

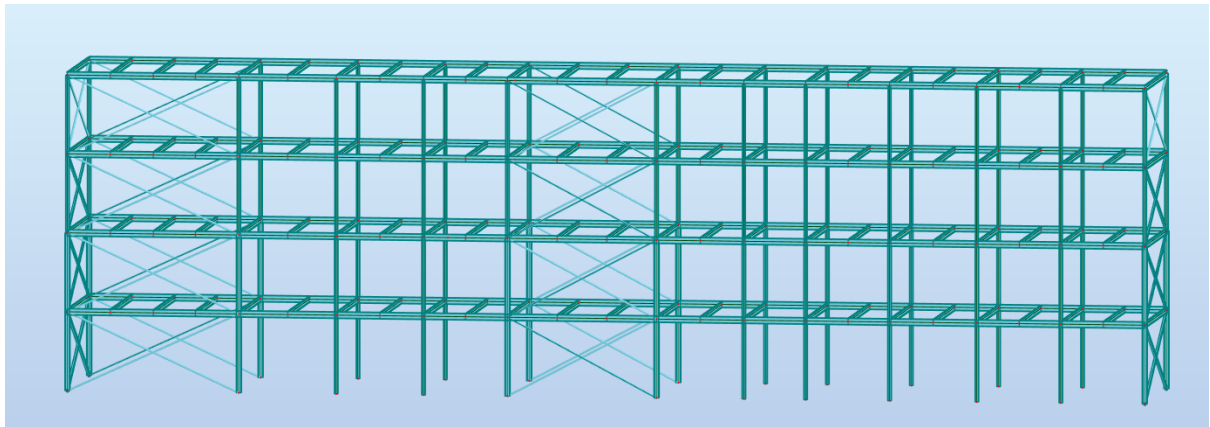


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός 4όροφης κατοικίας με χιαστί  
συνδέσμους δυσκαμψίας από χάλυβα και  
οπλισμένο σκυρόδεμα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μαργαρίτα-Γεωργία Καλλιμογιάννη

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Λέκτορας Ε.Μ.Π

Αθήνα, Μάρτιος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/12



Καλλιμογιάννη Μ.Γ (2020).  
Σχεδιασμός 4όροφης κατοικίας με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας από χάλυβα και  
οπλισμένο σκυρόδεμα  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/12  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Kallimogianni M.G. (2020).  
Design of a four-storey steel and reinforced concrete residential building with vertical  
concentric bracings  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/12  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	2
Abstract .....	3
Ευχαριστίες .....	4
1 Εισαγωγή .....	5
1.1 Γενικά .....	5
1.2 Περιγραφή της κατασκευής και του χωρικού προσομοιώματος της .....	6
1.3 Υλικά .....	7
2 Δράσεις Σχεδιασμού – Συνδυασμοί Δράσεων .....	10
2.1 Γενικά .....	10
2.2 Μόνιμα φορτία .....	10
2.3 Κινητά φορτία .....	11
2.4 Φορτία χιονιού .....	12
2.5 Δράσεις Ανέμου .....	14
2.5.1 Κατανομή Πίεσης Ανέμου σε Κατακόρυφες Επιφάνειες .....	14
2.5.2 Πιέσεις σε οριζόντια στέγη .....	23
2.6 Σεισμικές Δράσεις .....	26
2.7 Συνδυασμοί δράσεων .....	29
3 Διαστασιολόγηση Κατασκευής .....	35
3.1 Γενικά .....	35
3.2 Σύμμικτες πλάκες .....	36
3.3 Σύμμικτες δοκοί .....	42
3.4 Σύμμικτες διαδοκίδες .....	48
3.5 Υποστυλώματα .....	56
3.6 Κατακόρυφοι Χιαστί σύνδεσμοι Δυσκαμψίας .....	61
3.6.1 Περιγραφή διαδικασίας διαστασιολόγησης .....	61
3.6.2 Υπολογισμός του συντελεστή ευαισθησίας .....	62
3.6.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών .....	63
3.6.4 Ικανοποίηση κριτηρίου ομοιόμορφης πