεσης των κατακόρυφων τοίχων του κτιρίου.

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	

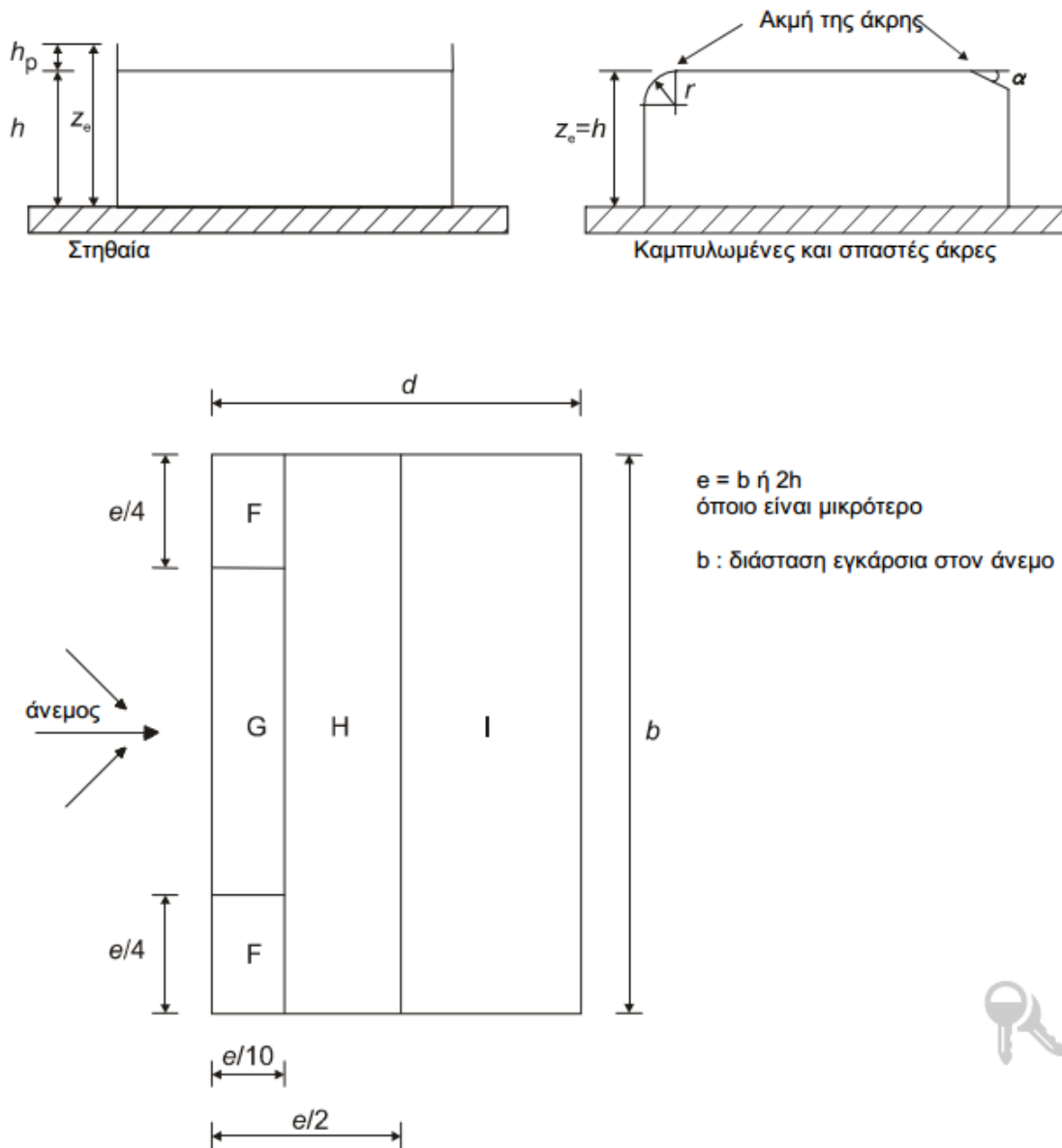
Οι ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στο Σχήμα 3.8



Σχήμα 3.8: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους.

### Πιέσεις σε οριζόντιες στέγες

Οριζόντιες θεωρούνται οι στέγες με κλίση μέχρι  $\pm 5^\circ$  ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Η στέγη διαιρείται σε ζώνες σύμφωνα με το Σχήμα 3.9. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης των ζωνών F, G, H και I δίνονται στον Πίνακα 3.7.



Σχήμα 3.9: Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες.

Πίνακας 3.7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες.

ΤΥΠΟΣ ΣΤΕΓΗΣ		ΖΩΝΗ							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	±0,2	
Με στηθαία	$h_p/p=0.025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2		
	$h_p/p=0.05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2		
	$h_p/p=0.10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2		
Καμπύλα άκρα	$r/h=0.05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4			
	$r/h=0.10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3			
	$r/h=0.20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3			
Κεκλιμέν α άκρα	$\alpha=30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3			
	$\alpha=45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4			
	$\alpha=60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5			
<p><b>Σημείωση 1</b> Για στέγες με στηθαία ή καμπυλωμένα άκρα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές του <math>h_p/h</math> και <math>r/h</math></p> <p><b>Σημείωση 2</b> Για στέγες με σπαστά άκρα, γραμμική παρεμβολή μεταξύ <math>\alpha=30^\circ</math>, <math>45^\circ</math>, <math>\alpha=60^\circ</math> μπορεί να χρησιμοποιείται. Για <math>\alpha &gt; 60^\circ</math> γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για <math>\alpha=60^\circ</math> και των τιμών για επίπεδες στέγες με αιχμηρά άκρα μπορεί να χρησιμοποιείται.</p> <p><b>Σημείωση 3</b> Στην ζώνη I, που δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δύο τιμές</p>									

#### Εσωτερικές πιέσεις κατασκευών

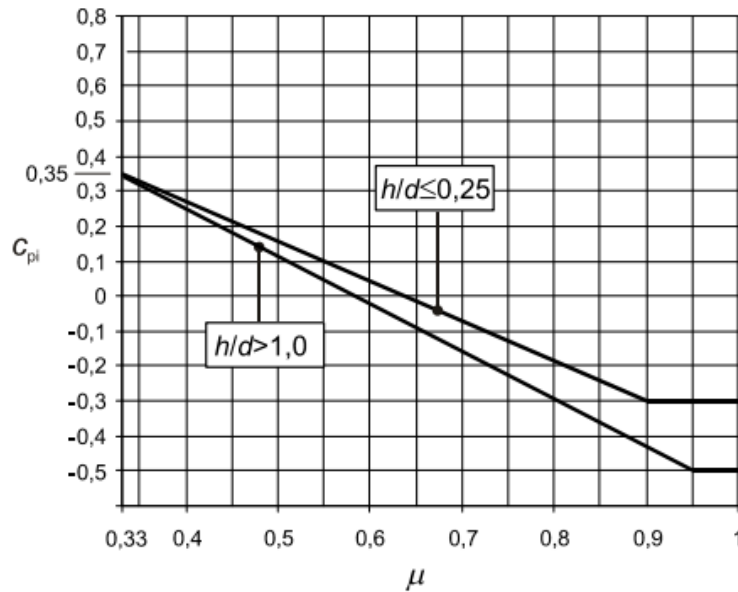
Οι εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις δρουν ταυτόχρονα σε μία κατασκευή, γεγονός που θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  εξαρτάται από την κατανομή και το μέγεθος των ανοιγμάτων στην συνολική επιφάνεια του κτιρίου.

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων μιας πλευράς ενός κτιρίου είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής των υπολοίπων πλευρών του κτιρίου, η πλευρά αυτή θεωρείται δεσπόζουσα και καθορίζει την τιμή της εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$ .

Η τιμή της εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  σε αυτή την περίπτωση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών  $0,75c_{pe}$  και  $0,90 c_{pe}$ . 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  $c_{pi}$  προσδιορίζεται από το Σχήμα 3.10 και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου  $h/d$  και του λόγου ανοιγμάτων  $\mu$  για κάθε διεύθυνση του ανέμου  $\theta$ , που προσδιορίζεται από την σχέση:

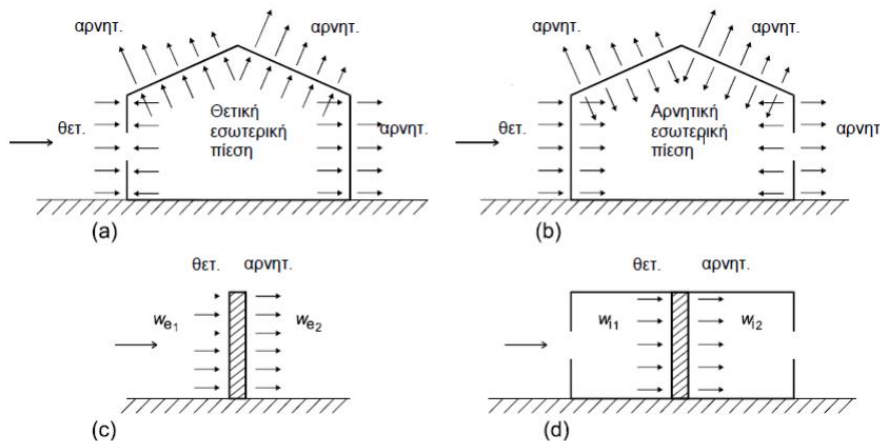
$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνεια ανοιγμάτων όπου } \tau\tau \text{ εΐναι αρνητικό ή μηδέν}}{\sum \text{επιφάνεια όλων ττω ανοιγμάτων}} \quad (3.14)$$



Σχήμα 3.10: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  για ομοιόμορφα κατανεμημένα ανοίγματα.

### Τελική πίεση

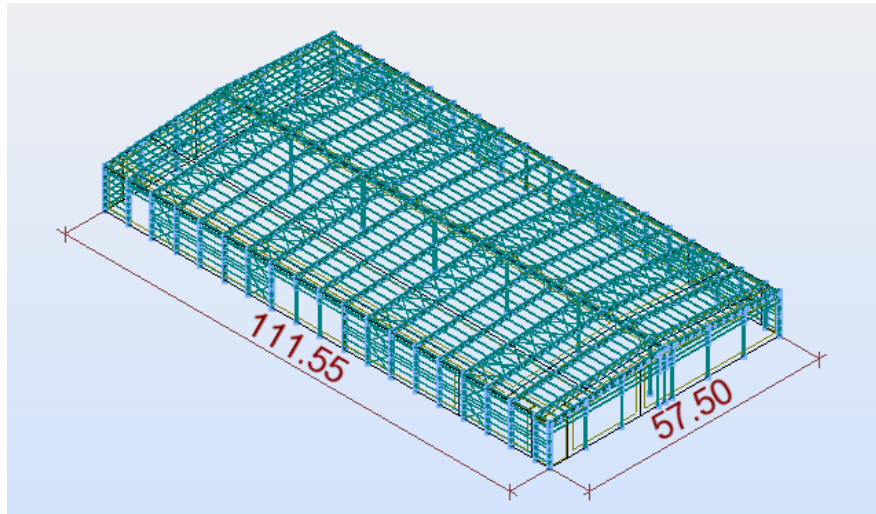
Η τελική πίεση του ανέμου ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Στο Σχήμα 3.11 φαίνονται μερικά παραδείγματα σήμανσης της πίεσης στην κατασκευή.



Σχήμα 3.11: Πίεση επί των επιφανειών.

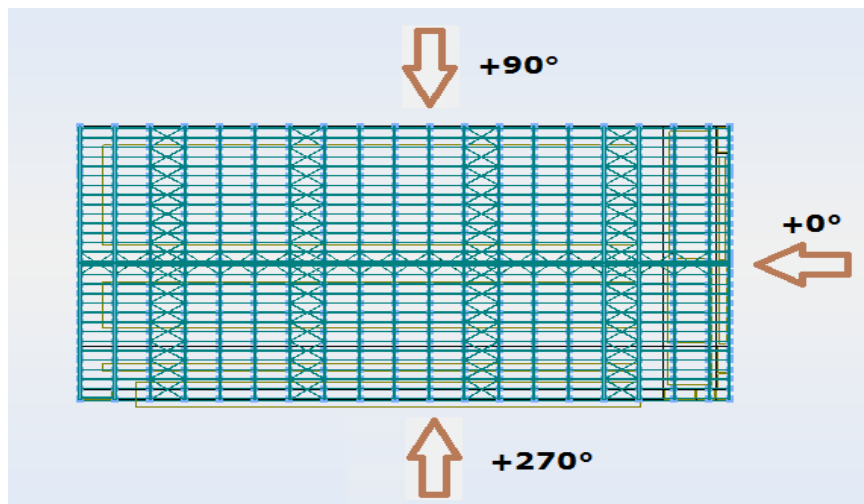
### 3.2.3.2 Υπολογισμός Φορτίου Ανέμου

Το κτίριο θα κατασκευαστεί στην Στερεά Ελλάδα και η περιοχή κατασκευής του κτιρίου κατατάσσεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.5 στην κατηγορία εδάφους II (περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Στο Σχήμα 3.12 δίνονται οι διαστάσεις του κτιρίου.



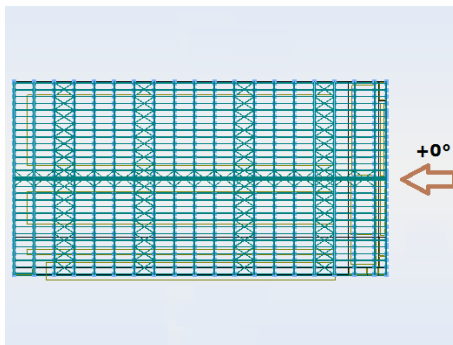
Σχήμα 3.12: Διαστάσεις του κτιρίου.

Υπολογίζονται οι δράσεις για τρεις από τις τέσσερις κύριες διευθύνσεις του ανέμου  $+0^\circ$   $+90^\circ$   $+270^\circ$ . Η διεύθυνση του ανέμου  $+180^\circ$  δεν θα εξεταστεί διότι η πλευρά αυτή καλύπτεται πλήρως από παρακείμενο κτίριο. Στο Σχήμα 3.13 δίνονται σε κάτοψη οι διευθύνσεις του ανέμου που θα εξεταστούν



Σχήμα 3.13: Διευθύνσεις ανέμου.

### ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ +0°



Το ύψος του κτιρίου είναι:  $h = 11,50\text{m}$

Το πλάτος του κτιρίου είναι:  $b = 57,50\text{m}$

Το μήκος του κτιρίου είναι:  $d = 111,55\text{m}$

Ισχύει  $h < b$  άρα  $z_e = h = 11,50\text{m}$

### Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας αιχμής του ανέμου σύμφωνα με το Σχήμα 3.5 είναι:  $v_{b,0} = 27\text{m/sec}$

Η βασική ταχύτητα ανέμου υπολογίζεται από την σχέση (3.9)

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1,00 \times 1,00 \times 27 = 27 \text{ m/sec}$$

Το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους II, άρα σύμφωνα με τον Πίνακα 3.5  $z_0=0,05$  και  $z_{\min}=2,00\text{m}$  και ο συντελεστής εδάφους είναι:

$$K_r = 0,19 \times \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \times \left( \frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19$$

Ισχύει  $z_{\min} = 2,00\text{m} \leq z_e = 11,50\text{m} \leq z_{\max} = 200\text{m}$

Ο συντελεστής τραχύτητας σύμφωνα με την (3.11) είναι ίσος με:

$$c_r(z) = K_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \times \ln\left(\frac{11,50}{0,05}\right) = 1,03$$

Το έδαφος είναι οριζόντιο άρα  $c_{0,z_e} = 1,00$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται σύμφωνα με την (3.10) ίση με:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b = 1,03 \times 1,00 \times 27 = 27,81\text{m/sec}$$

Η ένταση στροβιλισμού (3.13) είναι:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_e(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{11,50}{0,05}\right)} = 0,183$$

Άρα η πίεση ταχύτητας αιχμής (3.6) ισούται με:

$$q_p(z) = \left[ 1 + 7 \times l_v(z) \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \right] = [1 + 7 \times 0,183] \times \frac{1}{2} \times 0,00125 \times 27,81^2 = 1,10 \text{ kN/m}^2$$

Εξωτερικές πιέσεις  $w_e$

$$e = \min \{b; 2 \times h\} = \min \{57,5; 2 \times 11,50\} = \min \{57,5; 23\} = 23 < d = 111,55 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{11,50}{111,55} = 0,10 \leq 0,25$$

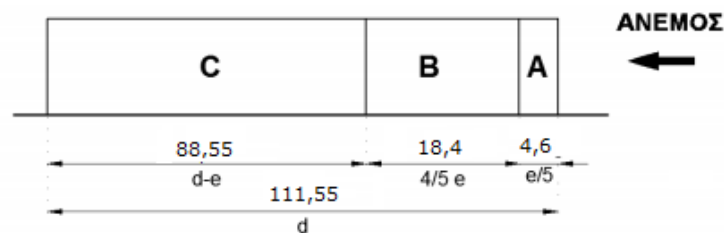
Εμβαδό πρόσοψης:  $A = 11,50 \times 57,55 = 661,25 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  άρα  $c_{pe} = c_{pe,10}$

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 του στεγαστρου στις ζώνες F, G, H και I για φορτιζόμενη επιφάνεια μεγαλύτερη των  $10 \text{ m}^2$  δίνονται στον Πίνακα 3.8.

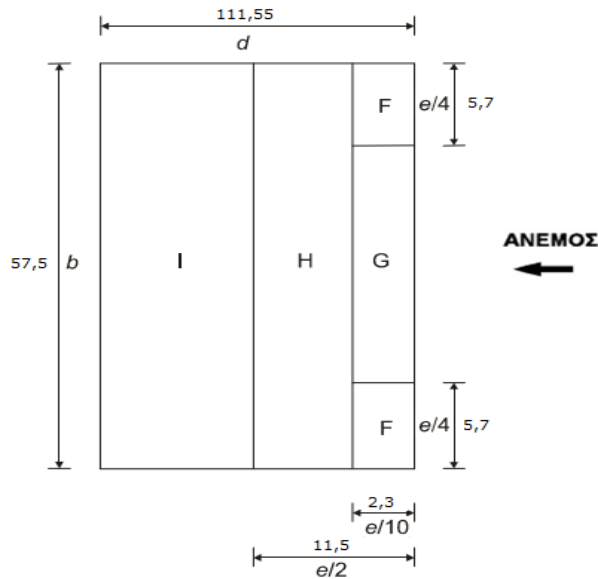
Πίνακας 3.8: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου λόγω ανέμου  $+0^\circ$ .

	$c_{pe}$	$q_p(z_e)$	$w_e$
<b>A</b>	-1.2	1.10	-1.32
<b>B</b>	-0.8	1.10	-0.88
<b>C</b>	-0.5	1.10	-0.55
<b>D</b>	+0.7	1.10	+0.77
<b>E</b>	-0.3	1.10	-0.33
<hr/>			
<b>F</b>	-1.8	1.10	-1.98
<b>G</b>	-1.2	1.10	-1.32
<b>H</b>	-0.7	1.10	-0.77
<b>I</b>	$\pm 0.2$	1.10	$\pm 0.22$

Στα Σχήματα 3.14 και 3.15 ορίζονται οι ζώνες A, B και C των κατακόρυφων τοίχων και οι ζώνες F, G και I της στέγης αντίστοιχα για διεύθυνση ανέμου  $+0^\circ$



Σχήμα 3.14: Σχηματική απεικόνιση ζωνών A,B,C κατακόρυφων τοίχων για άνεμο  $+0^\circ$ .

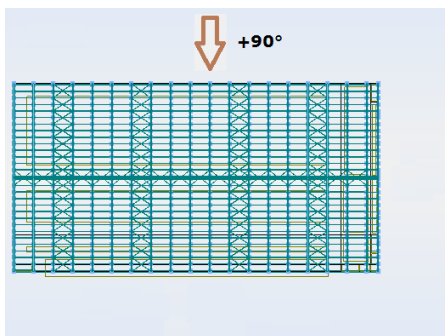


Σχήμα 3.15: Σχηματική απεικόνιση ζωνών F,G,H,I στέγης για άνεμο +0°.

### Εσωτερικές πιέσεις $w_i$

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής θεωρήθηκε πως όταν στην περιοχή πνέουν δυνατοί άνεμοι δηλαδή όταν έχουμε μεγάλα φορτία άνεμου οι πόρτες της κατασκευής παραμένουν κλειστές και σαν αποτέλεσμα δεν υπάρχουν εσωτερικές πιέσεις στην οριακή κατάσταση αστοχίας γι' αυτό και δεν υπολογίζονται.

### ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ +90°



Το ύψος του κτιρίου είναι:  $h = 11,50\text{m}$

Το πλάτος του κτιρίου είναι:  $b = 111,55\text{m}$

Το μήκος του κτιρίου είναι:  $d = 57,50\text{m}$

Ισχύει  $h < b$  άρα  $z_e = h = 11,40\text{m}$

### Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας αιχμής του ανέμου σύμφωνα με το Σχήμα 3.5 είναι:  $v_{b,0} = 27\text{m/sec}$

Η βασική ταχύτητα ανέμου υπολογίζεται από την σχέση (3.9)

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1,00 \times 1,00 \times 27 = 27 \text{ m/sec}$$

Το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους II, άρα σύμφωνα με τον Πίνακα 3.5  $z_0=0,05$  και  $z_{min}=2,00\text{m}$  και ο συντελεστής εδάφους είναι:



$$K_r = 0,19 \times \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \times \left( \frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19$$

Ισχύει  $z_{\min} = 2,00\text{m} \leq z_e = 11,50\text{m} \leq z_{\max} = 200\text{m}$

Ο συντελεστής τραχύτητας σύμφωνα με την (3.11) είναι ίσος με:

$$c_r(z) = K_r \times \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,19 \times \ln \left( \frac{11,50}{0,05} \right) = 1,03$$

Το έδαφος είναι οριζόντιο άρα  $c_{0,ze} = 1,00$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται σύμφωνα με την (3.10) ίση με:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b = 1,03 \times 1,00 \times 27 = 27,81 \text{ m/sec}$$

Η ένταση στροβιλισμού (3.13) είναι:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_e(z) \times \ln \left( \frac{z}{z_0} \right)} = \frac{1}{1 \times \ln \left( \frac{11,50}{0,05} \right)} = 0,183$$

Άρα η πίεση ταχύτητας αιχμής (3.5) ισούται με:

$$q_p(z) = \left[ 1 + 7 \times I_v(z) \right] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = [1 + 7 \times 0,183] \times \frac{1}{2} \times 0,00125 \times 27,81^2 = 1,10 \text{ kN/m}^2$$

Εξωτερικές πιέσεις  $w_e$

$$e = \min \{b; 2 \times h\} = \min \{11,55; 2 \times 11,50\} = \min \{11,55; 23\} = 23 < d = 57,50\text{m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{11,50}{57,50} = 0,20 \leq 0,25$$

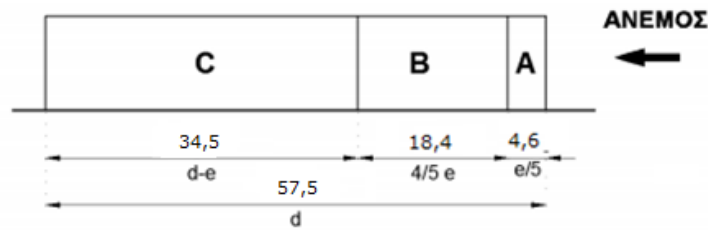
Εμβαδό πρόσοψης:  $A = 11,50 \times 11,55 = 1282,8\text{m}^2 > 10\text{m}^2$  άρα  $c_{pe} = c_{pe,10}$

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 του στεγάστρου στις ζώνες F, G, H και I για φορτιζόμενη επιφάνεια μεγαλύτερη των  $10\text{m}^2$  δίνονται στον Πίνακα 3.9

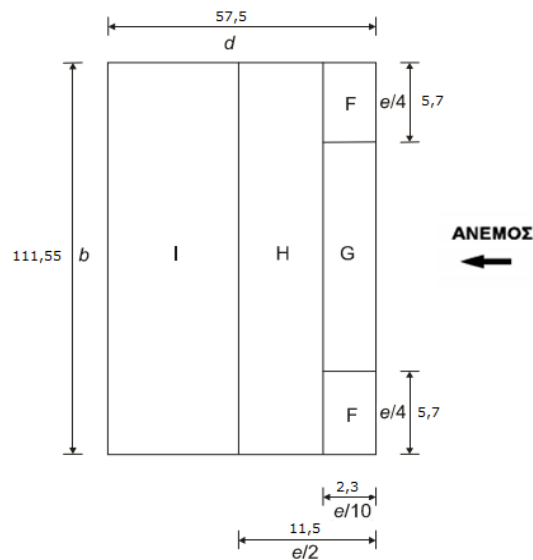
Πίνακας 3.9: Εξωτερικές πιέσεις κτιρίου λόγω ανέμου +90°.

	$c_{pe}$	$q_p(z_e)$	$w_e$
<b>A</b>	-1.2	1.10	-1.32
<b>B</b>	-0.8	1.10	-0.88
<b>C</b>	-0.5	1.10	-0.55
<b>D</b>	+0.7	1.10	+0.77
<b>E</b>	-0.3	1.10	-0.33
<b>F</b>	-1.8	1.10	-1.98
<b>G</b>	-1.2	1.10	-1.32
<b>H</b>	-0.7	1.10	-0.77
<b>I</b>	±0.2	1.10	±0.22

Στα Σχήματα 3.16 και 3.17 ορίζονται οι ζώνες A, B και C των κατακόρυφων τοίχων και οι ζώνες F, G και I της στέγης αντίστοιχα για διεύθυνση ανέμου +90°



Σχήμα 3.16: Σχηματική απεικόνιση ζωνών A,B,C κατακόρυφων τοίχων για άνεμο +90°.



Σχήμα 3.17: Σχηματική απεικόνιση ζωνών F,G,H,I στέγης για άνεμο +90°.

#### Εσωτερικές πιέσεις $w_i$

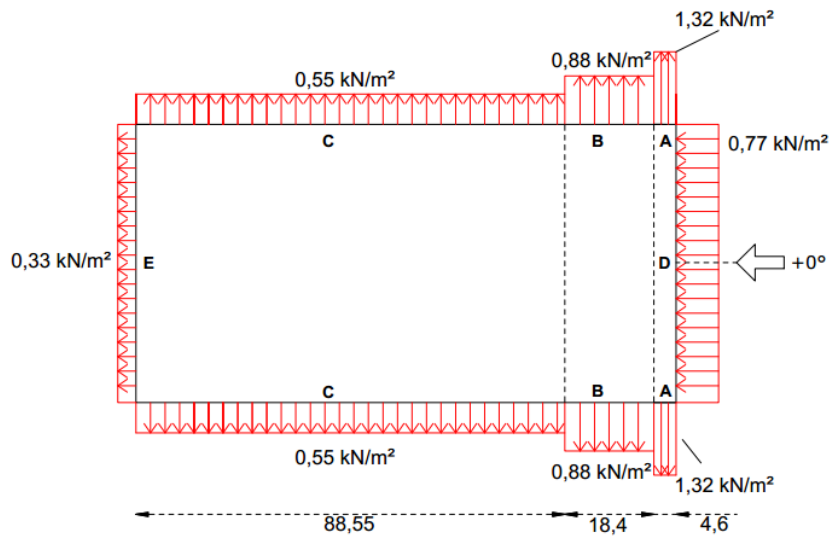
Ομοίως με πριν, οι εσωτερικές πιέσεις δεν υπολογίζονται γιατί έχουμε θεωρήσει ότι στην οριακή κατάσταση αστοχίας οι πόρτες της κατασκευής θα είναι κλειστές.

#### ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ +270°

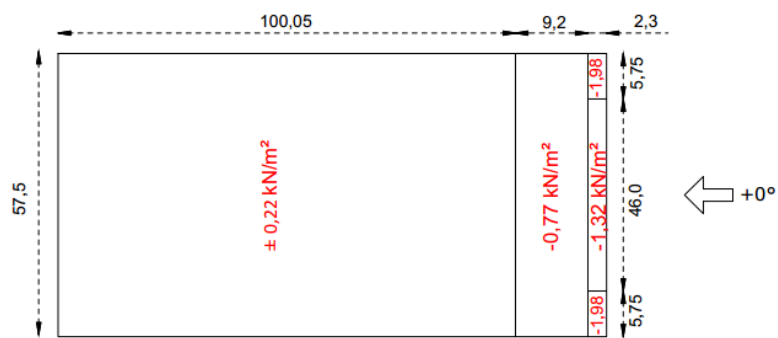
Το κτίριο είναι συμμετρικό ως προς και τις δύο διευθύνσεις οπότε οι εξωτερικές πιέσεις στις ζώνες A, B, C, D, E, F, G και I είναι ίδιες με αυτές που υπολογίστηκαν για την διεύθυνση +90° αλλά με αντίθετη κατεύθυνση.

#### Τελικές πιέσεις

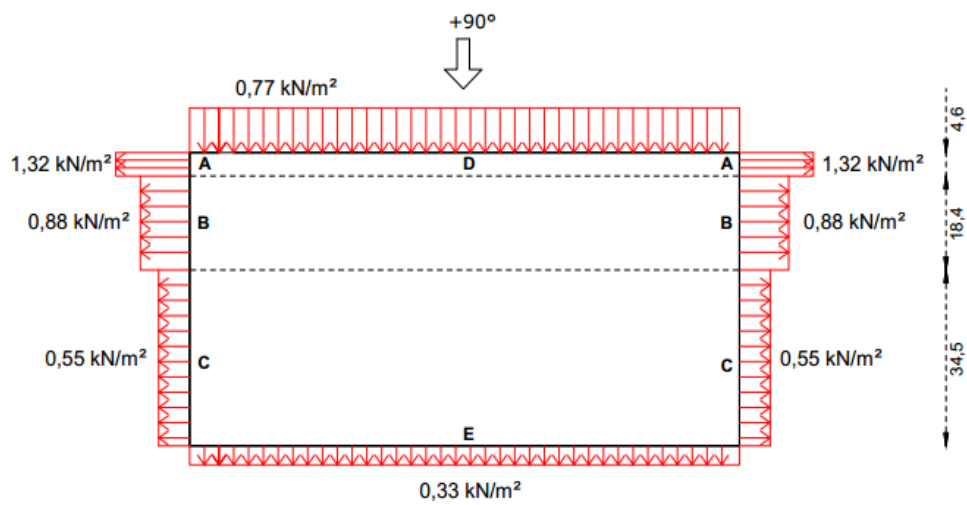
Στα σχήματα που ακολουθούν δίνονται οι τελικές πιέσεις, ανά ζώνη, που ασκούνται στην κατασκευή για κάθε διεύθυνση ανέμου. Ως θετική φορά των τελικών πιέσεων που λαμβάνεται η αντίθετη της επιτάχυνσης της βαρύτητας σύμφωνα με το Σχήμα 3.11.



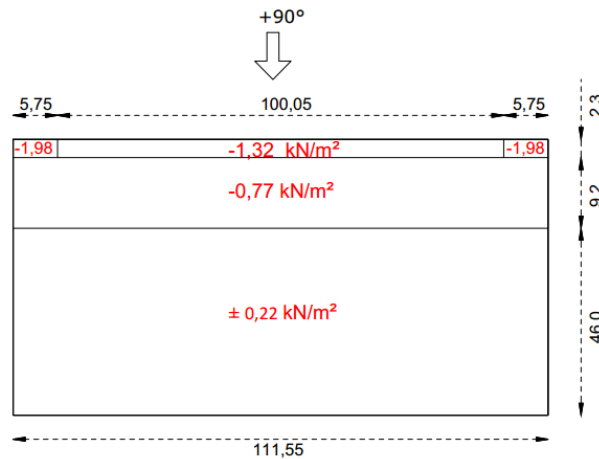
Σχήμα 3.18: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο +0°.



Σχήμα 3.19: Πιέσεις ανέμου στην οροφή για άνεμο +0°.



Σχήμα 3.20: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο +90°.



Σχήματα 3.21: Πιέσεις ανέμου στους τοίχους για άνεμο +90°.

### 3.2.4 Σεισμικές Δράσεις

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες) που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Αναλυτικότερα, τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος επιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους. Επομένως είναι πολύ σημαντικό να ξεκαθαριστεί ότι ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου πρόσημου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρία αυτό να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Ο σεισμός εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις και επομένως εξετάζεται μια μόνο στάθμη της σεισμικής φόρτισης με την αντίστοιχη ονομαστική τιμή της και δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις.

Η ανάλυση της κατασκευής στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιείται με βάση τις διατάξεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ε.Α.Κ 2000). Ο Ε.Α.Κ έχει τρεις βασικούς στόχους:

- Να υπάρχει προστασία της ανθρώπινης ζωής στη περίπτωση σεισμού υψηλής έντασης
- Οι βλάβες σε στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες ενώ οι βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης πρέπει να ελαχιστοποιούνται
- Να διασφαλίζεται μια ελάχιστη στάθμη λειτουργιών του δομήματος ανάλογα με τη χρήση και τη σημασία του, όταν το δόμημα υποστεί σεισμό με τα χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού.

Η μέθοδος υπολογισμού των σεισμικών δράσεων που χρησιμοποιεί ο Ε.Α.Κ. 2000 είναι η δυναμική φασματική μέθοδος. Σύμφωνα με αυτή γίνεται πλήρης ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμός της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και, τέλος, τετραγωνική επαλληλία των μεγίστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

### 3.2.4.1 Βασικές Αρχές Υπολογισμού Σεισμικών δράσεων

Η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται με την βοήθεια φασμάτων επιτάχυνσης τόσο για τον υπολογισμό των οριζόντιων συνιστωσών όσο και της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού. Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής έχουν εξεταστεί μόνο οι οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού οι οποίες καθορίζονται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

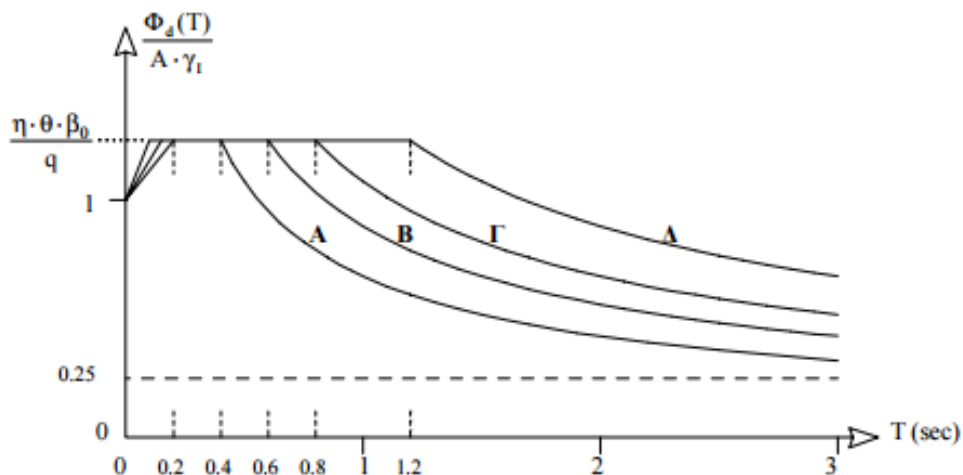
$$0 \leq T < T_1: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{\eta \times \theta \times \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad (3.15.a)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \times A \times \frac{\eta \times \theta \times \beta_0}{q} \quad (3.15.β)$$

$$T_2 \leq T: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \times A \times \frac{\eta \times \theta \times \beta_0}{q} \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad (3.15.γ)$$

Όπου

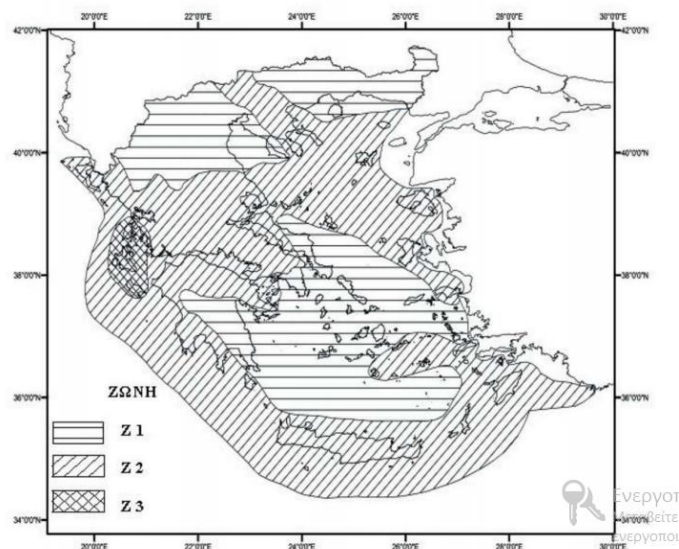
- $A$  είναι η μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους  $A = a \times g$
- $g$  είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας
- $\gamma_1$  είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
- $q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
- $\eta$  είναι ο διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης  $\neq 5\%$
- $\theta$  είναι ο συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης. Λαμβάνεται ίσος με 1,00
- $T_{1,2}$  είναι χαρακτηριστικές περιόδου του φάσματος και δίνονται στον Πίνακα 3.13
- $\beta_0$  είναι ο συντελεστής φασματικής ενίσχυσης. Λαμβάνεται ίσος με 2,5



Σχήμα 3.22: Φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000.

Η Ελλάδα υποδιαιρείται από τις Εθνικές Αρχές, σε σεισμικές ζώνες ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Στο παρακάτω Σχήμα 3.23 δίνεται ο χάρτης των τριών σεισμικών ζωνών Z1, Z2, Z3 που ισχύει για την Ελλάδα.

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $a$ , η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 475έτη) σύμφωνα με τον ακόλουθο Πίνακα 3.10.



Σχήμα 3.23: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος.

Πίνακας 3.10: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους ανά ζώνη.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	<b>ΖΩΝΗ I</b>	<b>ΖΩΝΗ II</b>	<b>ΖΩΝΗ III</b>
$a$	0,16	0,24	0,36

Ο Ε.Α.Κ. ορίζει τις κατηγορίες σπουδαιότητας σύμφωνα με τον Πίνακα 3.11 και κατατάσσει τα εδάφη σύμφωνα με τον Πίνακα 3.12.

Πίνακας 3.11: Συντελεστές σπουδαιότητας.

Κατηγορία σπουδαιότητας		$\gamma_I$
<b>Σ1</b>	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού	0,85
<b>Σ2</b>	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1,00
<b>Σ3</b>	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια που ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας	1,15
<b>Σ4</b>	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας όπως μουσεία κλπ.	1,30

Πίνακας 3.12: Κατηγορίες εδάφους.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
<b>A</b>	Βραχώδης ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενη σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση  Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70m  Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70m
<b>B</b>	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη  Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m  Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου
<b>Γ</b>	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m  Ιλλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 10m
<b>Δ</b>	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ( $I_p > 50$ συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10m
<b>X</b>	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοίλιωδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν  Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων  Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής.  Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις. Οργανικά εδάφη  Εδάφη κατηγορίας Γ, με επικινδύνως μεγάλη κλίση

Πίνακας 3.13: Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων  $T_1$ ,  $T_2$  (sec).

Κατηγορία εδάφους	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>Γ</b>	<b>Δ</b>
$T_1$	0,10	0,15	0,20	0,20
$T_2$	0,40	0,60	0,80	1,20

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης  $\eta$  υπολογίζεται από την σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7 \quad (3.16)$$

όπου οι τιμές της κρίσιμης απόσβεσης  $\zeta$  λαμβάνεται ίση με 3% που είναι η μέση τιμή για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις ( $\zeta = 4\%$ ) και με συγκολλήσεις ( $\zeta = 2\%$ )

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μεταλαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικά συστήματα. Οι μέγιστες τιμές του  $q$  δίδονται στον Πίνακα 3.14 ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος.

Πίνακας 3.14: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	$q$
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν ως πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
ΧΑΛΥΒΑΣ	Πλαίσια	4,00
	Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4,00
	Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• Διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• Σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
• Σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00	
ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
ΕΥΛΟ	Πρόβολοι	1,00
	Δοκοί-Τόξα-Κολλητά πετάσματα	1,50
	Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

### 3.2.4.2 Υπολογισμός Σεισμικών Δράσεων.

Το κτίριο βρίσκεται στην Στερεά Ελλάδα άρα σύμφωνα με το Σχήμα 3.23 η ζώνη επικινδυνότητας είναι Z II και επομένως  $A = a \times g = 0.24 \times 10 = 2.4 \text{ m/sec}^2$

Η χρήση του κτιρίου είναι βιομηχανική άρα υπόκειται στην κατηγορία σπουδαιότητας Σ2 με συντελεστή  $\gamma_1 = 1,00$  και το έδαφος θεωρούμε ότι είναι κατηγορίας B άρα σύμφωνα με τον Πίνακα 3.13 οι χαρακτηριστικές περιόδους είναι  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  και  $T_2 = 0.60 \text{ sec}$ .

Το κτίριο όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1 κατά την εγκάρσια διεύθυνση Y υπάρχουν πλαίσια ενώ κατά την διαμήκη διεύθυνση X υπάρχουν κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα. Επομένως σύμφωνα με τον Πίνακα 3.14 για την διεύθυνση Y θα μπορούσαμε να θεωρήσουμε  $q = 4.00$  ενώ για την διεύθυνση X να θεωρηθεί  $q = 3.00$ . Ωστόσο για την αποφυγή των ελέγχων για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και των ελέγχων ικανοτικού σχεδιασμού επιλέχθηκε  $q = 1.50$

Όλα τα παραπάνω δεδομένα της σεισμικής διέγερσης εισήχθησαν στο Robot για υπολογιστεί ο σεισμός κατά X και κατά Y. Ως συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε η μάζα που προέρχεται από τα μόνιμα φορτία  $G$  (ίδιο βάρος κατασκευής, βάρος μηχανολογικού εξοπλισμού, βάρος πανέλων) και το χιόνι πολλαπλασιασμένο με τον συντελεστή 0,3.

Επίσης υπέρ τις ασφαλείας υποθέσαμε ότι κατά την διάρκεια του σεισμού από τους δύο κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας κάθε φατνώματος λειτουργεί μόνο ο εφελεκτόμενος. Έτσι οι διαγώνιες μπορούν να αναπτύξουν, ως εφελεκτόμενα στοιχεία, σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις προ της αστοχίας τους.

Τα αποτελέσματα τις ιδιομορφικής ανάλυσης δίνονται στο Πίνακα 3.15.

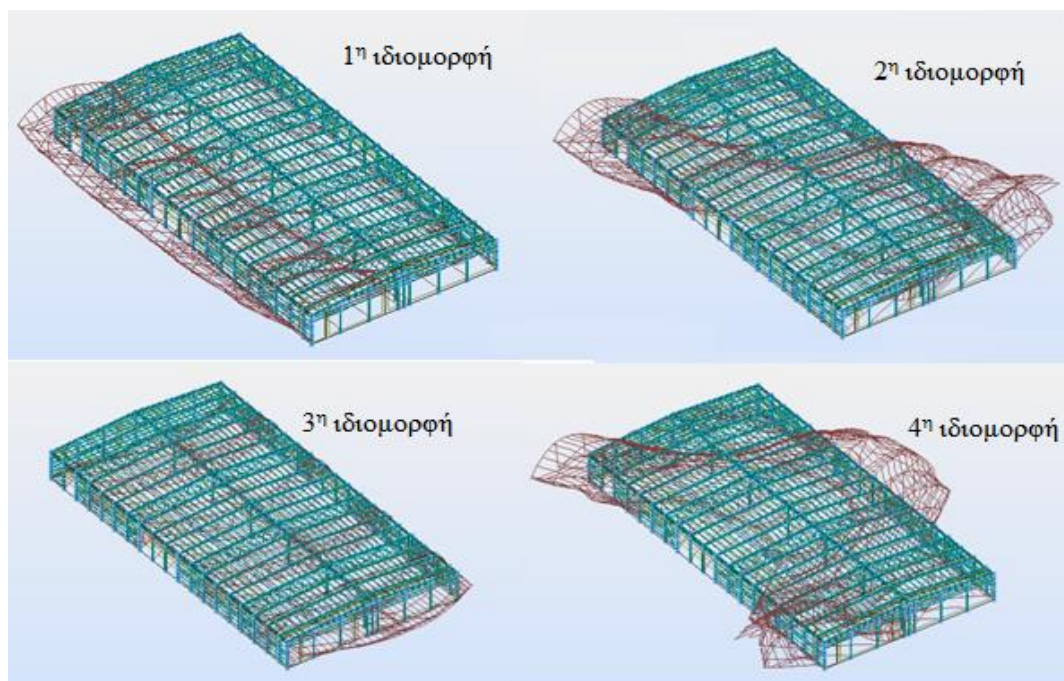


Πίνακας 3.15: Ιδιομορφές του κτιρίου σύμφωνα με το Robot.

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
1	1,20	0,84	0,00	94,45	0,00	94,45	935089,43	935089,43
2	1,26	0,79	0,00	94,94	0,00	0,49	935089,43	935089,43
3	1,40	0,71	90,79	94,94	90,79	0,00	935089,43	935089,43
4	1,48	0,68	90,79	95,85	0,00	0,91	935089,43	935089,43

Παρατηρούμε ότι για να επιτευχθεί το επιθυμητό ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (90%) κατά την διεύθυνση X απαιτήθηκαν τρεις ιδιομορφές ενώ κατά την Y απαιτήθηκε μόνο μία.

Συνεπώς, η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος κατά την διεύθυνση X ισούται με  $T_x= 0,71\text{sec}$  που δίνετε στην 3<sup>η</sup> ιδιομορφή με ποσοστό ιδιομορφικής μάζας 90,79% και η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος κατά την διεύθυνση Y ισούται με  $T_y=0,68\text{sec}$  που δίνεται στην 1<sup>η</sup> ιδιομορφή με ποσοστό ιδιομορφικής μάζας 94,94%. Στο Σχήμα 3.24 που ακολουθεί δίνονται συγκεντρωτικά οι τέσσερις ιδιομορφές του κτιρίου.



Σχήμα 3.24: Οι ιδιομορφές του κτιρίου σύμφωνα με το Robot.

### 3.2.5 Θερμοκρασιακά Φορτία

Τα θερμοκρασιακά φορτία θεωρούνται έμμεσες δράσεις και κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.5 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών

Οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας στα στοιχεία του φορέα, που οφείλεται στην μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι-χειμώνας), και προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης. Προκειμένου να λάβουμε υπ' όψιν τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή από συστολο-διαστολές θα θεωρήσουμε μεταβολή θερμοκρασίας  $\Delta T = \pm 25^{\circ}\text{C}$  (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του φέροντος οργανισμού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του).

Η εφαρμογή των φορτίων έγινε μέσω του προγράμματος Robot.

### 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 σ' αυτήν. 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 ενεργούν ταυτόχρονα.

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

Διακρίνονται οι παρακάτω δύο κατηγορίες:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων δίνονται στον Πίνακα 3.16 που ακολουθεί.

Πίνακας 3.16: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων.

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακές 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

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό 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 κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Πίνακας 3.17: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1

ΔΡΑΣΕΙΣ	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
<b>Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια</b>			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων: βάρος οχημάτων < 30tn	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30tn < βάρος οχημάτων < 160tn	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
<b>Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια</b>			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο $H > 1000m$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο $H < 1000m$	0,5	0,2	0
<b>Φορτία ανέμου σε κτίρια</b>			
	0,6	0,2	0
<b>Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτίρια</b>			
	0,6	0,5	0

### 3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι καταστάσεις αυτές σχετίζονται με απώλεια ισορροπίας του φορέα, αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, μετατροπή του φορέα ή μέρος του σε μηχανισμό, θραύσης και απώλεια της ευστάθειας του και αστοχία λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Ο συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και είναι οι εξής:

1. Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

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

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

3. Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,1} Q_{k,i}$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων. Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$ , σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, δίνονται στον Πίνακα 3.17.

### 3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι καταστάσεις αυτές σχετίζονται με συνθήκες πέρα των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ.).

Οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και είναι οι εξής:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

2. Συχνός συνδυασμός

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

3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$ , σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, δίνονται στον Πίνακα 3.17.

### 3.3.3 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου

Στον Πίνακα 3.18 δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή και οι αντίστοιχοι συντελεστές  $\psi$

Πίνακας 3.18: Φορτία κατασκευής και αντίστοιχοι συντελεστές  $\psi$

ΦΟΡΤΙΑ	ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	Ψ0	Ψ1	Ψ2
Μόνιμα φορτία	G		-	
Κινητό φορτίο στέγης	Q	0,7	0,5	0,3
Χιόνι	S	0,5	0,2	0
Άνεμος +0°	W <sub>X</sub>	0,6	0,2	0
Άνεμος +90°	W <sub>Y</sub>			
Θερμοκρασία	T	0,6	0,5	0
Σεισμός κατά X	E <sub>X</sub>		-	
Σεισμός κατά Y	E <sub>Y</sub>			

#### Οριακή κατάσταση Αστοχίας

Οι συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας διαμορφώνονται ως εξής:

1. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\text{COMB 1 ΧΙΟΝΙ } 0^\circ: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_X + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$$

$$\text{COMB 2 ΧΙΟΝΙ } 90^\circ: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_Y + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$$

$$\text{COMB 3 ΑΝΕΜΟΣ } 0^\circ: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot W_X + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$$

$$\text{COMB 4 ΑΝΕΜΟΣ } 90^\circ: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot W_Y + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$$

$$\text{COMB 5 ΚΙΝΗΤΟ } 0^\circ: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_X + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$$

$$\text{COMB 6 ΚΙΝΗΤΟ } 90^\circ: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_Y + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$$

$$\text{COMB 7 ΘΕΡΜ. } 0^\circ: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_X + 1,5 \cdot T$$

$$\text{COMB 8 ΘΕΡΜ. } 90^\circ: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_Y + 1,5 \cdot T$$

2. Για τυχηματικές δράσεις

Δεν ασκούνται τυχηματικές δράσεις στον φορέα, άρα οι συνδυασμοί που θα προέκυπταν αν λαμβάναμε την τιμή  $A=0$  ως τιμή της τυχηματικής δράσης καλύπτονται από αυτούς που προκύπτουν για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

3. Για καταστάσεις σεισμού  
 COMB 9 +E<sub>x</sub>: E<sub>x</sub> + 0,3·S  
 COMB 10 -E<sub>x</sub>: -E<sub>x</sub> + 0,3·S  
 COMB 11 +E<sub>y</sub>: E<sub>y</sub> + 0,3·S  
 COMB 12 -E<sub>y</sub>: -E<sub>y</sub> + 0,3·S

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός
 

SLS 1 ΧΙΟΝΙ 0°:	$G + 0,7 \cdot Q + S + 0,6 \cdot W_x + 0,6 \cdot T$
SLS 2 ΧΙΟΝΙ 90°:	$G + 0,7 \cdot Q + S + 0,6 \cdot W_y + 0,6 \cdot T$
SLS 3 ΑΝΕΜΟΣ 0°:	$G + 0,7 \cdot Q + 0,5 \cdot S + W_x + 0,6 \cdot T$
SLS 4 ΑΝΕΜΟΣ 90°:	$G + 0,7 \cdot Q + 0,5 \cdot S + W_y + 0,6 \cdot T$
SLS 5 ΚΙΝΗΤΟ 0°:	$G + Q + 0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_x + 0,6 \cdot T$
SLS 6 ΚΙΝΗΤΟ 90°:	$G + Q + 0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_x + 0,6 \cdot T$
SLS 7 ΘΕΡΜΟ. 0°:	$G + 0,7 \cdot Q + 0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_y + T$
SLS 8 ΘΕΡΜΟ. 0°:	$G + 0,7 \cdot Q + 0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_y + T$
2. Συχνός συνδυασμός  
 Καλύπτεται από τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς
3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός  
 Καλύπτεται από τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς

## 4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

### 4.1 Γενικά

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Autodesk Robot Structural Analysis 2015. Οι διατομές επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων και για να γίνεται η μέγιστη δυνατή εκμετάλλευσή τους με σκοπό την οικονομία υλικού.

Τα φορτία που δρουν επί της κατασκευής (μόνιμα, κινητά, χιόνι, άνεμος) υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 3 και περάστηκαν στο φορέα με την βοήθεια των claddings (επιφάνειες επιβολής των φορτίων), το ίδιο βάρος υπολογίστηκε αυτόματα ενώ ο σεισμός και τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών υπολογίστηκαν από τα πρόγραμμα αφού πρώτα εισάγαμε τις απαραίτητες παραμέτρους.

Στην παράγραφο αυτή θα ελεγχθούν και τα βέλη από τα δυσμενέστερα μέλη κάθε ομάδας στοιχείων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και θα συγκριθούν με τις αντίστοιχες τιμές βελών κάμψης που ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα (Πίνακα 4.1).

Πίνακας 4.1: Όρια κατακόρυφων βελών σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα.

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

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων, και συγκεκριμένα , για μονώροφα βιομηχανικά κτήρια και άλλου είδους κτίρια, χωρίς γερανογέφυρες πρέπει να ισχύει:

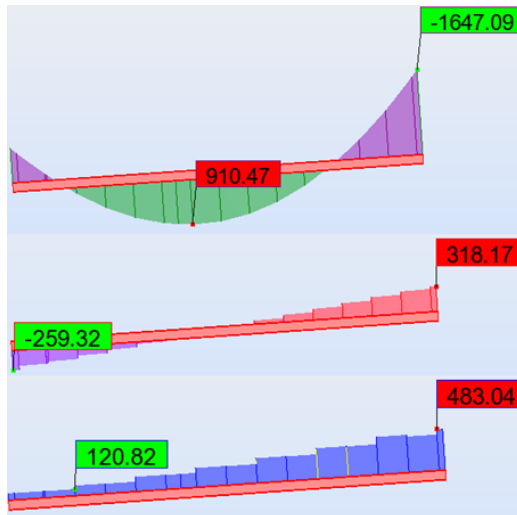
$$u \leq H / 150$$

Όπου u είναι η οριζόντια μετακίνηση και H το ύψος του κτιρίου σε cm

Αν και το πρόγραμμα έχει την δυνατότητα να πραγματοποιεί τους ελέγχους λειτουργικότητας εισάγοντάς του τα παραπάνω όρια επιλέξαμε να τους κάνουμε με το χέρι για καλύτερη εποπτεία.

### 4.2 Ζύγωμα


Το ζύγωμα συνδέεται αμφίπακτα με το υποστύλωμα και το κεντρικό δοκάρι έχει συνολικό μήκος L=28,82m και διατομή HEA700. Στο Σχήμα 4.1 παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν το δοκάρι “25” για τον δυσμενέστερο συνδυασμό COMB 1 ΧΙΟΝΙ 0°. Καθώς τα φορτία αυτά προέρχονται κυρίως από τις τεγίδες έχουμε θεωρήσει ότι τα φορτία ασκούνται στο άνω πέλμα της διατομής.



Σχήμα 4.1: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη ζυγώματος για τον συνδυασμό COMB 1.

Η μεγάλη αξονική δύναμή που παρατηρείται δικαιολογείται από το γεγονός ότι το δοκάρι αυτό βρίσκεται σε φάτνωμα στο οποίο υπάρχουν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

Ως μήκη λυγισμού έχουμε θεωρήσει  $L_y = 19,00\text{m}$  που είναι η απόσταση μεταξύ σημείων μηδενισμού των ροπών και  $L_z = 2,00\text{m}$  καθώς έχουμε θεωρήσει ότι εξασφαλίζεται πλευρικά τόσο από τα οριζόντια χιαστί όσο και από τις ενδιάμεσες τεγίδες.



HEA 700

Bar: 25 ΔΟΚΑΠΙΑ\_25

Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Load case: 8 COMB1 XIONI 0 (1+2+21)\*1.35+3\*1.05+4\*1.50+(5+7)\*0.90

Section OK



---

Simplified results
Detailed results




**FORCES**

N,Ed = 482.97 kN	My,Ed = -1647.09 kN*m	Mz,Ed = -40.01 kN*m	Vy,Ed = -94.82 kN
Nc,Rd = 9246.97 kN	My,Ed,max = -1647.09 kN*m	Mz,Ed,max = -40.01 kN*m	Vy,T,Rd = 3606.06 kN
Nb,Rd = 6990.63 kN	My,c,Rd = 2496.41 kN*m	Mz,c,Rd = 446.15 kN*m	Vz,Ed = 318.17 kN
	MN,y,Rd = 2496.41 kN*m	MN,z,Rd = 446.15 kN*m	Vz,T,Rd = 2396.39 kN
	Mb,Rd = 2439.37 kN*m		Tt,Ed = -0.08 kN*m
			Class of section = 1




**LATERAL BUCKLING**

	z = 1.00	Mcr = 7895.49 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.93
	Lcr,low=2.02 m	Lam_LT = 0.56	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 0.98

**BUCKLING y**

	Ly = 28.82 m	Lam_y = 0.87
	Lcr,y = 19.02 m	Xy = 0.76
	Lamy = 66.16	kyy = 1.04

**BUCKLING z**

	Lz = 28.82 m	Lam_z = 0.39
	Lcr,z = 2.02 m	Xz = 0.93
	Lamz = 29.50	kyz = 0.74

**SECTION CHECK**

$(M_y,Ed/MN_y,Rd)^2 + (M_z,Ed/MN_z,Rd) = 0.52 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

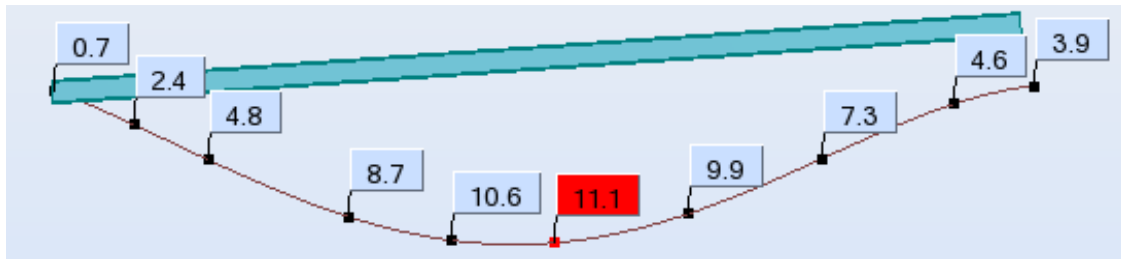
$V_z,Ed/V_z,T,Rd = 0.13 < 1.00$  (6.2.6-7)

**MEMBER STABILITY CHECK**

Lamy = 66.16 < Lam,max = 210.00    Lamz = 29.50 < Lam,max = 210.00    STABLE

$N,Ed/(X_y \cdot N,Rk/gM1) + kyy \cdot M_y,Ed,max/(XLT \cdot M_y,Rk/gM1) + kyz \cdot M_z,Ed,max/(M_z,Rk/gM1) = 0.83 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρουσιάζεται στο ζύγωμα “85” για τον συνδυασμό SLS 2 ΧΙΟΝΙ 90° και είναι αυτό που φαίνεται στο Σχήμα 4.2.



Σχήμα 4.2: Βέλος ζυγώματος για το δυσμενέστερο συνδυασμό SLS 2.

$$\delta = 11,1\text{cm} < \delta_{\max} = L/200 = 2882/200 = 14,41\text{cm}$$

Άρα η διατομή HEA700 ικανοποιεί και τους ελέγχους της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας.

### 4.3 Υποστώλωματα

Τα υποστυλώματα των πλαισίων έχουν συνολικό ύψος 9,50m διατομή HEA450 και υπόκεινται κάμψη με αξονική δύναμη. Στη βάση τους είναι πακτωμένα εντός του πλαισίου(διεύθυνση Y) και αρθρωτά εκτός αυτού ενώ είναι προσανατολισμένα με τέτοιο τρόπο ώστε ο ισχυρός άξονας να ενεργοποιείται για δυνάμεις εντός του πλαισίου.

Το ισοδύναμο μήκος λυγισμού προκύπτει από το διάγραμμα για μεταθετά πλαίσια θεωρώντας ζύγωμα διατομής HEA700 σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$K_C = \frac{I_C}{L_C} = \frac{63720}{950} = 69,07 \text{ cm}^3$$

$$K_{12} = \frac{1,50 \times I_y}{L} \times \left(1 - 0,2 \times \frac{N}{N_e}\right) = \frac{1,50 \times 215300}{2882} \times \left(1 - 0,2 \times \frac{97,38 \times 2882^2}{\pi^2 \times 21000 \times 215300}\right) = 101,65$$

$$n_1 = \frac{K_C}{K_C + K_{12}} = \frac{69,07}{69,07 + 101,65} = 0,41$$

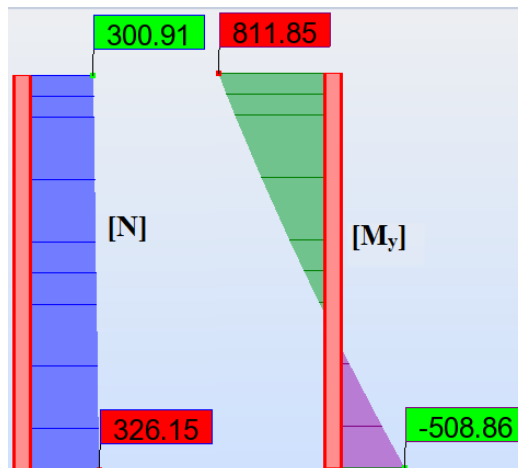
$$n_2 = 0 \quad (\text{πάκτωση})$$

Με βάση το διάγραμμα για μεταθετά άκρα με  $n_1=0,41$  και  $n_2=0$  προκύπτει  $\beta=1,19$  άρα το μήκος λυγισμού για τον ισχυρό άξονα είναι  $L_y=11,30\text{m}$

Στον ασθενή άξονα όπου δεν υπάρχει λειτουργία πλαισίου το υποστώλωμα εξασφαλίζεται στον ασθενή του άξονα από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας που υπάρχουν στα μισά του ύψους του (Σχήμα 2.13). Άρα  $L_z=4,75\text{m}$ .


Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για το υποστώλωμα “19” προκύπτουν από τον συνδυασμό COMB 1 ΧΙΟΝΙ 0°. Τα διαγράμματα αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής για τον συνδυασμό αυτό παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.3





Σχήμα 4:3: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλώματος για τον συνδυασμό COMB 1.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης που πήραμε από το πρόγραμμα φαίνονται παρακάτω



HEA 450

Bar: 19 號jn

Point / Coordinate: 3 / x = 1.00 L = 9.50 m

Load case: 8 COMB1 XIONI 0 (1+2+21)\*1.35+3\*1.05+4\*1.50+(5+7)\*0.90

Section OK



---

Simplified results
Detailed results




**FORCES**

N,Ed = 300.91 kN	My,Ed = 811.85 kN*m	Mz,Ed = 0.06 kN*m	Vy,Ed = -1.38 kN
Nc,Rd = 6319.99 kN	My,Ed,max = 811.85 kN*m	Mz,Ed,max = 10.80 kN*m	Vy,T,Rd = 2833.05 kN
Nb,Rd = 4370.40 kN	My,c,Rd = 1141.70 kN*m	Mz,c,Rd = 342.77 kN*m	Vz,Ed = 116.32 kN
	MN,y,Rd = 1141.70 kN*m	MN,z,Rd = 342.77 kN*m	Vz,T,Rd = 1346.99 kN
	Mb,Rd = 1141.70 kN*m		Tt,Ed = 0.11 kN*m
			Class of section = 1




**LATERAL BUCKLING**

	z = 0.00	Mcr = 5020.22 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.97
	Lcr,upp=4.75 m	Lam_LT = 0.48	fi,LT = 0.60	XLT_mod = 1.00

**BUCKLING y**

	Ly = 9.50 m	Lam_y = 0.79
	Lcr,y = 11.47 m	Xy = 0.80
	Lamy = 60.61	kyy = 0.66

**BUCKLING z**

	Lz = 9.50 m	Lam_z = 0.85
	Lcr,z = 4.75 m	Xz = 0.69
	Lamz = 65.14	kyz = 0.55

**SECTION CHECK**

$(My,Ed/MN,y,Rd)^2 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^2 = 0.51 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

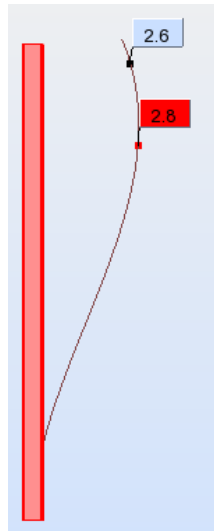
$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.09 < 1.00$  (6.2.6-7)

**MEMBER STABILITY CHECK**

Lamy = 60.61 < Lam,max = 210.00    Lamz = 65.14 < Lam,max = 210.00    STABLE

$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.71 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση παρατηρείται στο υποστύλωμα “54” κατά την διεύθυνση Y(εντός του πλαισίου) για στον συνδυασμό SLS 4 ANEMΟΣ 90 °.



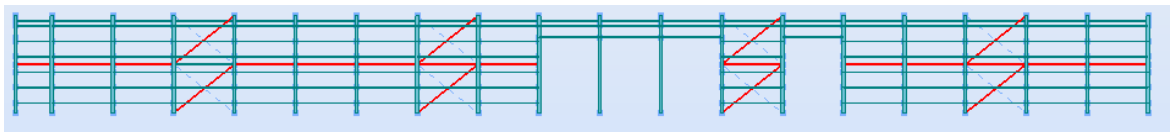
Σχήμα 4.4: Οριζόντια μετακίνηση για τον δυσμενέστερο συνδυασμό SLS 4.

$$u = 2,8\text{cm} < u_{\max} = H/150 = 950/150 = 6,3\text{cm}$$

#### 4.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δέχονται μόνο αξονικά φορτία και διαστασιολογήθηκαν θεωρώντας ότι κατά την διάρκεια του σεισμού λειτουργούν μόνο οι εφελκόμενη ράβδοι. Δηλαδή θεωρούμε ότι οι θλιβόμενες ράβδοι θα έχουν λυγίσει οπότε δεν λειτουργούν και οι εφελκόμενες πρέπει να μπορούν να παραλάβουν το σύνολο της δύναμης.

Στο προσομοίωμα κατά την εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων από τις τέσσερις διαγώνιους κάθε φατνώματος επιλέξαμε ως inactive τις δύο με την ίδια κατεύθυνση προκειμένου να αναπαραστήσουμε τις θλιβόμενες που έχουν λυγίσει, έτσι προκύπτει το ενεργό δικτύωμα που φαίνεται στο Σχήμα 4.5.

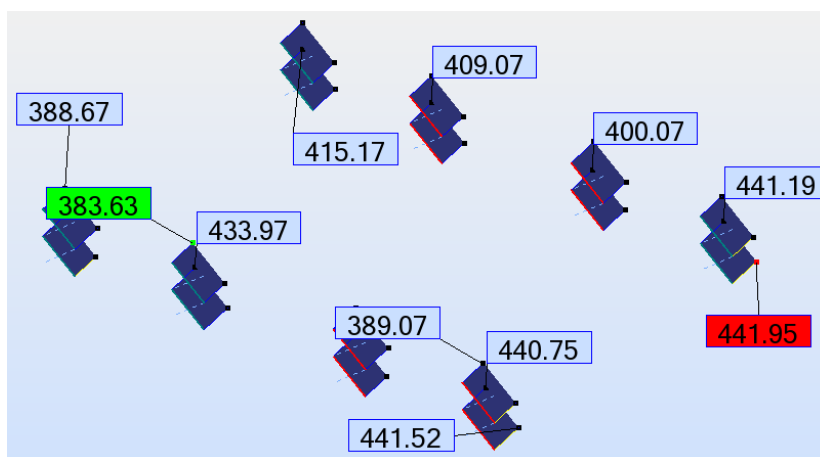


Σχήμα 4.5: Ενεργό δικτύωμα κατά την εφαρμογή οριζόντιων δυνάμεων.

Το ποιες ράβδους θα θεωρήσουμε ως θλιβόμενες και ποιες ως εφελκόμενες δεν έχει ιδιαίτερη σημασία καθώς ο σεισμός που αποτελεί και την κύρια φόρτίσή τους είναι ανακυκλιζόμενη φόρτιση οπότε αυτές που στον ένα κύκλο θλίβονται στον επόμενο θα εφελκούνται.

Επίσης έχει διαπιστωθεί ότι κατά την ανακυκλιζόμενη σεισμική φόρτιση ενός χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας οι παραγόμενοι υστερητικοί βρόχοι είναι παχύτεροι, ότι δηλαδή απορροφάται ανά κύκλο μεγαλύτερη ποσότητα ενέργειας, όταν οι διαγώνιες του συνδέσμου έχουν σχετικά μικρή λυγηρότητα. Για το λόγο αυτό ο ΕΑΚ 2000 επιβάλλει για τις διαγώνιους να επιλέγονται διατομές με ανηγμένη λυγηρότητα το πολύ ίση προς 1,50.

Η μεγαλύτερη αξονική δύναμη για το ενεργό δικτύωμα προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό COMB 9 +E<sub>x</sub> (E<sub>x</sub>+0,3·S) και παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.6.



Σχήμα 4.6: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για δυσμενέστερο συνδυασμό COMB 9.

Εκτός της αξονικής λόγω σεισμού οι διαγώνιοι καταπονούνται και από μια πρόσθετη αξονική δύναμη που προκύπτει λόγω πλευρικής εξασφάλισης του ζυγώματος από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας.

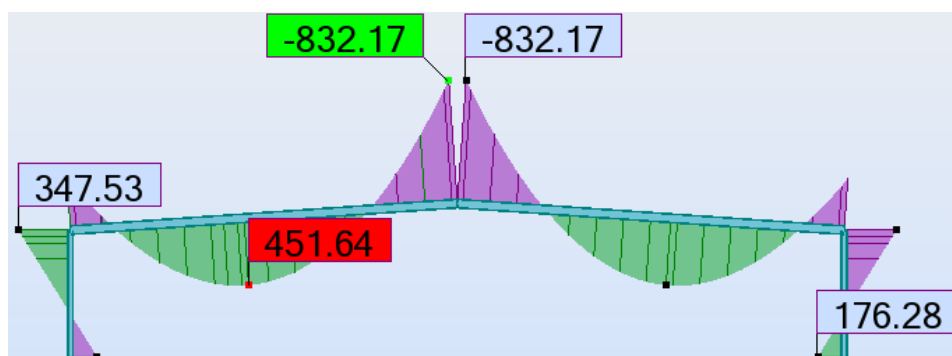
Τα κατακόρυφα φορτία που συνδυάζονται με τον σεισμό είναι τα μόνιμα φορτία και το φορτίο χιονιού πολλαπλασιασμένο με τον συντελεστή 0,3. Το ίδιο βάρος του χάλυβα υπολογίζετε κατευθείαν από το πρόγραμμα.

Συνολικό βάρος κατασκευής: 4763kN

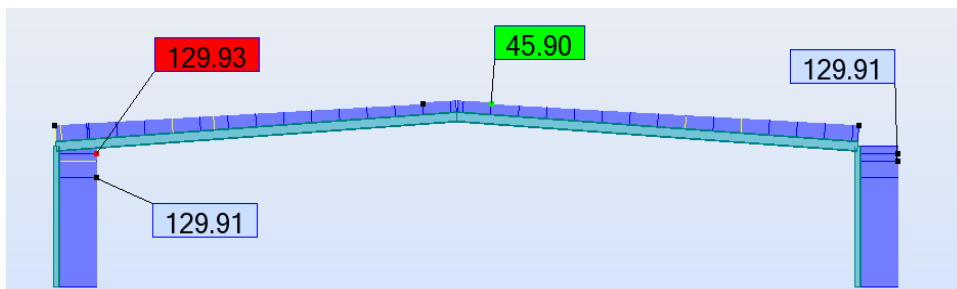
$$g = \frac{4763}{57,50 \times 111,55} + 0,5 + 0,15 = 1,39 \text{ kN/m}^2$$

$$g + 0,3 \times S = 1,39 + 0,3 \times 0,88 = 1,654 \text{ kN/m}^2 \quad \xrightarrow{\times 6m} 9,92 \text{ kN/m}$$

Τα διαγράμματα των καμπτικών ροπών και αξονικών δυνάμεων που αναπτύσσονται στο ζύγωμα για τα κατακόρυφα φορτία σύμφωνα με τον συνδυασμό g+0,3S δίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 4.7: Διάγραμμα καμπτικών ροπών για φορτία g+0,3S.



Σχήμα 4.8: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για φορτία g+0,3S.

$$N_1 = \frac{M_{ed}}{h - t_f} = \frac{83217}{69 - 2,7} \Rightarrow N_1 = 1255 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{b \times t_f}{A} \times N_{ed} = \frac{30 \times 2,7}{260,50} \times 64 \Rightarrow N_2 = 20 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ολ}} = N_1 + N_2 \Rightarrow N_{\text{ολ}} = 1275 \text{ Kn}$$

Ο οριζόντιο σύνδεσμος δυσκαμψίας εξασφαλίζει πλευρική στήριξη στα ζυγώματα 5 πλαισίων. Άρα η συνολική δύναμη είναι:  $\Sigma N = 5 \times 1275 = 6375 \text{ kN}$

$$a_m = \sqrt{0,5 \times (1 + \frac{1}{m})} = \sqrt{0,5 \times (1 + \frac{1}{5})} \Rightarrow a_m = 0,77$$

$$e_0 = \frac{a_m \times L}{500} = \frac{0,77 \times 5750}{500} = 8,85 \text{ cm}$$

$$q_{\text{ισοδ}} = \sum N_{ed} \times 8 \times \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} = 6375 \times 8 \times \frac{0,08 + 0}{57,50^2} = 1,23 \text{ kN/m}$$

Για οριζόντιο ομοιόμορφο κατανομημένο φορτίο 1,23kN/m και το σεισμικό φορτίο στο ζύγωμα προκύπτει παραμόρφωση  $\delta_q = 7,2 \text{ cm}$

Επομένως η νέα ισοδύναμη δύναμη που ασκείται στο σύστημα δυσκαμψίας προκειμένου αυτό να εξασφαλίζει πλευρική στήριξη στο ζύγωμα των πλαισίων είναι:

$$q_{\text{ισοδ}} = \sum N_{ed} \times 8 \times \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} = 6375 \times 8 \times \frac{0,08 + 0,071}{57,50^2} = 2,33 \text{ kN/m}$$

Αρά ο η εφελκόμενη δοκός του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας καταπονείται με:

$$N_{ed} = 442 + 2,33 \times \frac{57,5}{2 \times \cos 38,36} \Rightarrow N_{ed} = 527,4 \text{ Kn}$$

Επιλέγεται κοίλη τετραγωνική διατομή TCAR 90x6.3 ( $A = 20,9 \text{ cm}^2$ )

$$N_{Rd} = A \times f_y = 20,9 \times 35,5 \Rightarrow N_{Rd} = 741,95 \text{ kN} > N_{ed} = 527 \text{ kN}$$

Επειδή τα δύο χιαστί συνδέονται στο μέσο τους θεωρούμε  $L_{cr} = L/2 = 3,82 \text{ m}$  (Σχήμα 4.5)

$$\bar{\lambda} \leq 1,50 \Rightarrow \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \leq 1,50 \Rightarrow \sqrt{\frac{A \times f_y}{\pi^2 \times E \times I}} \times l^2 \leq 1,50 \Rightarrow \frac{l}{\pi} \times \sqrt{\frac{A}{I}} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 1,50 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{l}{\pi \times i} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 1,50 \Rightarrow i \geq \frac{l}{1,5 \times \pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} \Rightarrow i \geq \frac{382}{1,5 \times \pi} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} \Rightarrow i \geq 3,34$$

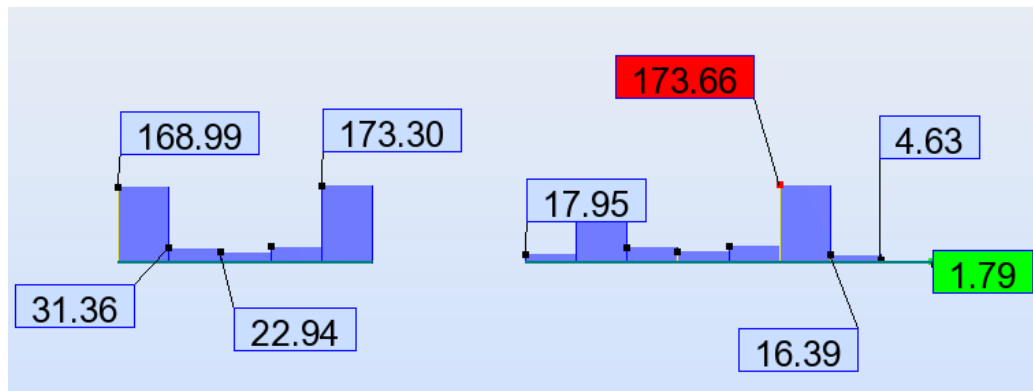
$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{242,5}{20,9}} = 3,40$$

Τέλος χωρίς να αγνοήσουμε την συμμετοχή της θλιβόμενης ράβδου οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θα πρέπει να είναι ικανοί να παραλάβουν τα φορτία που προκαλούνται λόγω ανέμου. Αυτό παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα που δείχνει πως όλοι οι διαγώνιοι δεν αστοχούν υπό τον συνδυασμό COMB 3 ANEMOS 0°.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	
112	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.13	10 COMB3 ANEMOS
113	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.75	10 COMB3 ANEMOS
114	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.06	10 COMB3 ANEMOS
115	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.29	10 COMB3 ANEMOS
116	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.37	10 COMB3 ANEMOS
117	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.07	10 COMB3 ANEMOS
118	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.05	10 COMB3 ANEMOS
119	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.26	10 COMB3 ANEMOS
120	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.38	10 COMB3 ANEMOS
121	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.06	10 COMB3 ANEMOS
122	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.05	10 COMB3 ANEMOS
123	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.26	10 COMB3 ANEMOS
124	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.13	10 COMB3 ANEMOS
125	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.75	10 COMB3 ANEMOS
126	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.06	10 COMB3 ANEMOS
127	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.29	10 COMB3 ANEMOS
128	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.44	10 COMB3 ANEMOS
129	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.05	10 COMB3 ANEMOS
130	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.59	10 COMB3 ANEMOS
131	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.16	10 COMB3 ANEMOS
132	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.75	10 COMB3 ANEMOS
133	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.27	10 COMB3 ANEMOS
134	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.63	10 COMB3 ANEMOS
135	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.18	10 COMB3 ANEMOS
136	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.96	10 COMB3 ANEMOS
137	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.23	10 COMB3 ANEMOS
138	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.72	10 COMB3 ANEMOS
139	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.23	10 COMB3 ANEMOS
140	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.58	10 COMB3 ANEMOS
141	ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _1	TCAR 90x6.3	S355	112.33	112.33	0.09	10 COMB3 ANEMOS

Τα οριζόντια στοιχεία που τοποθετούμε για να εξασφαλίσουμε πλευρικά τα υποστυλώματα στον οποίον τα φατνώματα δεν έχουμε κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας καταπονούνται μόνο αξονικά(θλίψη), τα έχουμε θεωρήσει ως truss element και η διατομή τους είναι από κλειστή κοίλη τετραγωνική διατομή λόγω της μικρής λυγηρότητας που έχει.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη λαμβάνονται από το προσομοίωμα που έχει αγνοηθεί η συμμετοχή των θλιβόμενων διαγώνιων ραβδών(Σχήμα 4.6) και προκύπτουν από τον συνδυασμό COMB 9 +E<sub>x</sub>.



Σχήμα 4.9: Αξονική δύναμη οριζόντιων στοιχείων για τον συνδυασμό COMB 9.

Παρατηρούμε ότι τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προκύπτουν στα στοιχεία που βρίσκονται σε φατνώματα που υπάρχουν και κατακόρυφα χιαστί. Υπέρ της ασφαλείας όλα θα διαστασιολογηθούν με τον ίδιο τρόπο.

Επιλέγεται κοίλη τετραγωνική διατομή TCAR 100x6.3 ( $A=23,4\text{cm}^2$ )

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \pi = \sqrt{\frac{210000}{355}} \times \pi \Rightarrow \lambda_1 = 76,4$$

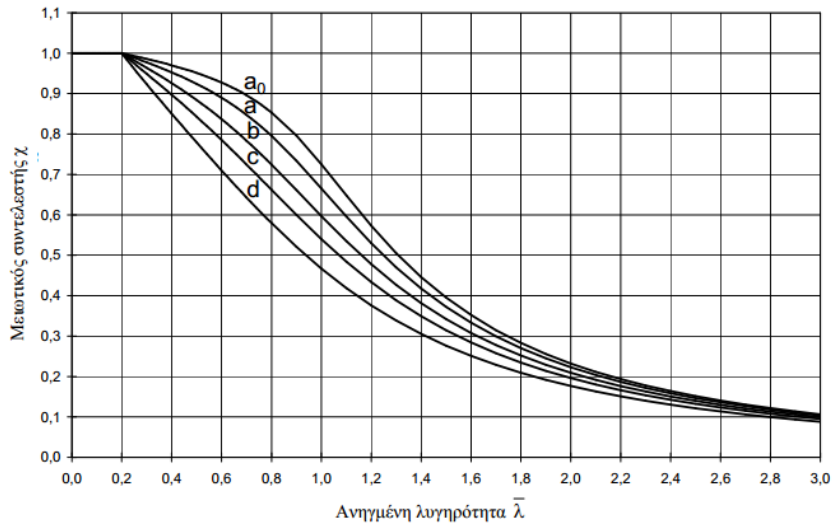
$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{340,8}{23,4}} = 3,81$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{L_{CR}/i}{\lambda_1} = \frac{600}{3,81 \times 76,4} = 2,06$$

Οι κοίλες τετραγωνικές διατομές εν θερμώ έλασης ανήκουν στην α καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τον Πίνακα 6.2 του EN 1993-1-1:2005

Άρα ο μειωτικός συντελεστής  $\chi$  σύμφωνα με το Σχήμα 4.10 για καμπύλη λυγισμού α προκύπτει ίσος με  $\chi=0,22$

$$N_{Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,22 \times 23,4 \times 35,5}{1} \Rightarrow N_{Rd} = 182,75 \text{ kN}$$



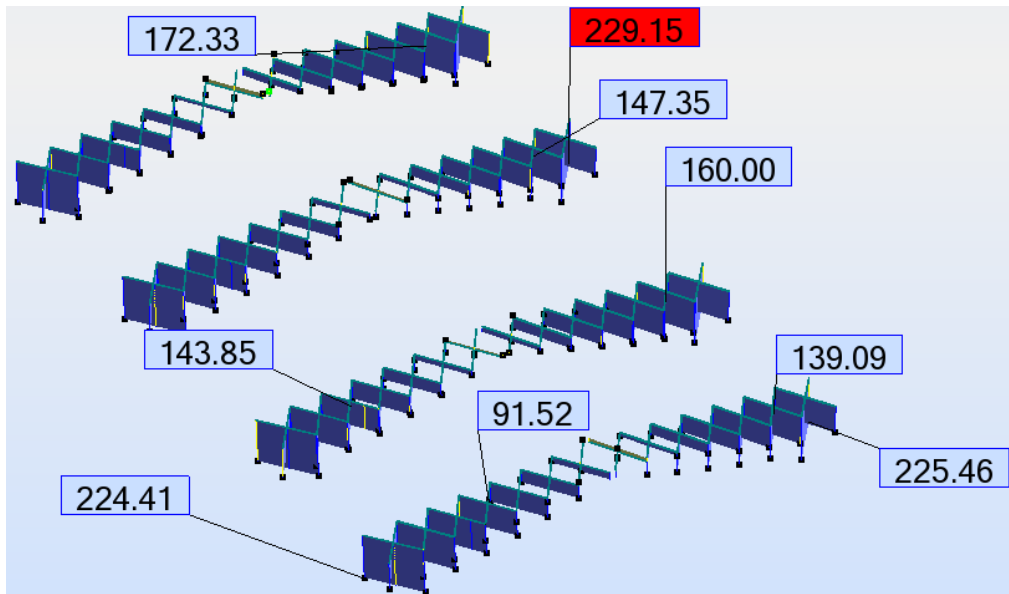
Σχήμα 4.10: Καμπύλες λυγισμού.

#### 4.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας όπως και οι κατακόρυφοι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και διαστασιολογήθηκαν θεωρώντας ότι λειτουργούν μόνο οι εφελκόμενοι ράβδοι.

Για να βρούμε την αξονική που τους καταπονεί αντίθετα με τους κατακόρυφους, δεν επιλέξαμε τις μισές διαγωνίους ως inactive. Αντί αυτού πήραμε τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από το πρόγραμμα και επιλέξαμε διατομή που να αντέχει εφελκυστικά την διπλάσια δύναμη. Η δυσμενέστερη αξονική δύναμη προκύπτει για τον συνδυασμό COMB 9 +E<sub>x</sub> και παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.11.

Η διατομή επιλέξαμε να είναι ισοσκελές γωνιακό προς ευκολία την σύνδεσης με το ζύγωμα. Η σύνδεση παρουσιάζεται αναλυτικά στο κεφάλαιο 5.



Σχήμα 4.11: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για το δυσμενέστερο συνδυασμό COMB 9.

Όπως υπολογίστηκε προηγουμένως η ισοδύναμη δύναμη που ασκείται στο σύστημα δυσκαμψίας προκειμένου αυτό να εξασφαλίσει πλευρική στήριξη στα ζυγώματα των πλαισίων  $q_{ισοδ}=2,33\text{kN/m}$ . Άρα σε κάθε κόμβο ασκείται δύναμη:

$$P_{Ed} = \frac{2,33 \times 28,82}{7} \Rightarrow N_{Ed} = 9,6 \text{ kN}$$

Άρα οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διαστασιολογούνται να μπορούν να παραλάβουν εφελκυστικά δύναμη ίση με:

$$N_{Ed} = 2 \times 230 + \frac{2,33 \times 28,82}{7 \times \cos 33,7} \Rightarrow N_{Ed} = 471 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} \geq N_{Ed} \Rightarrow \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed} \Rightarrow A \geq \frac{471 \times 1}{35,5} \Rightarrow A \geq 13,26 \text{ cm}^2$$

Επιλέγεται η διατομή L 100x12 ( $A=22,71\text{cm}^2$ ) κατηγορίας 2

Θα μπορούσαν να είχε επιλεγεί γωνιακό αρκετά μικρότερης διατομής όπως L100x8 ( $A=15,51\text{cm}^2$ ) αλλά αυτή είναι διατομή κατηγορίας 4 κάτι το οποίο δεν είναι επιθυμητό.

Τέλος όπως και στο κατακόρυφο σύστημα δυσκαμψίας θέλουμε τα οριζόντια χιαστί να είναι σε θέση να παραλάβουν τα λοιπά μη σεισμικά φορτία χωρίς να αστοχεί η θλιβόμενη διαγώνιος. Αυτό φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα, που δείχνει πως τα οριζόντια χιαστί δεν αστοχούν για τα υπόλοιπα μη σεισμικά φορτία.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
95 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _95	CAE 100x12	S355	123.51	123.51	0.21	10 COMB3 ANEMOS
96 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _96	CAE 100x12	S355	123.51	123.51	0.28	10 COMB3 ANEMOS
97 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _97	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.21	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
623 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _6	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.28	10 COMB3 ANEMOS
624 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _6	CAE 100x12	S355	119.53	119.53	0.19	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
625 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _6	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.32	10 COMB3 ANEMOS
637 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _6	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.21	10 COMB3 ANEMOS
638 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _6	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.31	10 COMB3 ANEMOS
750 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.20	10 COMB3 ANEMOS
751 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.33	11 COMB4 ANEMOS
752 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.14	11 COMB4 ANEMOS
753 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.45	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
754 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	123.51	123.51	0.29	20 COMB6 ΘΕΡΜΟΚ
755 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	123.51	123.51	0.22	20 COMB6 ΘΕΡΜΟΚ
756 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.19	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
759 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.19	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
760 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	119.53	119.53	0.16	20 COMB6 ΘΕΡΜΟΚ
761 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.17	11 COMB4 ANEMOS
762 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.14	11 COMB4 ANEMOS
763 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.18	11 COMB4 ANEMOS
764 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _7	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.19	10 COMB3 ANEMOS
915 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.18	10 COMB3 ANEMOS
921 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.35	20 COMB6 ΘΕΡΜΟΚ
932 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.16	10 COMB3 ANEMOS
933 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _9	CAE 100x12	S355	123.51	123.51	0.21	10 COMB3 ANEMOS
934 ΧΙΑΣΤΙ "Ο" _9	CAE 100x12	S355	123.51	123.51	0.44	10 COMB3 ANEMOS

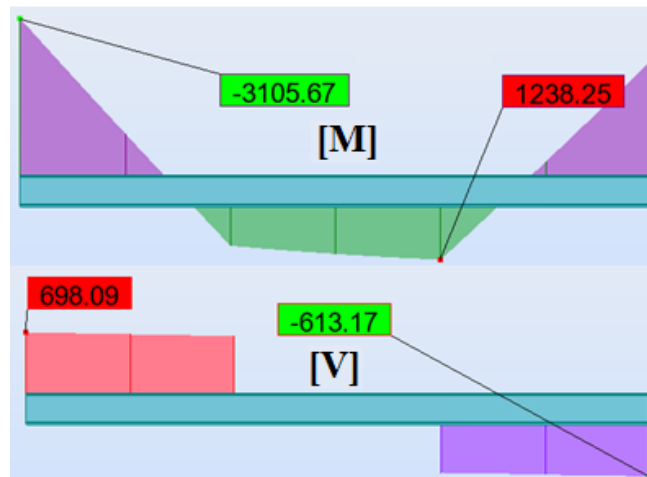


Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	
936	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.31	10 COMB3 ANEMOΣ
938	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.27	10 COMB3 ANEMOΣ
939	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.53	119.53	0.20	10 COMB3 ANEMOΣ
940	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.25	10 COMB3 ANEMOΣ
941	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.20	10 COMB3 ANEMOΣ
942	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.25	10 COMB3 ANEMOΣ
943	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.20	10 COMB3 ANEMOΣ
944	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.26	10 COMB3 ANEMOΣ
945	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.15	10 COMB3 ANEMOΣ
946	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.37	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
947	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	123.51	123.51	0.18	10 COMB3 ANEMOΣ
948	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	123.51	123.51	0.34	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
949	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.16	10 COMB3 ANEMOΣ
950	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.17	11 COMB4 ANEMOΣ
952	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.19	20 COMB6 ΘΕΡΜΟΚ
953	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.53	119.53	0.24	11 COMB4 ANEMOΣ
954	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.21	11 COMB4 ANEMOΣ
955	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.29	11 COMB4 ANEMOΣ
956	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.20	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
957	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.36	11 COMB4 ANEMOΣ
958	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.21	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
959	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.46	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
960	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.15	20 COMB6 ΘΕΡΜΟΚ
961	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	123.52	123.52	0.20	10 COMB3 ANEMOΣ
962	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	123.52	123.52	0.26	10 COMB3 ANEMOΣ
963	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.19	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
964	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.35	10 COMB3 ANEMOΣ
965	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.21	10 COMB3 ANEMOΣ
966	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.31	10 COMB3 ANEMOΣ
967	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.21	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
968	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.34	10 COMB3 ANEMOΣ
969	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.20	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
970	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.32	10 COMB3 ANEMOΣ
971	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.20	20 COMB6 ΘΕΡΜΟΚ
972	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.28	10 COMB3 ANEMOΣ
973	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.15	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
974	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.47	11 COMB4 ANEMOΣ
975	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	123.52	123.52	0.24	20 COMB6 ΘΕΡΜΟΚ
976	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	123.52	123.52	0.22	20 COMB6 ΘΕΡΜΟΚ
977	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.20	20 COMB6 ΘΕΡΜΟΚ
978	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.18	11 COMB4 ANEMOΣ
979	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.17	11 COMB4 ANEMOΣ
980	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.18	11 COMB4 ANEMOΣ
981	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.17	11 COMB4 ANEMOΣ
982	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.18	11 COMB4 ANEMOΣ
983	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.18	11 COMB4 ANEMOΣ
984	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.19	11 COMB4 ANEMOΣ
985	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.21	11 COMB4 ANEMOΣ
986	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.19	11 COMB4 ANEMOΣ
987	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.35	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
988	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.14	10 COMB3 ANEMOΣ
989	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	123.52	123.52	0.21	10 COMB3 ANEMOΣ
990	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	123.52	123.52	0.42	10 COMB3 ANEMOΣ
991	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.19	19 COMB5 ΘΕΡΜΟΚ
992	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.30	10 COMB3 ANEMOΣ
993	ΧΙΑΣΤΙ "Ο"_9	CAE 100x12	S355	119.52	119.52	0.20	10 COMB3 ANEMOΣ

## 4.6 Κεντρικό δοκάρι


Το κεντρικό δοκάρι έχει μήκος 18m συνδέεται αμφίπακτα σε δυο διαδοχικά κεντρικά υποστυλώματα και βασική του λειτουργία είναι να συνδέονται πάνω σε αυτό τα ζυγώματα των δίστηλων πλαισίων.

Για την διατομή του επιλέγεται ένα HEB900 λόγω της πολύ μεγάλης ροπής που καλείται να παραλάβει. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για το δοκάρι “105” προκύπτουν για τον συνδυασμό COMB 1 ΧΙΟΝΙ 0° και φαίνονται στο Σχήμα 4.12:



Σχήμα 4.12: Εντατικά μεγέθη κεντρικού δοκαριού για τον δυσμενέστερο συνδυασμό COMB 1.

Το κεντρικό δοκάρι εξασφαλίζεται πλευρικά τόσο από τα δοκάρια των πλαισίων όσο και από το δικτύωμα οροφής που έχουμε τοποθετήσει (Σχήμα 2.6). Αρα  $L_{CR}=3m$ .

  
 HEB 900

Auto

Section OK


Bar: 105 ΚΕΝΤΡΙΚΟ ΔΟΚΑΡΙ\_105  
 Point / Coordinate: 3 / x = 1.00 L = 18.00 m  
 Load case: 8 COMB1 ΧΙΟΝΙ 0 (1+2+21)\*1.35+3\*1.05+4\*1.50+(5+7)\*0.90

Simplified results
Detailed results


**FORCES**

N,Ed = -85.99 kN	My,Ed = -3124.37 kN*m	Mz,Ed = -1.31 kN*m	Vy,Ed = 0.47 kN
Nt,Rd = 13180.30 kN	My,pl,Rd = 4467.53 kN*m	Mz,pl,Rd = 588.72 kN*m	Vy,T,Rd = 4689.90 kN
	My,c,Rd = 4467.53 kN*m	Mz,c,Rd = 588.72 kN*m	Vz,Ed = -790.84 kN
	MN,y,Rd = 4467.53 kN*m	MN,z,Rd = 588.72 kN*m	Vz,T,Rd = 3868.58 kN
	Mb,Rd = 3493.48 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Class of section = 1


**LATERAL BUCKLING**

	z = 1.00	Mcr = 6437.78 kN*m	Curve,LT - c
	Lcr,low=3.00 m	Lam_LT = 0.83	fi,LT = 0.87
			XLT = 0.74
			XLT,mod = 0.78

**BUCKLING y**



**BUCKLING z**



**SECTION CHECK**

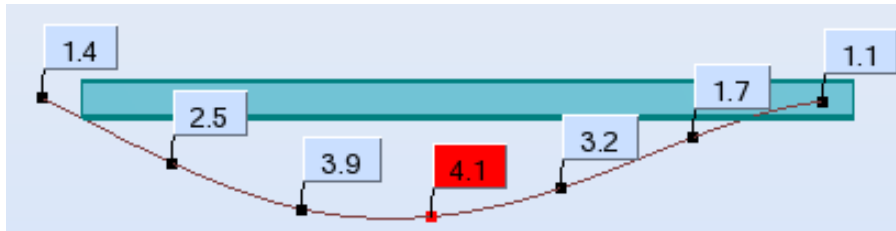
$(My,Ed/MN,y,Rd)^2 + (Mz,Ed/MN,z,Rd) = 0.49 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.20 < 1.00$  (6.2.6-7)

**MEMBER STABILITY CHECK**

$My,Ed/Mb,Rd = 0.89 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρουσιάζεται για τον συνδυασμό SLS 4 ANEMΟΣ 90 °.

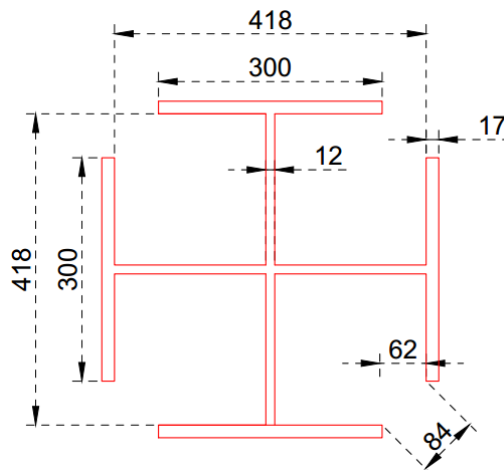


Σχήμα 4.13: Βέλος κεντρικού δοκαριού για τον δυσμενέστερο συνδυασμό SLS 4.

$$\delta = 4,1cm < \delta_{\max} = L/200 = 1800/200 = 9cm$$

#### 4.7 Κεντρικό υποστύλωμα

Το κεντρικό υποστύλωμα έχει ύψος 11,50m και η διατομή του είναι σταυροειδής όπως στο Σχήμα 4.14




Σχήμα 4.14: Διατομή κεντρικού υποστυλώματος.

Επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί σταυροειδής διατομή προκειμένου στην κορυφή του υποστυλώματος να είναι δυνατόν να συνδεθούν κοχλιωτά τα δύο ζυγώματα και τα δύο δοκάρια που συντρέχουν σε αυτό (Σχήμα 2.3). Επίσης με την μορφή αυτή η διατομή έχει δύο ισχυρούς άξονες και έτσι δεν είναι ευαίσθητη σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Κατά την επιλογή των διαστάσεων της διατομής φροντίσαμε να υπάρχει αρκετό κενό μεταξύ των διπλανών πελμάτων (84mm) προκειμένου να χωράει ένα ανθρώπινο χέρι για να βιδωθούν οι κοχλίες

Σύμφωνα με την ανάλυση του προγράμματος ο δυσμενέστερος συνδυασμός για τα κεντρικά υποστυλώματα είναι ο σεισμικός συνδυασμός COMB 12  $-E_Y(-E_Y + 0,3 \cdot S)$  τα αποτελέσματα της οποίας φαίνονται παρακάτω.


Auto
Section OK

Bar: 104 Κ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ\_104  
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Load case: 18 -Y + 0.3XIONI (1+2+21)\*1.00+4\*0.30+14\*-1.00


CROSS\_5

Simplified results Detailed results



**FORCES**

N,Ed = 926.31 kN	My,Ed = 19.15 kN*m	Mz,Ed = -326.02 kN*m	Vy,Ed = -56.12 kN
Nc,Rd = 10752.24 kN	My,Ed,max = -40.65 kN*m	Mz,Ed,max = -326.02 kN*m	Vy,T,Rd = 3089.15 kN
Nb,Rd = 5369.92 kN	My,c,Rd = 1250.41 kN*m	Mz,c,Rd = 1241.36 kN*m	Vz,Ed = -5.20 kN
	MN,y,Rd = 1250.41 kN*m	MN,z,Rd = 1241.36 kN*m	Vz,T,Rd = 3118.66 kN
			Tt,Ed = -0.01 kN*m
			Class of section = 2



**LATERAL BUCKLING**


XLT = 1.00

**BUCKLING y**

	Ly = 11.50 m	Lam_y = 1.14
	Lcr,y = 12.63 m	Xy = 0.51
	Lamy = 87.39	kzy = 0.43

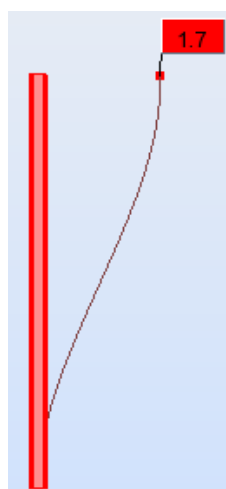
**BUCKLING z**

	Lz = 11.50 m	Lam_z = 1.07
	Lcr,z = 11.83 m	Xz = 0.50
	Lamz = 81.90	kzz = 1.10

**SECTION CHECK**  
 $(M_y,Ed/MN_{y,Rd})^{1.00} + (M_z,Ed/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.28 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_y,Ed/V_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**MEMBER STABILITY CHECK**  
 $L_{amy} = 87.39 < L_{am,max} = 210.00$      $L_{amz} = 81.90 < L_{am,max} = 210.00$     STABLE  
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z,Rk/gM1) = 0.47 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση παρατηρείται στο υποστυλώματος "102" κατά την διεύθυνση Y(εντός του πλαισίου) για τον συνδυασμό SLS 4 ANEMΟΣ 90°.

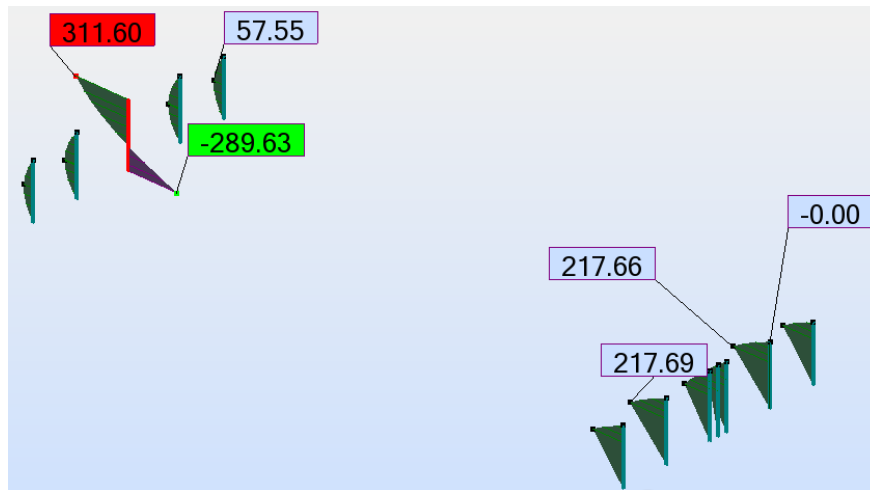


Σχήμα 4.15: Οριζόντια μετακίνηση κεντρικού υποστυλώματος για τον συνδυασμό SLS 4.

$$u = 1,7\text{cm} < u_{\max} = \frac{H}{150} = \frac{1150}{150} = 7,6\text{cm}$$


## 4.8 Υποστυλώματα πρόσοψης

Τα υποστυλώματα πρόσοψης όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 2.1.8 κατασκευάζονται αρθρωτά στην βάση τους και με κύλιση στην κορυφή προκειμένου να μην παραλαμβάνουν αξονικές δυνάμεις από το βάρος του ζυγώματος. Κύρια καταπόνηση τους αποτελεί η κάμψη λόγω της ανεμοπίεσης.



Σχήμα 4.16: Διάγραμμα ροπών υποστυλωμάτων πρόσοψης για τον συνδυασμό COMB 3.

Τα υποστυλώματα κατασκευάζονται από διατομή HEA320 και οι μηκίδες έχουμε θεωρήσει ότι δεν τα εξασφαλίζουν πλευρικά γι' αυτό και σαν μήκος λυγισμού έχουμε θεωρήσει  $L_{CR}=L=10,75m$ .



HEA 320

Bar: 12 ΥΠΟΣΤ-ΠΡΟΣΟΨΗ\_12

Point / Coordinate: 3 / x = 0.69 L = 7.40 m

Load case: '10 COMB3 ANEMOS 0 (1+2+21)\*1.35+3\*1.05+4\*0.75+6\*1.50+7\*0.9

Section OK

---



Simplified results
Detailed results

**FORCES**




N,Ed = 12.33 kN	My,Ed = -238.55 kN*m	Mz,Ed = 3.50 kN*m	Vy,Ed = -0.47 kN
Nc,Rd = 4415.06 kN	My,Ed,max = -238.55 kN*m	Mz,Ed,max = 5.30 kN*m	Vy,c,Rd = 2134.00 kN
Nb,Rd = 964.53 kN	My,c,Rd = 578.02 kN*m	Mz,c,Rd = 251.96 kN*m	Vz,Ed = -32.24 kN
	MN,y,Rd = 578.02 kN*m	MN,z,Rd = 251.96 kN*m	Vz,c,Rd = 843.06 kN
	Mb,Rd = 351.08 kN*m		

Class of section = 2




**LATERAL BUCKLING**

	z = 0.00	Mcr = 419.26 kN*m	Curve,LT - b
	Lcr,low=10.75 m	Lam_LT = 1.17	fi,LT = 1.15
			XLT = 0.59
			XLT,mod = 0.61

**BUCKLING y**

	Ly = 10.75 m	Lam_y = 1.04
	Lcr,y = 10.75 m	Xy = 0.57
	Lamy = 79.19	kyy = 1.01

**BUCKLING z**

	Lz = 10.75 m	Lam_z = 1.88
	Lcr,z = 10.75 m	Xz = 0.22
	Lamz = 143.47	kyz = 1.02

**SECTION CHECK**

$(My,Ed/MN,y,Rd)^2 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^2 = 0.18 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

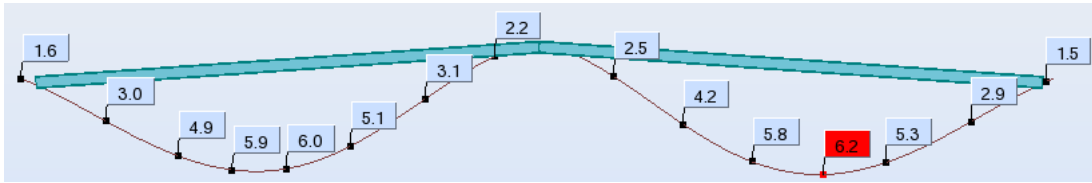
$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**MEMBER STABILITY CHECK**

Lamy = 79.19 < Lam,max = 210.00    Lamz = 143.47 < Lam,max = 210.00    STABLE

$N,Ed / (Xy * N,Rk / gM1) + kyy * My,Ed,max / (XLT * My,Rk / gM1) + kyz * Mz,Ed,max / (Mz,Rk / gM1) = 0.71 < 1.00$  (6.3.3.(4))


Όπως αναφέραμε και στο κεφάλαιο 2.1.8 η σύνδεση των υποστυλωμάτων με το ζυγώμα πραγματοποιείται με κοχλίες σε επιμήκεις οπές όπως στο Σχήμα 2.18. Το μέγεθος το υπερμεγέθη οπών λαμβάνεται από το βέλος του ζυγώματος στην οριακή κατάσταση αστοχίας (συνδυασμό COMB 1 ΧΙΟΝΙ 0°).



Σχήμα 4.17: Βέλος πίσω ζυγώματος για τον συνδυασμό COMB 1.

Το μέγιστο βέλος σε σημείο που υπάρχει μετωπικό υποστύλωμα είναι  $\delta=5\text{cm}$ . Άρα οι οπές κατασκευάζονται να είναι 10cm

Εξαίρεση για τα παραπάνω αποτελεί το μεσαίο υποστύλωμα της πίσω όψης (με κόκκινο στο Σχήμα 4.16) πάνω στο οποίο πατάει το τελευταίο κεντρικό δοκάρι. Το συγκεκριμένο είναι πακτωμένο τόσο στην βάση του όσο και στην κορυφή του και κατασκευάζεται από διατομή HEM280 που έχει ίδιο ύψος ( $h=310\text{mm}$ ) με το HEA320 αλλά μεγαλύτερο εμβαδό και έτσι διατηρείται ενιαία η επιφάνεια έδρασης των φύλλων επικάλυψης.



HEM 280

Auto

Bar: 367 ΥΠΟΣΤ-ΠΡΟΣΟΨΗ KENTP\_367

Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Load case: 9 COMB2 ΧΙΟΝΙ 90 (1+2+21)\*1.35+3\*1.05+4\*1.50+(6+7)\*0.90

Section OK

---

Simplified results
Detailed results

**FORCES**

N,Ed = 862.40 kN	My,Ed = -273.36 kN*m	Mz,Ed = 22.00 kN*m	Vy,Ed = 11.63 kN
Nc,Rd = 8525.82 kN	My,Ed,max = -273.36 kN*m	Mz,Ed,max = 22.00 kN*m	Vy,T,Rd = 4178.77 kN
Nb,Rd = 1626.18 kN	My,c,Rd = 1052.83 kN*m	Mz,c,Rd = 495.82 kN*m	Vz,Ed = 82.35 kN
	MN,y,Rd = 1052.83 kN*m	MN,z,Rd = 495.82 kN*m	Vz,T,Rd = 1476.22 kN
	Mb,Rd = 1052.83 kN*m		Tt,Ed = -0.01 kN*m
			Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING**

z = 0.00	Mcr = 3443.07 kN*m	Curve.LT - b	XLT = 0.94
Lcr,low=11.50 m	Lam_LT = 0.55	fi,LT = 0.64	XLT_mod = 1.00

**BUCKLING y**

Ly = 11.50 m	Lam_y = 1.17
Lcr,y = 11.50 m	Xy = 0.49
Lamy = 89.62	kzy = 0.23

**BUCKLING z**

Lz = 11.50 m	Lam_z = 2.03
Lcr,z = 11.50 m	Xz = 0.19
Lamz = 155.34	kzz = 0.41

**SECTION CHECK**

$(My,Ed/MN,y,Rd)^2 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^2 = 0.11 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00$  (6.2.6-7)

**MEMBER STABILITY CHECK**

Lamy = 89.62 < Lam,max = 210.00    Lamz = 155.34 < Lam,max = 210.00    STABLE


$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.61 < 1.00$  (6.3.3.(4))

## 4.9 Τεγίδες

Οι τεγίδες έχουν συνολικό μήκος 6,00m διατομή IPE200, τοποθετούνται ανά 2,00m και έχουν κατασκευαστεί ως αμφιέριστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δυο διαδοχικών ζυγωμάτων. Θεωρούμε ότι συμμετέχουν στη λειτουργία των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας οπότε παραλαμβάνουν και αξονικά φορτία. Ακόμα λόγω της κλίσης της στέγης υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με μικρή τιμή της ροπής κάμψεων περί τον ασθενή άξονα.

Θεωρούμαι ότι τα φύλλα επικάλυψης είναι επαρκώς στερεωμένα επί των τεγίδων γεγονός που προσφέρει συνεχή υποστήριξη στο άνω θλιβόμενο πέλμα τους και παρεμποδίζει τις πλευρικές παραμορφώσεις του. Για το λόγο αυτό σαν μήκος λυγισμού έχουμε θεωρήσει  $L_{cr}=1,00m$ .

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται στην τεγίδα “602” με ποσοστό εκμετάλλευσης διατομής (ratio 0,72) για τον συνδυασμό COMB 3 ANEMOS 0°.



IPE 200

Bar: 602 ΤΕΓΙΔΕΣ 2\_602

Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m

Load case: 10 COMB3 ANEMOS 0 (1+2+21)\*1.35+3\*1.05+4\*0.75+5\*1.50+7\*0.90

Section OK

---



Simplified results
Detailed results

**FORCES**


N,Ed = 40.52 kN	My,Ed = 29.07 kN*m	Mz,Ed = -2.02 kN*m
Nc,Rd = 1011.19 kN	My,Ed,max = 29.07 kN*m	Mz,Ed,max = -2.02 kN*m
Nb,Rd = 1011.19 kN	My,c,Rd = 78.33 kN*m	Mz,c,Rd = 15.84 kN*m
	MN,y,Rd = 78.33 kN*m	MN,z,Rd = 15.84 kN*m
	Mb,Rd = 52.85 kN*m	

Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING**


	z = 1.00	Mcr = 68.52 kN*m	Curve,LT - b
	Lcr,upp=1.00 m	Lam_LT = 1.07	fi,LT = 1.04
			XLT = 0.66
			XLT,mod = 0.67

**BUCKLING y**



kyy = 1.00

**BUCKLING z**



kzz = 1.00

**SECTION CHECK**

$(M_y,Ed/MN_y,Rd)^2 \cdot 2.00 + (M_z,Ed/MN_z,Rd)^2 \cdot 1.00 = 0.27 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

**MEMBER STABILITY CHECK**

$N,Ed / (\chi_y \cdot N,Rk / gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max / (\chi_{LT} \cdot My,Rk / gM1) + k_{yz} \cdot Mz,Ed,max / (Mz,Rk / gM1) = 0.72 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Το μέγιστο βέλος για την συγκεκριμένη τεγίδα στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας προκύπτει από τον συνδυασμό SLS 1 ΧΙΟΝΙ 0°. Επειδή όμως το βέλος της τεγίδας επηρεάζεται άμεσα από το βέλος των ζυγωμάτων στα οποία πατάει θα το υπολογίσουμε αναλυτικά.

Από το πρόγραμμα το διάγραμμα ροπών της τεγίδας για τον συνδυασμό SLS 1 είναι:



Σχήμα 4.18: Διάγραμμα ροπών τεγίδας για τον συνδυασμό SLS 1.

$$M_{Ed} = 20,48 \Rightarrow \frac{q \times l^2}{8} = 20,48 \Rightarrow q = \frac{8 \times 20,48}{6^2} \Rightarrow q = 4,55 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 4,55 \times 6^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 1943 \times 10^{-8}} \Rightarrow \delta = 0,018 \text{ m}$$

$$\delta = 1,8 \text{ cm} < \delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

## 4.10 Μηκίδες

Οι πλαϊνές μηκίδες έχουν μήκος 6,00m διατάσσονται ανά 1,50m και όπως και οι τεγίδες κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων χωρίς όμως να είναι σε θέση να τα εξασφαλίσουν πλευρικά.

Η διατομή τους είναι IPE120 και σαν μήκος λυγισμού έχουμε θεωρήσει  $L_{CR}=1,00\text{m}$  λόγω της πλευρικής εξασφάλισης που τους παρέχουν τα φύλλα επικάλυψης.

Ο κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης είναι ο COMB 3 ANEMOS 0°.

Bar: 164 ΜΗΚΙΔΕΣ\_164  
Point / Coordinate: 2 / x = 0.58 L = 3.51 m  
Load case: 10 COMB3 ANEMOS 0 (1+2+21)\*1.35+3\*1.05+4\*0.75+5\*1.50+7\*0.90

Section OK

Simplified results Detailed results

**FORCES**

N,Ed = 9.92 kN	My,Ed = -10.35 kN*m	Mz,Ed = -0.60 kN*m	Vy,Ed = -0.07 kN
Nc,Rd = 468.96 kN	My,Ed,max = -10.69 kN*m	Mz,Ed,max = -0.62 kN*m	Vy,c,Rd = 186.53 kN
Nb,Rd = 468.96 kN	My,c,Rd = 21.56 kN*m	Mz,c,Rd = 4.82 kN*m	Vz,Ed = 1.26 kN
	MN,y,Rd = 21.56 kN*m	MN,z,Rd = 4.82 kN*m	Vz,c,Rd = 129.24 kN
	Mb,Rd = 14.79 kN*m		

Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING**

z = 1.00	Mcr = 19.50 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.67
Lcr,low = 1.00 m	Lam_LT = 1.05	fi,LT = 1.03	XLT,mod = 0.69

**BUCKLING y**

kyy = 1.00

**BUCKLING z**

kzz = 1.00

**SECTION CHECK**

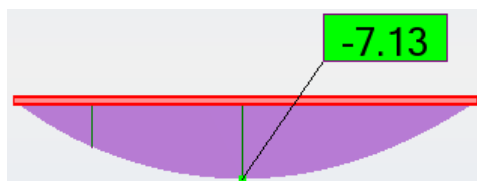
$(M_y,Ed/MN_y,Rd)^2 + (M_z,Ed/MN_z,Rd) = 0.35 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_z,Ed/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**MEMBER STABILITY CHECK**

$N,Ed/(\chi_y \cdot N,Rk/gM1) + k_{yy} \cdot M_y,Ed,max/(XLT \cdot M_y,Rk/gM1) + k_{yz} \cdot M_z,Ed,max/(M_z,Rk/gM1) = 0.87 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Το βέλος της μηκίδας θα υπολογισθεί αναλυτικά όπως προηγουμένως από τα εντατικά μεγέθη για τον συνδυασμό SLS 3 ANEMOS 0°.



Σχήμα 4.19: Διάγραμμα ροπών πλαϊνής μηκίδας για το συνδυασμό SLS 3




$$M_{Ed} = 7,13 \Rightarrow \frac{q \times l^2}{8} = 7,13 \Rightarrow q = \frac{8 \times 7,13}{6^2} \Rightarrow q = 1,58 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,58 \times 6^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 541,2 \times 10^{-8}} \Rightarrow \delta = 0,023 \text{ m}$$

$$\delta = 2,3 \text{ cm} < \delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Ομοίως κατασκευάζονται και οι μηκίδες της πρόσοψης με την διαφορά ότι λόγο του μεγάλου μήκους τους (L=9,00m και L=10,75m) η διατομή τους είναι IPE200.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προκύπτουν στις μηκίδες με μήκος L=10,75m για τον συνδυασμό COMB 4 ANEMΟΣ 90°.



IPE 200

Bar: 1100 ΜΗΚΙΔΕΣ ΠΙΣΩ\_1100

Point / Coordinate: 1 / x = 0.55 L = 5.95 m

Load case: 11 COMB4 ANEMΟΣ 90 (1+2+21)\*1.35+3\*1.05+4\*0.75+6\*1.50+7\*0.9

Section OK

---

Simplified results
Detailed results

**FORCES**


N,Ed = 12.87 kN	My,Ed = -21.48 kN*m	Mz,Ed = -4.23 kN*m	Vy,Ed = -0.17 kN
Nc,Rd = 1011.19 kN	My,Ed,max = -21.48 kN*m	Mz,Ed,max = -4.28 kN*m	Vy,c,Rd = 401.31 kN
Nb,Rd = 1011.19 kN	My,c,Rd = 78.33 kN*m	Mz,c,Rd = 15.84 kN*m	Vz,Ed = -0.08 kN
	MN,y,Rd = 78.33 kN*m	MN,z,Rd = 15.84 kN*m	Vz,c,Rd = 286.95 kN
	Mb,Rd = 48.58 kN*m		

Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING**


z = 1.00	Mcr = 58.84 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.61
Lcr,low=1.19 m	Lam_LT = 1.15	fi,LT = 1.13	XLT_mod = 0.62

**BUCKLING y**



kyy = 1.00

**BUCKLING z**



kzz = 1.00

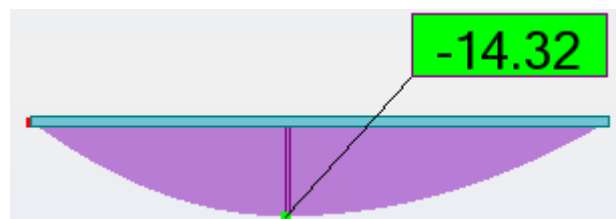
**SECTION CHECK**

$(M_y,Ed/MN_y,Rd)^{2.00} + (M_z,Ed/MN_z,Rd)^{1.00} = 0.34 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_y,Ed/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**MEMBER STABILITY CHECK**

$N,Ed/(X_y \cdot N,Rk/gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{yz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.72 < 1.00$  (6.3.3.(4))



Σχήμα 4.20: Διάγραμμα ροπών μηκίδας πρόσοψης για τον συνδυασμό SLS 4.

$$M_{Ed} = 14,32 \Rightarrow \frac{q \times l^2}{8} = 7,13 \Rightarrow q = \frac{8 \times 14,32}{10,75^2} \Rightarrow q = 1 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1 \times 10,75^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 1943 \times 10^{-8}} \Rightarrow \delta = 0,042 \text{ m}$$

$$\delta = 4,2 \text{ cm} < \delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{1075}{200} = 5,4 \text{ cm}$$

Καθώς οι μηκίδες είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο ώστε ο ισχυρός τους άξονας να ενεργοποιείται για τα φορτία της ανεμοπίεσης πρέπει να γίνετε έλεγχος των βελών και προς τον ασθενή άξονα της διατομής που πολλές φορές αποδεικνύετε κρίσιμος λόγω του ότι η διατομή είναι υψίκορμη (IPE).

Μηκίδες πλαϊνές

$$\delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 13,21 \times 10^{-4} \times 78,5 \times 6^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 27,67 \times 10^{-8}} \Rightarrow \delta = 0,029 < \delta_{\max} = 0,03 \text{ m}$$

Μηκίδες πρόσωσης

$$\delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 28,48 \times 10^{-4} \times 78,5 \times 10,75^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 142,4 \times 10^{-8}} \Rightarrow \delta = 0,13 > \delta_{\max} = 0,054 \text{ m}$$

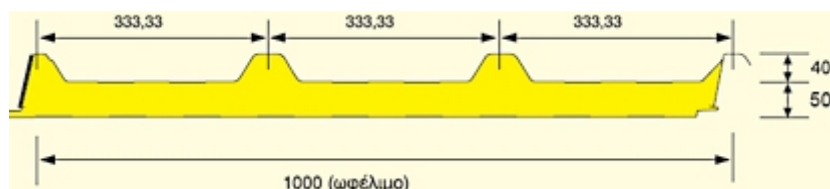
Παρατηρούμε ότι οι μηκίδες της πρόσωσης παρουσιάζουν πολύ μεγάλο βέλος υπό το ίδιο βάρος τους λόγω του μεγάλου μήκους τους. Γι' αυτό το λόγο θα τοποθετηθούν δύο ντίζες οι οποίες θα περιορίζουν το φαινόμενο.

#### 4.11 Φύλλα επικάλυψης

Στο παρόν κτίριο θα χρησιμοποιηθούν πανέλα από την σειρά ECOPANEL της εταιρεία «corus-Καλπίνης-Σίμος Α.Β.Ε.Ε».

Το ECOPANEL RL είναι σύνθετο θερμομονωτικόπέτασμα, αποτελούμενο από δύο διαμορφωμένα, γαλβανισμένα και προβαμμένα μεταλλικά ελάσματα και από μονωτικό δομικό πυρήνα πολυουρεθάνης.

Επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε το ECOPANEL RL 50 με πάχος ελασμάτων  $t=0,6\text{mm}$  και βάρος  $0,11\text{kN/m}^2$  η γεωμετρία του οποίου παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.21.



Σχήμα 4.21: Φύλλο επικάλυψης οροφής ECOPANEL RL 50.

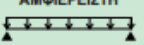
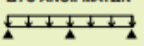

Η επιλογή του συγκεκριμένου πανέλου έγινε από τον πίνακα αντοχών που δίνει η εταιρεία Πίνακας 4.2.

$$G = 1,35 \times g + 1,5 \times q = 1,35 \times 0,11 + 1,5 \times (0,77 + 0,71 \times 0,5) \Rightarrow G = 1,83 \text{ Kn/m}^2 = 183 \text{ daN/m}^2$$

Πίνακας 4.2: Πίνακας αντοχών πανέλων.

**ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ - ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ**

**ΠΑΧΗ ΧΑΛΥΒΔΟΕΛΑΣΜΑΤΩΝ  $t = 0,60/0,60$  mm**

ΤΥΠΟΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΟΜΑΔΑ ΧΡΩΜΑΤΩΝ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΑ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ( $daN/m^2$ )													
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	350	400	
		ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΑ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ (m)													
<b>ΑΜΦΙΕΡΕΙΣΤΗ</b> 	I, II, III	40	40	42	45	47	49	50	52	53	55	56	60	62	
	I(f), II(f), III(f)	4,90	3,92	3,28	2,84	2,52	2,27	2,07	1,91	1,78	1,68	1,58	1,44	1,32	
<b>ΔΥΟ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ</b> 	I, II, III	40	40	40	42	45	48	50	52	53	55	56	60	62	
		4,27	3,49	3,01	2,68	2,44	2,25	2,07	1,91	1,78	1,68	1,58	1,44	1,32	
<b>ΤΡΙΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ</b> 	I, II, III	40	40	42	45	47	49	50	52	53	55	56	60	62	
		4,87	3,92	3,28	2,84	2,52	2,27	2,07	1,91	1,78	1,68	1,58	1,44	1,32	

Τα πανέλα θα τοποθετηθούν σε κομμάτια με διαστάσεις 14,42m x 1m (μέγιστες επιτρεπόμενες διαστάσεις από την εταιρεία 15m x 1m) όπου για στατικά συστήματα στήριξης με ανοιγματα περισσότερα των τριών ισχύουν οι τιμές των τριών ανοιγμάτων.

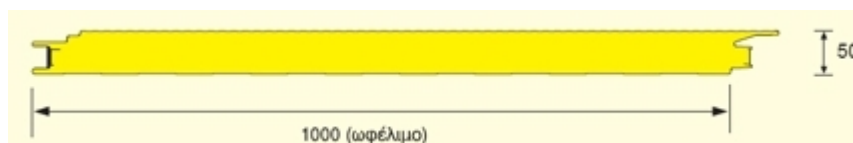
Άρα για φορτίο  $G=183daN/m^2$  από τον πίνακα λαμβάνουμε τα παρακάτω αποτελέσματα.



Σχήμα 4.22: Αποτελέσματα που λαμβάνουμε από τον πίνακα αντοχών.

Τόσο οι ακραίες όσο και οι ενδιάμεσες τεγίδες είναι IPE200 με πλάτος  $b=100mm$  και η απόσταση μεταξύ δυο διαδοχικών τεγίδων είναι  $l=2,0m < l_{max}=2,07m$

Ομοίως για την πλαγιοκάλυψη του κτιρίου θα χρησιμοποιηθούν τα πανέλα ECOPANEL WLC 50 σε κομμάτια 9,50m x 1m



Σχήμα 4.23: Φύλλο πλαγιοκάλυψης ECOPANEL WLC 50.

## 5 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

### 5.1 Εισαγωγή

Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών τις. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να εκμεταλλευόμαστε στο έπακρο την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μια συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη και δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου.

Στην παρούσα διπλωματική κάποιες από τις συνδέσεις μελετήθηκαν με την βοήθεια του προγράμματος Autodesk Robot Structural Analysis 2015, άλλες διαστασιολογήθηκαν στο χέρι, και άλλες παρουσιάζονται εμπειρικά χωρίς να έχει γίνει διαστασιολόγηση με σκοπό να γίνει η αντιληπτή η γεωμετρία τους και ο τρόπος σύνδεσης κάποιων στοιχείων του φορέα.

### 5.2 Σύνδεση Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Η σύνδεση της διαγωνίου με το υποστύλωμα σχεδιάζεται ως κοχλιωτή με την βοήθεια ελασμάτων πάχους 17mm και κοχλίες M20 ποιότητας 8.8. Υπενθυμίζεται ότι η διατομή της διαγωνίου είναι μια κοίλη τετραγωνική διατομή με εμβαδό  $A=20,9\text{cm}^2$ .

Ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας είναι μέλος από το οποίο προσδοκάτε η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας γι' αυτό το λόγο επιθυμείτε η διαρροή να γίνεται στην βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα σύνδεσης. Γι' αυτό το λόγο πρέπει να ικανοποιείται η σχέση

$$R_d \geq 1,20 \times R_{fy} \quad (5.1)$$

Όπου:

$R_d$  είναι η οριακή αντοχή της σύνδεσης

$R_{fy}$  είναι η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους

Επιλογή ελάσματος

$$t \times b = 1,2 \times A \Rightarrow b \geq \frac{1,2 \times 20,9}{1,7} \Rightarrow b \geq 14,75 \text{ cm}$$

$$N_{u,Rd}(\text{ελάσμη}) \geq 1,2 N_{pl,Rd} \Rightarrow \frac{0,9 \times (b - 2,2) \times 1,7 \times 51}{1,25} \geq 1,2 \times 20,9 \times 35,5 \Rightarrow b \geq 16,46 \text{ cm}$$

Επιλέγεται έλασμα με πλάτος  $b=165\text{mm}$

### Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Επιλέγουμε κοχλίες M20 8.8 και υποθέτουμε ότι το σπείρωμα είναι εκτός της επιφάνειας διάτμηση. Οι κοχλίες διαμορφώνονται ως τρίμητοι με χρήση δύο κομβοελασμάτων.

A: Η διατομή του κάθε κοχλίας ( $A = \pi d^2 / 4 = \pi (2,0 \text{ cm})^2 / 4 = 3,14 \text{ cm}^2$ )

$$F_{v,Rd} = \frac{n \times a_v \times A \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} \times m = \frac{2 \times 0,60 \times 3,14 \times 80}{1,25} \times m = 241,15 \times m$$

$$F_{v,Rd} \geq 1,20 \times N_{pl,Rd} \Rightarrow 241,15 \times m \geq 1,20 \times 20,9 \times 35,5 \Rightarrow m \geq 3,69 \quad \rightarrow m = 4 \text{ κοχλίες}$$

Με 4 κοχλίες M20 8.8 η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση είναι

$$F_{v,Rd} = \frac{2 \times 0,60 \times 3,14 \times 80}{1,25} \times 4 = 964,6 \text{ kN}$$

### Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = m \times \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 4 \times \frac{2,50 \times a_b \times 51 \times 2,0 \times 1,7}{1,25} = 1387,2 \times a_b$$

Πρέπει όμως να ισχύει το 2<sup>ο</sup> κριτήριο πλαστιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική σε αστοχία πρέπει να είναι η σύνθλιψη άντυγας των οπών, που είναι πλαστική μορφή αστοχίας και όχι η αστοχία σε διάτμηση του κοχλίου που είναι ψαθυρή. Άρα πρέπει να ισχύει η σχέση:

$$1,20 \times N_{pl,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \Rightarrow \frac{1,20 \times 20,9 \times 35,5}{1387,2} \leq a_b \leq \frac{964,4}{1387,2} \Rightarrow 0,64 \leq a_b \leq 0,69$$

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

Θα πρέπει δηλαδή να ισχύει:

$$0,64 \leq \frac{e_1}{3d_0} \leq 0,69 \Rightarrow 0,64 \leq \frac{e_1}{3 \times 22} \leq 0,69 \Rightarrow 42,24 \leq e_1 \leq 45,54$$

και

$$0,64 \leq \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \leq 0,69 \Rightarrow 0,64 \leq \frac{p_1}{3 \times 22} - 0,25 \leq 0,69 \Rightarrow 58,74 \leq p_1 \leq 62,04$$

Οι ελάχιστες αποστάσεις είναι:

$$\min e_1 = 1,2d_0 = 1,2 \times 22 = 26,4 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 2,2d_0 = 2,2 \times 22 = 48,4 \text{ mm}$$

Οι μέγιστες αποστάσεις είναι:

$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \times 17 = 108 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = \min(14t; 200) = \min(14 \times 17; 200) = 200 \text{ mm}$$

Επιλέγουμε  $e_1=45$  mm  $p_1=60$ mm και  $e_2=82,5$ mm

Επομένως:

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{45}{3 \times 22}; \frac{60}{3 \times 22} - 0,25; \frac{80}{51}; 1 \right\} = 0,659$$

Η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας θα είναι:

$$F_{b,Rd} = 4 \times \frac{2,50 \times 0,659 \times 51 \times 2,0 \times 1,7}{1,25} = 914 \text{ kN} \geq 1,20 N_{pl,Rd} = 890,34 \text{ kN}$$

### Έλεγχος συγκόλλησης

Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται ως εξής:

$$f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{51}{\sqrt{3} \times 0,9 \times 1,25} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

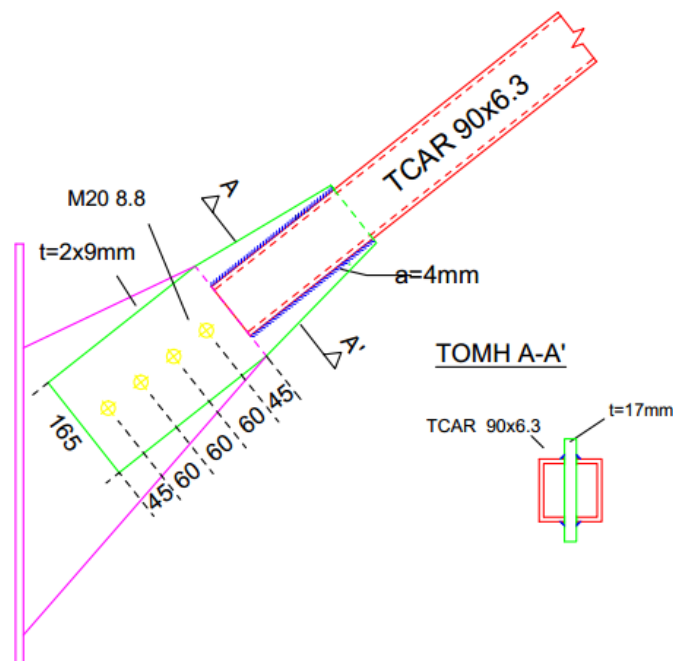
Επιλέγεται πάχος συγκόλλησης  $a_w=4$ mm

$a_{\min}=3$ mm

$a_{\max}=0,7t_{\min}=0,7 \times 6,3=4,41$ mm

Το απαιτούμενο μήκος συγκόλλησης υπολογίζεται ως εξής:

$$4 \times l \times a \times f_{v,wd} \geq 1,20 \times N_{pl,Rd} \Rightarrow l \geq \frac{1,20 \times 20,9 \times 35,5}{4 \times 0,4 \times 26,17} \Rightarrow l \geq 21,26 \quad \rightarrow l = 22 \text{ cm}$$

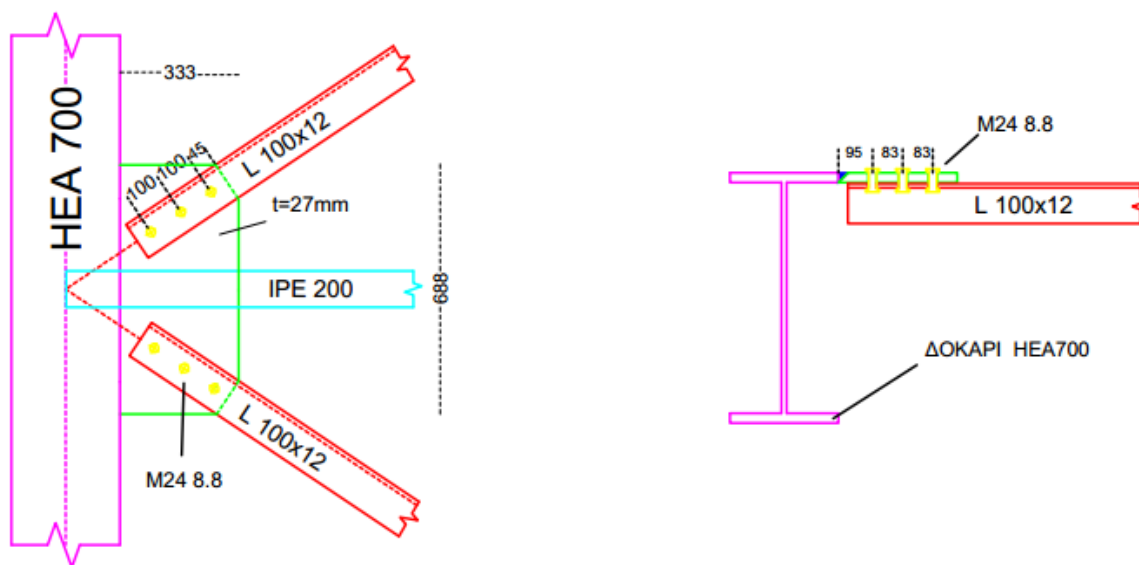


Σχήμα 5.1: Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας.

### 5.3 Σύνδεση Οριζόντιου Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Ο διαγώνιος οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας έχει διατομή ισοσκελούς γωνιακού L100x12 με εμβαδόν  $A=22,71\text{cm}^2$ . Η σύνδεση του με το ζύγωμα γίνεται κοχλιωτά με την βοήθεια ελάσματος το οποίο συγκολλάτε (εσωραφή) στο άνω πέλμα του ζυγώματος. Το έλασμα έχει πάχος  $t=27\text{mm}$  και διαστάσεις  $33,3 \times 68,8\text{cm}$ .

Η σύνδεση πραγματοποιείται μέσω κοχλιών M24 ποιότητας 8.8.



Σχήμα 5.2: Σύνδεση διαγώνιου οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας.

Καθώς η διαγώνιος έχει διατομή ισοσκελούς γωνιακού που συνδέεται μέσω μία σειράς κοχλιών η αντοχή σχεδιασμού της υπολογίζεται με την καθαρή διατομή συναρτήσεως του αριθμού των κοχλιών σύμφωνα με την σχέση:

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.2)$$

Οι τιμές των μειωτικών συντελεστών  $\beta_3$  δίνονται στον Πίνακα 5.1. Για ενδιάμεσες τιμές του  $p_1$  η τιμή του  $\beta$  μπορεί να προσδιοριστεί με γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 5.1: Μειωτικοί συντελεστές  $\beta_2$  και  $\beta_3$ .

Βήμα $p_1$		$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
2 κοχλίες	$\beta_2$	0,4	0,7
3 ή περισσότεροι κοχλίες	$\beta_3$	0,5	0,7

Επιλέγεται  $e_1 = 45\text{mm}$  και  $p_1 = 100\text{mm}$  (για το οποίο προκύπτει  $\beta_3=0,60$ )

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times (22,71 - 1,2 \times 2,6) \times 51}{1,25} = 539,05 \text{ kN} > N_{ed}=479\text{kN}$$

### Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

$$F_{v,Rd} = \frac{n \times a_v \times A \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} \times m = \frac{1 \times 0,60 \times \pi \times 2,4^2 \times 80}{1,25 \times 4} \times 3 = 521,15 \text{ kN} > N_{ed} = 479 \text{ kN}$$

### Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{45}{3 \times 26}; \frac{100}{3 \times 26} - 0,25; \frac{80}{51}; 1 \right\} = 0,576$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \frac{50}{26} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = m \times \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 3 \times \frac{2,50 \times 0,576 \times 51 \times 2,4 \times 1,2}{1,25} = 507,43 \text{ kN} > N_{ed} = 460$$

Παρατηρούμε πως παρ' όλο που ο οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας δεν είναι πλάστιμο μέλος ισχύει το 2<sup>ο</sup> κριτήριο πλαστικότητας σύμφωνα με το οποίο  $F_{v,Rd} > F_{b,Rd}$ . Το κριτήριο για τα συγκεκριμένα μέλη δεν είναι απαραίτητο, ωστόσο είναι επιθυμητό, αφού είναι όλκιμος τρόπος αστοχίας.

$$N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = \left( \frac{22,71 \times 35,5}{1,0}; 539,05 \right) = \min (806,2; 539,05) = 539,05 \text{ kN}$$

Δεν ισχύει το 1<sup>ο</sup> κριτήριο πλαστικότητας.

## **5.4 Αποκατάσταση Συνέχειας Ζυγώματος**

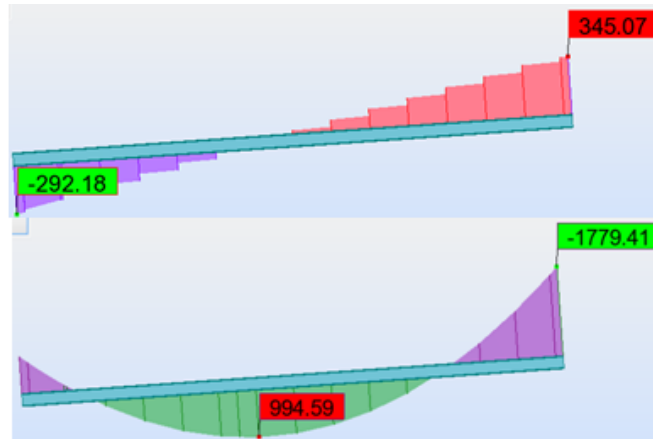
Το ζύγωμα έχει διατομή HEA700 ( $A=260,50\text{cm}^2$ ) και μήκος 28,82m. Θα γίνουν δύο αποκαταστάσεις συνέχειας και τα τρία κομμάτια θα έχουν μήκος 6,91m-15m-6,91m αντίστοιχα. Οι αποκατάσταση συνέχειας θα γίνουν κοχλιωτά μέσω λεπίδων πελμάτων και κορμού.

Μιας και η διατομή είναι πολύ μεγάλη μια πλήρη αποκατάσταση της συνέχειας θα ήταν πολύ αντιοικονομική δεδομένου ότι για όλο το κτίριο θα έπρεπε να γίνουν 80 αποκαταστάσεις. Αντί αυτού επιλέγεται η πολύ πιο οικονομική επιλογή της μερικής αποκατάστασης.

Λόγω της μεταφοράς της έντασης από τη κύρια διατομή στις λεπίδες αποκατάστασης και μετά πάλι στην κύρια διατομή, δεχόμαστε ότι οι λεπίδες πελμάτων μεταφέρουν την ένταση από τα πέλατα της κύριας διατομής και οι λεπίδες κορμού από τον κορμό της κύριας διατομής. Επιδιώκεται μάλιστα να τηρείται η αναλογία αντοχών που υπάρχει μεταξύ πελμάτων και κορμού στην κύρια διατομή και μεταξύ λεπίδων πελμάτων και κορμού.

Για τον υπολογισμό της σύνδεσης θα χρησιμοποιηθούν τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου απ' όλα τα ζυγώματα και οι δύο αποκαταστάσεις θα γίνουν ίδιες χρησιμοποιώντας τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εκ των δυο. Στο Σχήμα 5.3 φαίνονται τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου ζυγώματος για τον συνδυασμό COMB 1 XIONI 0°.





Σχήμα 5.3: Διάγραμμα ροπών και τεμνουσών για το συνδυασμό COMB1.

Η σύνδεση διαστασιολογείται για  $M_{ed} = 600 \text{ kNm}$ ,  $V_{ed} = 180 \text{ kN}$  και  $N_{ed} = 135 \text{ kN}$

#### Κατανομή ροπών σε πέλματα και κορμό

$$W_{pl,w} = t_w \times (h - 2 \times t_f)^2 / 4 = 1,45 \times (69 - 2 \times 2,7)^2 / 4 = 1466 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,f} = W_{pl} - W_{pl,w} = 7032 - 1466 = 5566 \text{ cm}^3$$

$$M_{ed,w} = \frac{W_{pl,w}}{W_{pl}} \times M_{ed} = \frac{1466}{7032} \times 60000 \Rightarrow M_{ed,w} = 12508 \text{ kNcm}$$

$$M_{ed,f} = \frac{W_{pl,f}}{W_{pl}} \times M_{ed} = \frac{5566}{7032} \times 60000 \Rightarrow M_{ed,f} = 47491 \text{ kNcm}$$

#### Λεπίδα πέλματος

Επιλέγεται πλάτος πέλματος  $b = 280 \text{ mm}$  λίγο μικρότερο από το πλάτος του πέλματος της διατομής

$$b_{\lambda\epsilon\pi} \times t_{\lambda\epsilon\pi} \geq A_f \Rightarrow t_{\lambda\epsilon\pi} \geq \frac{30 \times 2,7}{28} \Rightarrow t_{\lambda\epsilon\pi} \geq 2,89 \quad \rightarrow t_{\lambda\epsilon\pi} = 3 \text{ cm}$$

$$N_{ed,f} = \frac{M_{ed,f}}{h_{HEA} + t_{\lambda\epsilon\pi}} + \frac{A_f}{A} \times N_{ed} = \frac{47491}{69 + 3} + \frac{30 \times 2,7}{260,5} \times 135 \Rightarrow N_{ed,f} = 701,57 \text{ kN}$$

#### Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

$$F_{v,Rd} = \frac{n \times a_v \times A \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} \times m = \frac{1 \times 0,60 \times \pi \times 2,4^2 \times 80}{1,25 \times 4} \times m = 173,71 \times m$$

$$F_{v,Rd} \geq N_{ed,f} \Rightarrow 173,71 \times m \geq 701,57 \Rightarrow m \geq 4,03 \quad \rightarrow m = 6$$

#### Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών

Οι ελάχιστες αποστάσεις είναι:

$$\min e_1 = 1,2d_0 = 1,2 \times 26 = 31,2 \text{ mm} \quad (\text{ομοίως } e_2)$$

$$\min p_1 = 2,2d_0 = 2,2 \times 26 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\min p_2 = 2,4d_0 = 2,4 \times 26 = 62,4 \text{ mm}$$

Οι μέγιστες αποστάσεις είναι:

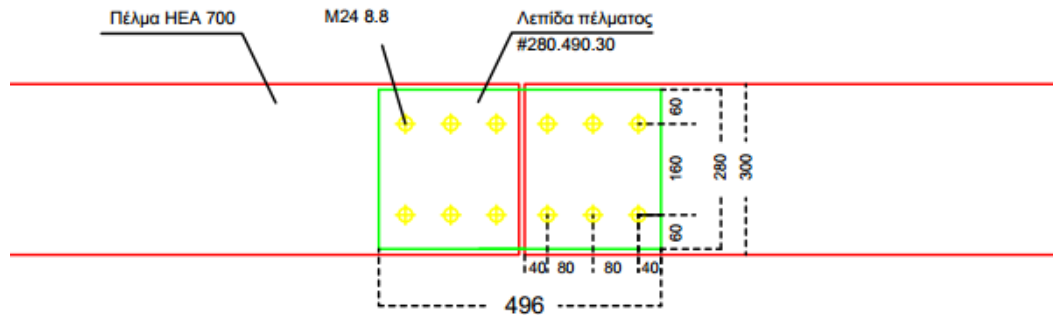
$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \times 27 = 148 \text{ mm} \quad (\text{ομοίως } e_2)$$

$$\max p_1 = \min(14t; 200) = \min(14 \times 27; 200) = 200 \text{ mm}$$

$$\max p_2 = \min(14t; 200) = \min(14 \times 27; 200) = 200 \text{ mm}$$

Επιλέγω:

$$\begin{aligned} 31,2\text{mm} &< e_1=40\text{mm} < 148\text{mm} \\ 57,2\text{mm} &< p_1=80\text{mm} < 200\text{mm} \\ 31,2\text{mm} &< e_2=60\text{mm} < 148\text{mm} \\ 62,4\text{mm} &< p_2=160\text{mm} < 200\text{mm} \end{aligned}$$



Σχήμα 5.4: Κάτοψη κοχλιωτής σύνδεσης πέλματος

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{40}{3 \times 26} ; \frac{80}{3 \times 26} - 0,25 ; \frac{80}{51} ; 1 \right\} = 0,51$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; \frac{1,4p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \frac{60}{26} - 1,7 ; \frac{1,4 \times 160}{26} - 1,7 ; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = m \times \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 6 \times \frac{2,50 \times 0,51 \times 51 \times 2,4 \times 2,7}{1,25} = 2022 \text{ kN}$$

Λεπίδες κορμού

Η επιλογή γίνεται έτσι ώστε το εμβαδόν των δύο ελασμάτων του κορμού να είναι περίπου ίσο ή μεγαλύτερο από το εμβαδόν του κορμού της δοκού αλλά και η αναλογία πλαστικής ροπής αντίστασης των λεπίδων κορμού και πελμάτων να είναι περίπου ίση με την αναλογία της πλαστικής ροπής αντίστασης κορμού και πελμάτων της κύριας δοκού ώστε να υπάρχει και αντίστοιχη αναλογία στην κατανομή ροπών.

Η μία διάσταση καθορίζεται από το ευθύγραμμο τμήμα του κορμού το οποίο σύμφωνα με τον πίνακα πρότυπων διατομών HEA είναι ίσο με  $d=582\text{mm}$ . Άρα επιλέγουμε τα ελάσματα του κορμού να έχουν  $d=570\text{mm}$

$$\text{Διατομή κορμού: } A_w = A - 2 \times A_f = 260,5 - 2 \times 30 \times 2,7 = 98,5 \text{ cm}^2$$

$$2 \times d_{\lambda\epsilon\tau} \times t_{\epsilon\lambda} \geq A_w \Rightarrow t_{\epsilon\lambda} \geq \frac{98,5}{2 \times 57} \Rightarrow t_{\epsilon\lambda} \geq 0,86 \text{ cm}$$

$$W_{pl,\epsilon\lambda\alpha} \geq W_{pl,w} \Rightarrow \frac{2 \times t_{\epsilon\lambda} \times d_{\epsilon\lambda}^2}{4} \geq W_{pl,w} \Rightarrow t_{\epsilon\lambda} \geq \frac{4 \times 1466}{2 \times 57^2} \Rightarrow t_{\epsilon\lambda} \geq 0,90 \text{ cm}$$

Επιλέγω δύο ελάσματα το καθένα με πάχος  $t_{\epsilon\lambda} = 10\text{mm}$

$$\text{Εμβαδό ελασμάτων } A = 2 \times 1 \times 57 = 114 \text{ cm}^2$$

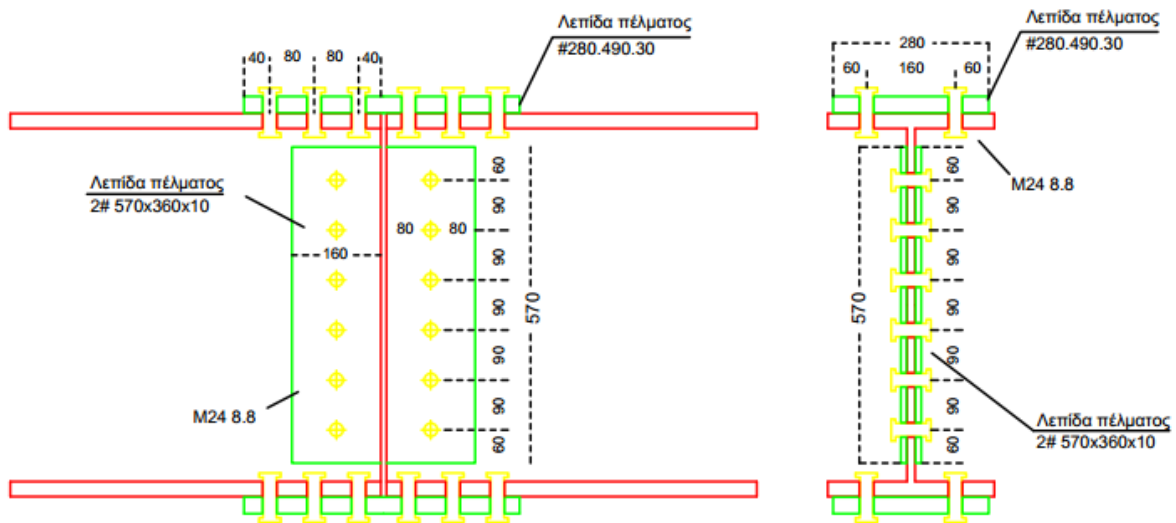
Επιβεβαιώνω ότι τηρείτε η αναλογία πλαστικής ροπής αντίστασης μεταξύ πελμάτων και κύριας δοκού.

$$\text{Κύρια διατομή: } \frac{W_{pl,f}}{W_{pl,w}} = \frac{5566}{1466} = 3,79$$

$$\text{Λεπίδες: } \frac{W_{pl,f}}{W_{pl,w}} = \frac{2 \times 28 \times 3 \times (69/2 + 3/2)}{2 \times 1 \times 57^2 / 4} = 3,72$$

### Κοιλίες κορμού

Επιλέγω να τοποθετήσω 6 κοιλίες M24 8.8 σε μία σειρά



Σχήμα 5.5: Όψη κοιλωτής σύνδεσης κορμού

Η ροπή που καταπονεί την κοιλίωση είναι:

$$M_{ed,b} = M_{ed,w} + V_{ed} \times S = 12508 + 180 \times (0,5 + 8) \Rightarrow M_{ed,b} = 14038 \text{ kNcm}$$

Η πολική ροπή αδράνεια της κοιλίωσης ως προς το Κ.Β της κοιλίωσης είναι:

$$I_p = \sum (x_i^2 + y_i^2) = (2 \times 4,5^2 + 2 \times 13,5^2 + 2 \times 22,5^2) \Rightarrow I_p = 1417,5 \text{ cm}^2$$

Ο έλεγχος γίνεται με την διατμητική δύναμη του 1<sup>ου</sup> κοιλίας ως του πλέον απομακρυσμένου από το Κ.Β της κοιλίωσης.

$$F_{v,ed,x} = \frac{M_{ed,b}}{I_p} \times y + N_{ed} \times \frac{A_w}{A} \times \frac{1}{6} = \frac{14038}{1417,5} \times 22,5 + 135 \times \frac{98,5}{260,5} \times \frac{1}{6} \Rightarrow F_{v,ed,x} = 231 \text{ kN}$$

$$F_{v,ed,y} = \frac{M_{ed,b}}{I_p} \times x + V_{ed} \times \frac{1}{6} = \frac{14038}{1417,5} \times 0 + 180 \times \frac{1}{6} \Rightarrow F_{v,ed,y} = 30 \text{ kN}$$

$$F_{v,ed} = \sqrt{(F_{v,ed,x})^2 + (F_{v,ed,y})^2} = \sqrt{(231)^2 + (30)^2} \Rightarrow F_{v,ed} = 233 \text{ Kn}$$

### Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

$$F_{v,Rd} = \frac{n \times a_v \times A \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \times 0,60 \times \pi \times 2,4^2 \times 80}{1,25 \times 4} = 347 \text{ kN} > F_{v,ed} = 233 \text{ kN}$$

### Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$\text{Κατά x-x: } a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{80}{3 \times 26}; \frac{80}{51}; 1 \right\} = 1$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \frac{60}{26} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

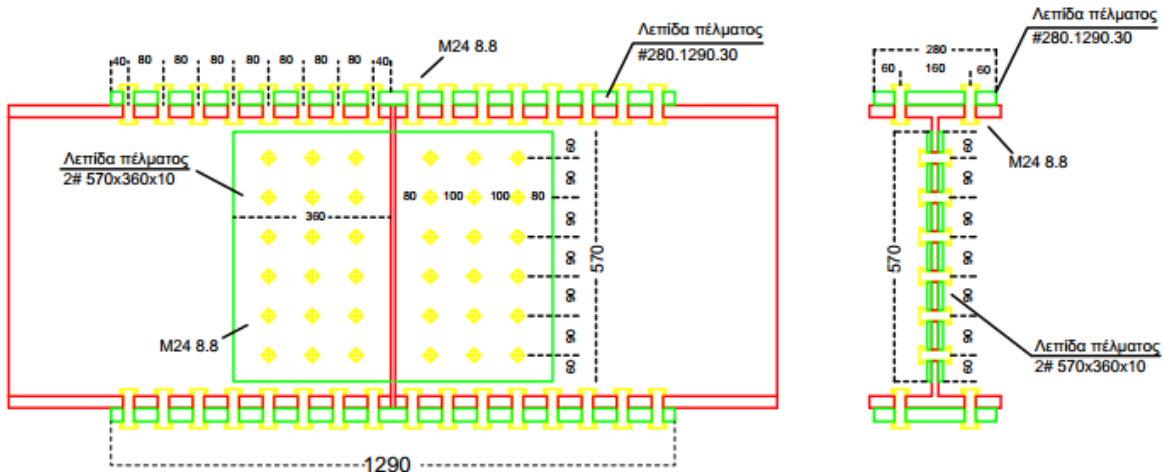
$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t_{\min}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \times 1 \times 51 \times 2,4 \times 1,45}{1,25} = 354 \text{ kN} > F_{v,ed} = 233 \text{ kN}$$

$$\text{Κατά y-y: } a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{60}{3 \times 26}; \frac{80}{51}; 1 \right\} = 0,77$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \frac{80}{26} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t_{\min}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \times 0,77 \times 51 \times 2,4 \times 1,45}{1,25} = 274 \text{ kN} > F_{v,ed} = 233 \text{ kN}$$

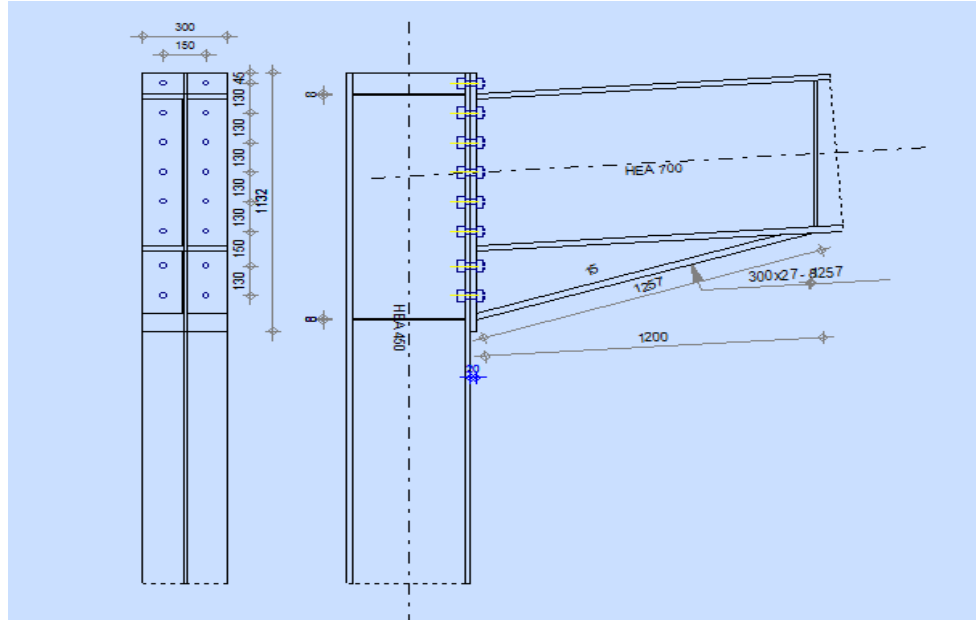
Σε περίπτωση που είχαμε επιλέξει να γινόταν πλήρης αποκατάσταση συνέχειας θα προέκυπτε μια σύνδεση όπως αυτή στο Σχήμα 5.6



Σχήμα 5.6: Πλήρης αποκατάσταση συνέχειας ζυγώματος.

## 5.5 Σύνδεση Δοκού Υποστυλώματος.

Η συγκεκριμένη σύνδεση υπολογίστηκε με την βοήθεια του προγράμματος Robot σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1991-1-8:2005/AC:2009)



Σχήμα 5.7: Σύνδεση δοκού υποστυλώματος

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την σύνδεση προέρχονται από τον συνδυασμό COMB 2 και είναι:

- $M_{ed} = 719,18 \text{ kNm}$
- $V_{ed} = 295,23 \text{ kN}$
- $N_{ed} = 137,28 \text{ kN}$

Για την σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν 16 κοχλίες M24 ποιότητας 8.8 και μετωπική πλάκα διαστάσεων 1132mm x 300mm x 20mm ποιότητας S355. Η σύνδεση έχει μορφωθεί ως δύσκαμπτη και έχει ενισχυθεί μέσω στοιχείου (bracket) που κατασκευάζεται από τμήμα της διατομής του ζυγώματος (HEA700) με αναλογία πλευρών 4:1.

## RESULTS

### BEAM RESISTANCES

$N_{cb,Rd} =$	9246,97	[kN]	Design compressive resistance of the section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} =$	3319,79	[kN]	Design sectional resistance for shear	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,09 < 1,00	verified (0,09)
$M_{b,pl,Rd} =$	2496,41	[kN*m]	Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	3564,36	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} =$	3697,70	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} =$	3594,38	[kN]	Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]

### COLUMN RESISTANCES

$V_{wp,Ed} =$	682,48	[kN]	Shear force acting on the web panel	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} =$	1240,73	[kN]	Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$			0,55 < 1,00	verified (0,55)
$F_{c,wc,Rd} =$	1321,92	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp} =$	1321,13	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

### CONNECTION RESISTANCE FOR COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = 2642,27 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,05)$$

### CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

#### SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	1022	406,66	406,66	882,96	406,66	-	406,66	1064,02
2	892	354,95	406,66	1049,59	406,66	1788,71	406,66	1064,02
3	762	303,25	406,66	1009,93	405,63	1621,31	406,66	1064,02
4	632	175,87	406,66	1009,93	405,63	1621,31	406,66	1064,02
5	502	-	406,66	1009,93	405,63	1621,31	406,66	1064,02
6	372	-	406,66	1009,93	405,63	1621,31	406,66	1064,02
7	222	-	406,66	1009,93	405,63	1621,31	406,66	1064,02
8	92	-	406,66	1049,59	405,63	1621,31	406,66	1064,02

#### CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

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

$$M_{j,Rd} = 1075,03 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,67 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,67)$$

### CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$$V_{j,Rd} = 2039,95 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,14 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,14)$$

### WELD RESISTANCE

$$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 83,55 < 435,56 \quad \text{verified} \quad (0,19)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 79,72 < 435,56 \quad \text{verified} \quad (0,18)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad 41,78 < 352,80 \quad \text{verified} \quad (0,12)$$

### CONNECTION STIFFNESS

$$S_{j,ini} = 241733,18 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 239482,39 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Final rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

#### Connection classification due to stiffness.

$$S_{j,rig} = 125507,35 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Stiffness of a rigid connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 7844,21 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Stiffness of a pinned connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGID}$$

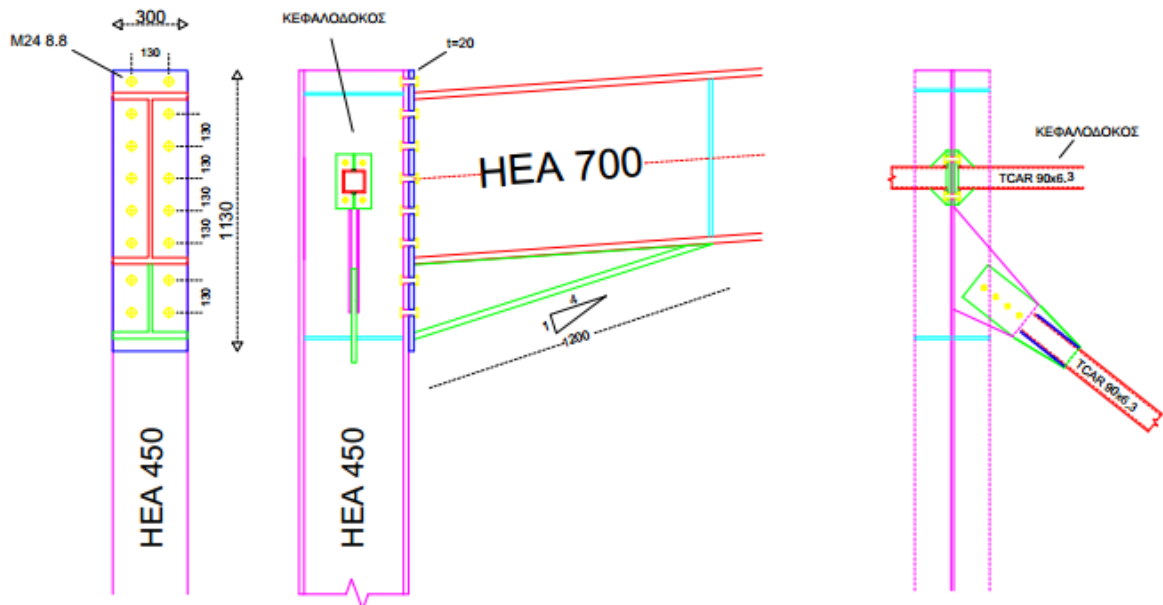
**Connection conforms to the code**

**Ratio 0,67**

Θα μπορούσαμε να είχαμε παρουσιάσει αναλυτικά τις εξισώσεις για τον υπολογισμό της σύνδεσης αλλά αυτό θα απαιτούσε πολύ χρόνο και χώρο. Αντί αυτού επιλέχθηκαν να παρουσιαστούν τα συνοπτικά αποτελέσματα κατ' ευθείαν από το πρόγραμμα.

Η ενίσχυση(bracket) στο κόμβο δοκού υποστυλώματος χρησιμοποιείται για να βοηθήσει στην παραλαβή της ροπής που σε εκείνο το σημείο παρουσιάζει μέγιστο, έτσι με τη χρήση της οδηγούμαστε σε μικρότερες διατομές για το υπόλοιπο ζύγωμα το οποίο καταπονείται λιγότερο. Παρ' όλα αυτά το ζύγωμα έχει διαστασιολογηθεί στο προσομοίωμα αγνοώντας την ύπαρξη της ενίσχυσης στην άκρη του.

Τέλος η μικρή διάσταση του bracket και σαν αποτέλεσμα η θέση της νεύρωσης στο υποστύλωμα(γαλάζιο χρώμα) έχουν υπολογιστεί με τέτοιο τρόπο ώστε να υπάρχει αρκετός χώρος για να συνδεθεί ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας πάνω στον κορμό του υποστυλώματος καθώς και η κεφαλοδοκός όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.8

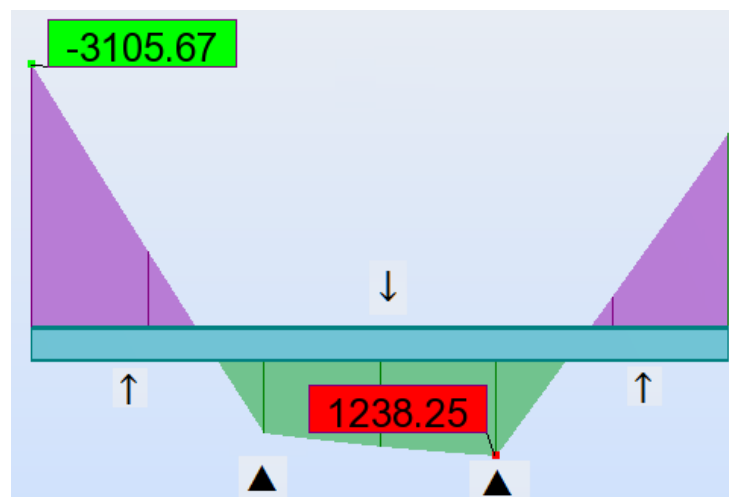


Σχήμα 5.8: Κόμβος δοκού-υποστυλώματος.

## 5.6 Σύνδεση δικτυώματος οροφής

Όπως αναφέραμε και στο κεφάλαιο 2 προκειμένου να εξασφαλίσουμε πλευρικά το κεντρικό δοκάρι τοποθετούμαι εκατέρωθεν αυτού δύο δοκάρια με γωνιακή διατομή η άλλη άκρη των οποίων συνδέεται επί του κορμού των ζυγμάτων.

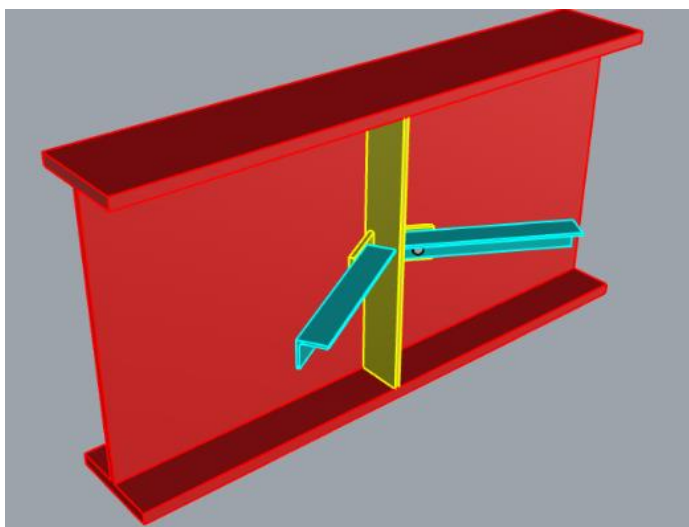
Στο Σχήμα 5.9 φαίνεται το διάγραμμα ροπής του κεντρικού δοκαριού στην οριακή κατάσταση αστοχίας για τον συνδυασμό COMB 1.



Σχήμα 5.9: Διάγραμμα ροπών κεντρικού δοκαριού

Στο Σχήμα 5.9 με τριγωνάκι (▲) συμβολίζονται τα σημεία όπου συνδέονται τα ζυγώματα πάνω στο κεντρικό δοκάρι και με βελάκι (↑) τα σημεία στα οποία θα τοποθετηθούν τα πλευρικά αυτά δοκάρια.

Παρατηρούμε πως στα σημεία που θα τοποθετηθούν τα δοκάρια μια θλίβεται το άνω πέλμα και μία το κάτω. Επειδή δεν είναι δυνατόν οι ράβδοι να συνδέονται πάνω στο θλιβόμενο πέλμα κάθε φορά, θα τοποθετήσουμε ένα έλασμα εγκάρσια του κορμού πάνω στο οποίο θα συνδέονται κοχλιωτά με τη βοήθεια ενός δεύτερου ελάσματος. Έτσι τα δοκάρια θα είναι σε θέση να εξασφαλίζουν πλευρικά και τα δύο πέλματα ανεξάρτητα από το ποιο εφελκύεται και ποιο θλίβεται.



Σχήμα 5.10: Σύνδεση οριζόντιου δικτυώματος με κεντρικό δοκάρι.

Τα δοκάρια διαστασιολογούνται ώστε να μπορούν να παραλάβουν δύναμη εκτροπής ίση προς μικρό ποσοστό της μεταφερόμενης από το εξασφαλιζόμενο πέλμα θλιπτικής δύναμης. Το ποσοστό αυτό λαμβάνεται κατά τους βρετανικούς κανονισμούς ίσο προς 2,5% και διαστασιολογείται η εφελκυσμένη μόνο δοκός.

$$N_1 = \frac{M_{ed}}{h - t_f} = \frac{310500}{90 - 3,5} \Rightarrow N_1 = 3325 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{b \times t_f}{A} \times N_{ed} = \frac{30 \times 3,5}{371,30} \times 136,37 \Rightarrow N_2 = 136 \text{ kN}$$

$$N_{oz} = N_1 + N_2 \Rightarrow N_{oz} = 3461 \text{ kN} \quad \xrightarrow{2,5\%} N_{ed} = 86,5 \text{ kN}$$

Επιλέγεται διατομή L60x60x6 και κοχλίας M20 ποιότητας 8.8 με  $e_1=55\text{mm}$

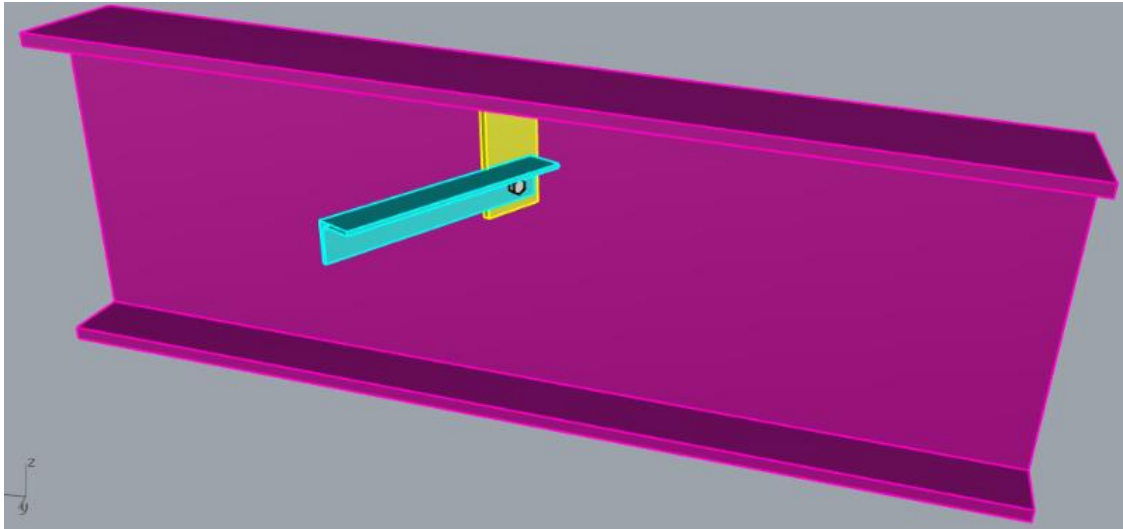
$$N_{u,Rd} = \frac{2 \times (e_2 - 0,5 \times d_0) \times t \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \times (3 - 0,5 \times 2,2) \times 0,6 \times 51}{1,25} \Rightarrow N_{u,Rd} = 93 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{n \times a_v \times A \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \times 0,60 \times \pi \times 2,0^2 \times 80}{1,25 \times 4} = 120 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t_{\min}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \times 0,83 \times 51 \times 2,0 \times 0,6}{1,25} = 101 \text{ kN}$$



Το γωνιακό στην άλλη άκρη του συνδέεται πάνω στον κορμό του ζυγώματος κοχλιωτά με την βοήθεια ελάσματος το οποίο έχει συγκολληθεί πάνω στο κορμό στο εργοστάσιο. Για το ύψος που θα τοποθετηθεί το γωνιακό έχουμε προβλέψει να μην εμποδίζει την διέλευση του διαγώνιου συνδέσμου δυσκαμψίας, η σύνδεση του οποίου φαίνεται στο Σχήμα 5.2.



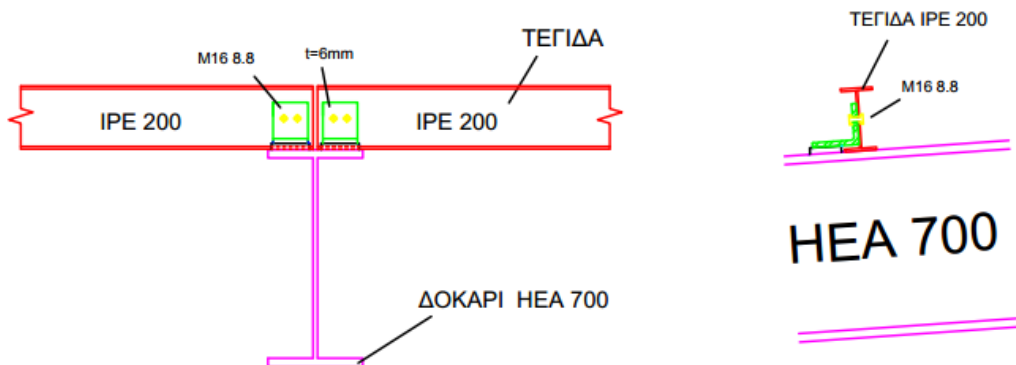
Σχήμα 5.11: Σύνδεση οριζώντιου δικτυώματος με ζύγωμα.

## 5.7 Σύνδεση τεγίδας

Οι τεγίδες εδράζονται στο άνω πέλμα του ζυγώματος και η σύνδεσή τους πραγματοποιείται κοχλιωτά με δύο κοχλίες M16 ποιότητας 8.8 και με την βοήθεια γωνιακού ελάσματος πάχους  $t=6\text{mm}$  το οποίο συγκολλάται πάνω στο ζύγωμα στο εργοστάσιο.

Από την στιγμή που η τεγίδα συνδέεται αμφιαρθρωτά πάνω στο ζύγωμα η σύνδεσή της δεν καταπονείται από ροπή παρά μόνο από τέμνουσα και αξονική. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για την τεγίδα '602' προέρχονται από τον συνδυασμό COMB 3 και είναι  $V_{ed}=19,38\text{kN}$  ( $F_y$ ) και  $N_{ed}=40,52\text{kN}$  ( $F_x$ )

Στο Σχήμα 5.12 φαίνεται η τυπική σύνδεση μιας τεγίδας του κτιρίου.



Σχήμα 5.12: Τυπική σύνδεση τεγίδας με ζύγωμα

$$F_{v,Ed} = \sqrt{(F_x/2)^2 + (F_y/2)^2} = \sqrt{(40,52/2)^2 + (19,38/2)^2} \Rightarrow F_{v,Ed} = 22,45 \text{ kN}$$

#### Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

$$F_{v,Rd} = \frac{n \times a_v \times A \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} \times m = \frac{1 \times 0,60 \times \pi \times 1,6^2 \times 80}{1,25 \times 4} = 77 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 22,45 \text{ kN}$$

#### Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$\text{Κατά x-x: } a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{32,5}{3 \times 18}; \frac{45}{3 \times 18} - 0,25; \frac{80}{51}; 1 \right\} = 0,58$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \frac{50}{18} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t_{\min}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \times 0,58 \times 51 \times 1,6 \times 0,56}{1,25} = 53 \text{ kN} > F_x/2 = 20,26 \text{ kN}$$

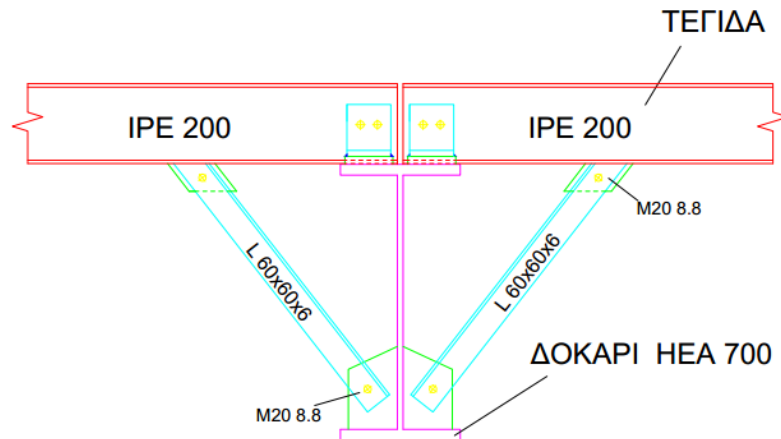
$$\text{Κατά y-y: } a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{50}{3 \times 18}; \frac{80}{51}; 1 \right\} = 0,65$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \frac{65}{18} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t_{\min}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \times 0,65 \times 51 \times 1,6 \times 0,56}{1,25} = 59 \text{ kN} > F_{y/2} = 9,69 \text{ kN}$$

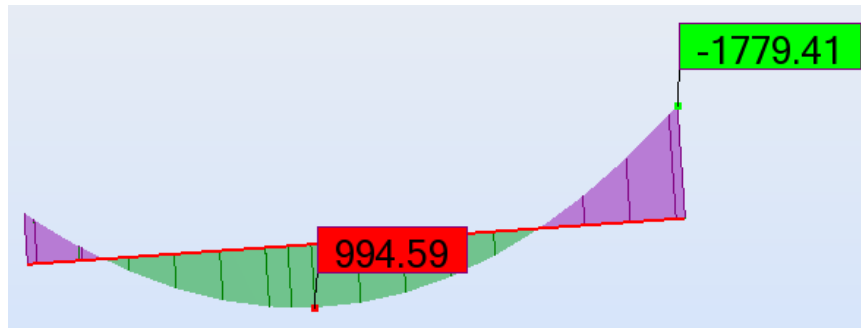
Οι τεγίδες με το να εδράζονται στο άνω πέλμα του ζυγώματος το εξασφαλίζουν πλευρικά για θετικές ροπές κατά τις οποίες αυτό θλίβεται.

Προκειμένου οι τεγίδες να είναι σε θέση να εξασφαλίσουν πλευρικά και το κάτω πέλμα όταν αυτό θλίβεται χρησιμοποιούνται δύο αντηρίδες με διατομή από γωνιακά που συνδέονται στο κάτω πέλμα με την βοήθεια ενός ελάσματος και απολήγουν άνω στις εκατέρωθεν τεγίδες (Σχήμα 5.14)



Σχήμα 5.14: Σύνδεση πλευρικής εξασφάλισης του κάτω πέλματος του ζυγώματος.

Στο Σχήμα 5.15 παρουσιάζεται το διάγραμμα ροπών του ζυγώματος '21' για φορτία λόγω του συνδυασμού COMB 1.



Σχήμα 5.15: Διάγραμμα ροπών ζυγώματος

Ομοίως με πριν το ζεύγος των αντηρίδων διαστασιολογείται έτσι ώστε να μπορεί να παραλάβει το 2% της αξονικής δύναμης που περνάει από το κάτω θλιβόμενο πέλμα.

$$N_1 = \frac{M_{ed}}{h - t_f} = \frac{177941}{69 - 2,7} \Rightarrow N_1 = 2683 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{b \times t_f}{A} \times N_{ed} = \frac{30 \times 2,7}{260,5} \times 136,37 \Rightarrow N_2 = 42,40 \text{ kN}$$

$$N_{o\lambda} = N_1 + N_2 \Rightarrow N_{o\lambda} = 2726 \text{ kN} \quad \xrightarrow{2,5\%} N_{ed} = 68 \text{ kN}$$

Επιλέγεται διατομή L60x60x6 και κοχλίας M20 ποιότητας 8.8 με  $e_1=55\text{mm}$ .

$$N_{u,Rd} = \frac{2 \times (e_2 - 0,5 \times d_0) \times t \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \times (3 - 0,5 \times 2,2) \times 0,6 \times 51}{1,25} \Rightarrow N_{u,Rd} = 93 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{n \times a_v \times A \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \times 0,60 \times \pi \times 2,0^2 \times 80}{1,25 \times 4} = 120 \text{ kN}$$

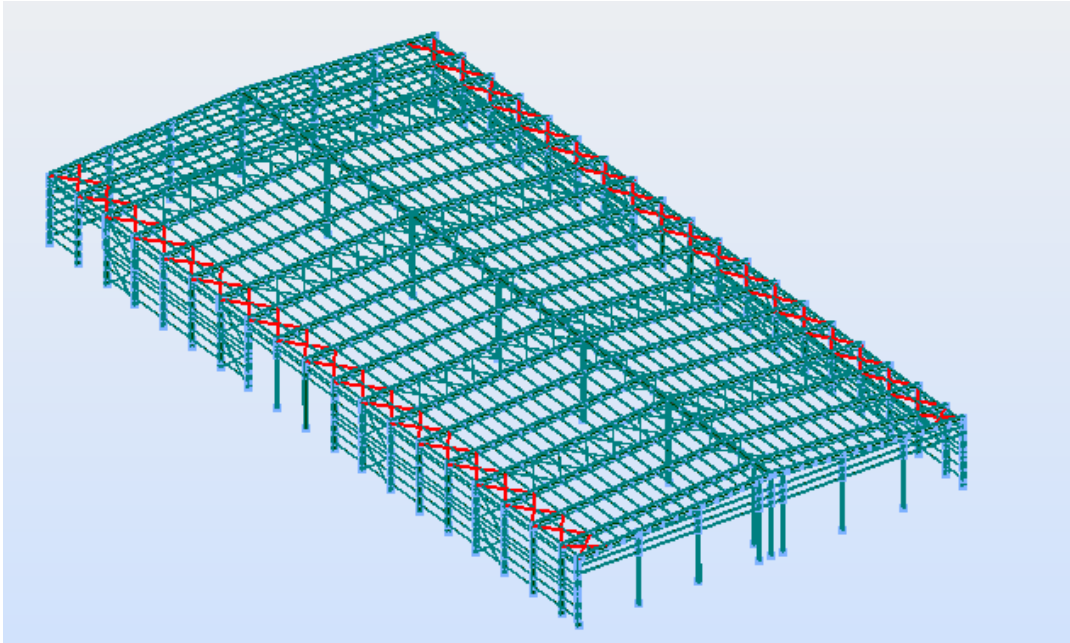
$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t_{\min}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \times 0,83 \times 51 \times 2,0 \times 0,6}{1,25} = 101 \text{ kN}$$

## 6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
3. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.,(2013): «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
4. Βάγιας Ι. (2003):«Σιδηρές κατασκευές Ανάλυση και διαστασιολόγηση» Εκδόσεις Κλειδάριθμος
5. Ερμόπουλος Ι.(2005): «Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών: Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
6. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
7. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3:Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού , CEN, Ιούλιος 2003
8. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
9. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
10. EN-1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Απρίλιος 2004
11. Ο.Α.Σ.Π.-Σ.Π.Μ.Ε (2001): Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ 2000)
12. Ηλεκτρονικές σημειώσεις μαθημάτων: Σιδηρές κατασκευές Ι και Σιδηρές κατασκευές ΙΙ
13. <http://www.corus-kalpinis-simos.gr/>

## Παράρτημα Α. Εναλλακτική διάταξη

Λόγω των μεγάλων διαστάσεων του κτιρίου κατά την διαστασιολόγηση δοκιμάστηκε να τοποθετηθούν δύο σειρές πρόσθετων βοηθητικών οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας κατά μήκος του κτιρίου στις δύο άκρες τις στέγης όπως στο Σχήμα Α.1



Σχήμα Α.1: Εναλλακτική διάταξη

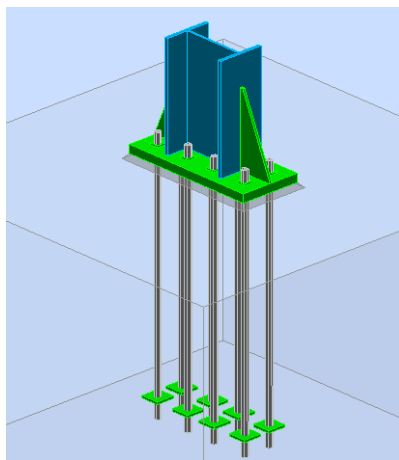
Τα αποτελέσματα όμως της ανάλυσης δεν έδωσα ούτε ευνοϊκότερα εντατικά μεγέθη ούτε σημαντικά μικρότερες παραμορφώσεις. Η συμβολή των βοηθητικών συνδέσμων ήταν στη ομοιομορφοποίηση των παραμορφώσεων των κεφαλών των υποστυλωμάτων αλλά δεν κρίθηκε ικανή για να χρησιμοποιηθεί αυτή η διάταξη.

## Παράρτημα Β. Θεμελίωση

Ο υπολογισμός των θεμελίων έγινε με την βοήθεια του προγράμματος Robot και με βάσεις τις διατάξεις του EN 1993-1-8:2005/AC:2009.

### Θεμέλιο υποστυλώματος πλαισίου

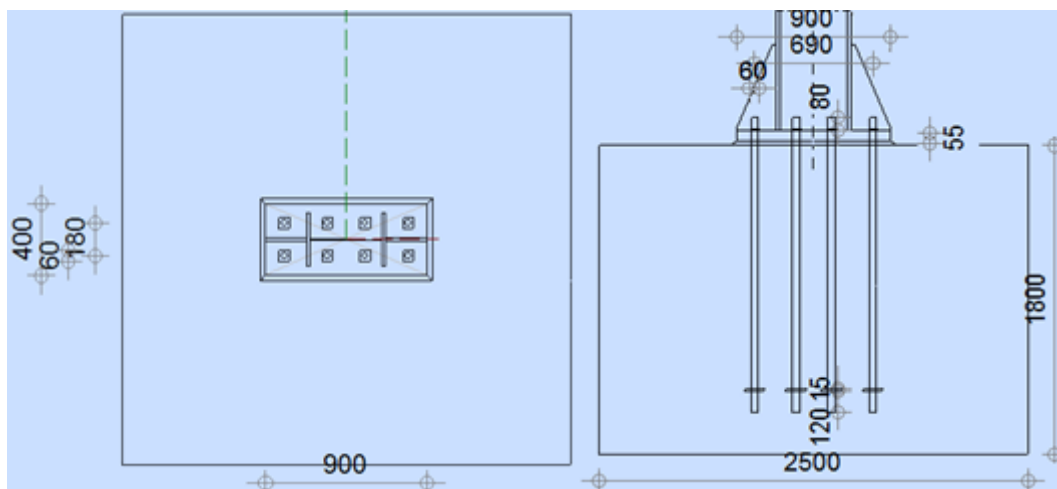
Όπως έχουμε αναφέρει και στην παράγραφο 2.1.1 τα ακραία υποστυλώματα των πλαισίων είναι πακτωμένα εντός του επιπέδου του πλαισίου (διεύθυνση Y) και αρθρωτά εκτός αυτού. Μία τρισδιάστατη εικόνα του θεμελίου παρουσιάζεται στο Σχήμα Β.1



Σχήμα Β.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση θεμελίου υποστυλώματος

Τα υποστυλώματα είναι διατομής HEA450 με μέγιστα εντατικά μεγέθη  $N_{ed}=101,7\text{kN}$   $M_{ed}=533,42\text{kN}$   $V_{ed}=30\text{kN}$  προερχόμενα από τον συνδυασμό COMB 12.

Η πλάκα έδρασης έχει διαστάσεις 900mm x 400mm πάχος  $t=55\text{mm}$  και το θεμέλιο 2500mm x 2500mm x 1800mm και κατασκευάζεται από σκυρόδεμα ποιότητας C30/37. Για την κοχλίωση επιλέγονται 8 αγκύρια M42 ποιότητας 8.8.



Σχήμα Β.2: Κάτοψη και όψη θεμελίου

## RESULTS

### COMPRESSION ZONE

#### COMPRESSION OF CONCRETE

$c =$	94	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} =$	40,00	[MPa]	Design bearing resistance	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n} =$	10549,95	[kN]	Bearing resistance of concrete for compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	4437,22	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending $M_y$	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	3333,78	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending $M_z$	[6.2.8.3.(1)]

#### COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} =$	1962,29	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{t,y} =$	505	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} =$	3887,92	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]
$M_{c,Rd,z} =$	351,95	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{t,z} =$	200	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} =$	1759,77	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

#### RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	10549,95	[kN]	Resistance of a spread footing for axial compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{c,Rd,y} =$	3887,92	[kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{c,Rd,z} =$	1759,77	[kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]

### TENSION ZONE

#### STEEL FAILURE

$F_{t,Rd,s1} =$	548,35	[kN]	Anchor resistance to steel failure	[Table 3.4]
$F_{t,Rd,s2} =$	597,33	[kN]	Anchor resistance to steel failure	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$				
$F_{t,Rd,s} =$	548,35	[kN]	Anchor resistance to steel failure	

#### PULL-OUT FAILURE

$F_{t,Rd,p} =$	1988,34	[kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.3]
----------------	---------	------	------------------------	-------------

#### CONCRETE CONE FAILURE

$N_{Rk,c}^0 =$	883,43	[kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.4]
$F_{t,Rd,c} =$	444,21	[kN]	Design anchor resistance to concrete cone failure	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

#### SPLITTING FAILURE

$N_{Rk,c}^0 =$	2386,49	[kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.5]
$F_{t,Rd,sp} =$	516,34	[kN]	Design anchor resistance to splitting of concrete	CEB [9.2.5]

#### TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$				
$F_{t,Rd} =$	444,21	[kN]	Tensile resistance of an anchor	

#### BENDING OF THE BASE PLATE

$F_{t,pl,Rd,y} =$	888,42	[kN]	Tension resistance of a plate	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} =$	1776,85	[kN]	Tension resistance of a plate	[6.2.4]

#### TENSILE RESISTANCE OF A COLUMN WEB

$F_{t,wc,Rd,z} =$	1158,53	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.3.(1)]
-------------------	---------	------	-----------------------	---------------

## RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} = 888,42$ [kN]	Resistance of a column base in the tension zone		[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$			
$F_{T,Rd,z} = 1158,53$ [kN]	Resistance of a column base in the tension zone		[6.2.8.3]

## CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,01 < 1,00$	verified	(0,01)
$M_{j,Rd,y} = 557,53$ [kN*m]	Connection resistance for bending		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,96 < 1,00$	verified	(0,96)
$M_{j,Rd,z} = 0,01$ [kN*m]	Connection resistance for bending		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,03 < 1,00$	verified	(0,03)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,99 < 1,00$	verified	(0,99)

## SHEAR

### BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

$F_{1,vb,Rd,y} = 1809,50$ [kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate		[6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z} = 1727,25$ [kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate		[6.2.2.(7)]

### SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$F_{2,vb,Rd} = 219,90$ [kN]	Shear resistance of a bolt - without lever arm		[6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm} = 45,93$ [kN]	Shear resistance of a bolt - with lever arm		CEB [9.3.1]

### CONCRETE PRY-OUT FAILURE

$F_{v,Rd,cp} = 888,42$ [kN]	Concrete resistance for pry-out failure		CEB [9.3.1]
-----------------------------	---	--	-------------

### CONCRETE EDGE FAILURE

$F_{v,Rd,c,y} = 1100,31$ [kN]	Concrete resistance for edge failure		CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = 1391,71$ [kN]	Concrete resistance for edge failure		CEB [9.3.1]

### SPLITTING RESISTANCE

$F_{f,Rd} = 30,51$ [kN]	Slip resistance		[6.2.2.(6)]
-------------------------	-----------------	--	-------------

### SHEAR CHECK

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 397,92$ [kN]	Connection resistance for shear		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	verified	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 397,92$ [kN]	Connection resistance for shear		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,08 < 1,00$	verified	(0,08)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,08 < 1,00$	verified	(0,08)

## STIFFENER CHECK

### Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

$\sigma_d = 7,72$ [MPa]	Normal stress on the contact surface between stiffener and plate		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 81,94$ [MPa]	Normal stress in upper fibers		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 113,33$ [MPa]	Tangent stress in a stiffener		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 196,45$ [MPa]	Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,59 < 1,00$	verified	(0,59)



## WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_{\perp}$	45,40	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp}$	45,40	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII}$	0,00	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII}$	-1,45	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W$	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,13 < 1,00	verified (0,13)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,22 < 1,00	verified (0,22)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,19 < 1,00	verified (0,19)

## VERTICAL WELDS OF STIFFENERS

### Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

$\sigma_{\perp}$	90,16	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp}$	90,16	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II}$	85,00	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z$	232,78	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_W$	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,56 < 1,00	verified (0,56)

## TRANSVERSAL WELDS OF STIFFENERS

### Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

$\sigma_{\perp}$	130,66	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp}$	130,66	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II}$	111,33	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z$	324,77	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_W$	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,78 < 1,00	verified (0,78)

## CONNECTION STIFFNESS

### Bending moment $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y}$	36	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
$k_{15,y}$	100	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$k_{18,y}$	4	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,y}$	0,66		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y}$	101076,38	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[Table 6.12]
$S_{j,rig,y}$	422574,82	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$			SEMI-RIGID	[5.2.2.5.(2)]

### Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z}$	36	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
$k_{15,z}$	80	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$k_{18,z}$	4	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,z}$	1,71		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z}$	149441,94	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z}$	62770,08	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$			RIGID	[5.2.2.5.(2)]

## WEAKEST COMPONENT:

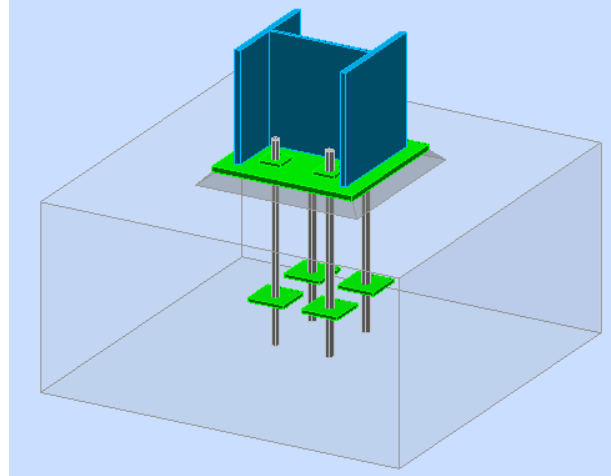
FOUNDATION - CONCRETE CONE PULL-OUT FAILURE

Connection conforms to the code

Ratio 0,99

### Θεμέλιο υποστυλώματος πρόσοψης

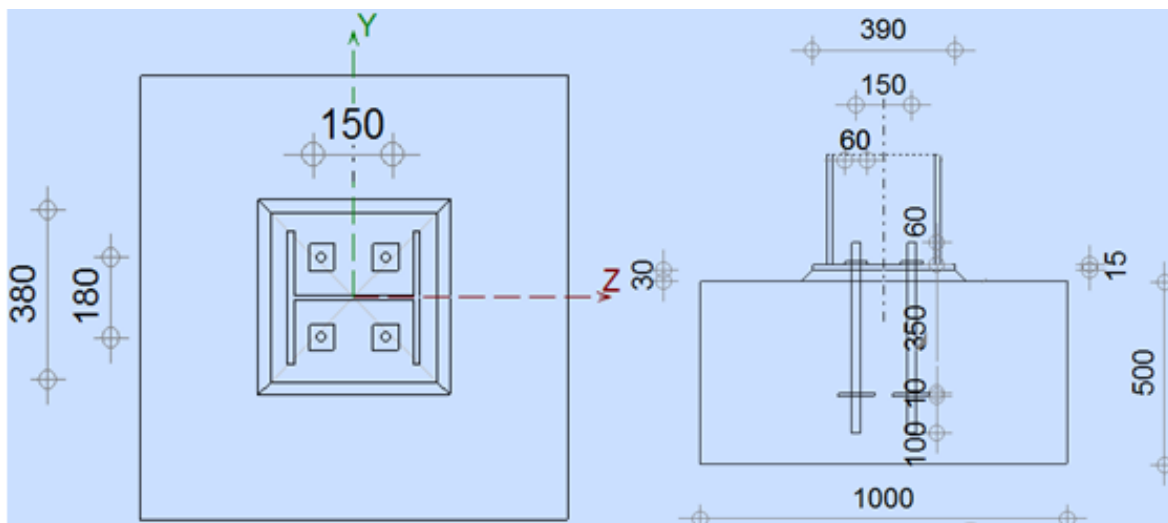
Όπως έχουμε αναφέρει και στην παράγραφο 2.1.8 τα υποστυλώματα πρόσοψης κατασκευάζονται από διατομή ΗΕΑ320 και είναι αρθρωτά στην βάση τους. Μια τρισδιάστατη απεικόνιση του θεμελίου παρουσιάζεται στο Σχήμα Β.3.



Σχήμα Β.3: Τρισδιάστατη απεικόνιση θεμελίου υποστυλώματος πρόσοψης.

Τα υποστυλώματα της πρόσοψης συνδέονται μέσω κύλησης στην κορυφή τους με το ζύγωμα, αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να καταπονούνται μόνο καμπτικά από τον άνεμο και η θεμελίωση τους να καταπονείται μόνο από αξονική  $N_{ed}=21,9\text{kN}$  και τέμνουσα  $V_{ed}=32,4\text{kN}$ .

Η πλάκα έδρασης έχει διαστάσεις 390mm x 380mm x 15mm το θεμέλιο 1000mm x 1000mm x 500mm και για την σύνδεσή του χρησιμοποιούνται 4 αγκύρια Μ24 8.8 που τοποθετούνται ενδιάμεσα από τα πέλματα κ εκατέρωθεν του κορμού.



Σχήμα Β.4: Κάτοψη και όψη θεμελίου

## RESULTS

### COMPRESSION ZONE

#### COMPRESSION OF CONCRETE

$c =$	26	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} =$	40,00	[MPa]	Design bearing resistance	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n} =$	2438,58	[kN]	Bearing resistance of concrete for compression	[6.2.8.2.(1)]

#### RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	2438,58	[kN]	Resistance of a spread footing for axial compression	[6.2.8.2.(1)]

### CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,01 < 1,00	verified	(0,01)
---------------------------------------	-------------	----------	--------

### SHEAR

#### BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

$F_{1,vb,Rd,y} =$	352,80	[kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate	[6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z} =$	352,80	[kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate	[6.2.2.(7)]

#### SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$F_{2,vb,Rd} =$	71,80	[kN]	Shear resistance of a bolt - without lever arm	[6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm} =$	43,87	[kN]	Shear resistance of a bolt - with lever arm	CEB [9.3.1]

#### CONCRETE PRY-OUT FAILURE

$F_{v,Rd,cp} =$	571,07	[kN]	Concrete resistance for pry-out failure	CEB [9.3.1]
-----------------	--------	------	---	-------------

#### CONCRETE EDGE FAILURE

$F_{v,Rd,c,y} =$	673,75	[kN]	Concrete resistance for edge failure	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} =$	656,23	[kN]	Concrete resistance for edge failure	CEB [9.3.1]

#### SPLITTING RESISTANCE

$F_{f,Rd} =$	6,57	[kN]	Slip resistance	[6.2.2.(6)]
--------------	------	------	-----------------	-------------

#### SHEAR CHECK

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,y} =$	182,04	[kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	verified	(0,00)	

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,z} =$	182,04	[kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,18 < 1,00	verified	(0,18)	

### WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_{\perp} =$	1,11	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	1,11	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,07	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	9,63	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)	0,00 < 1,00	verified	(0,00)	
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	0,01 < 1,00	verified	(0,01)	
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	0,04 < 1,00	verified	(0,04)	

### WEAKEST COMPONENT:

FOUNDATION - BEARING PRESSURE ONTO CONCRETE

Connection conforms to the code

Ratio 0,18

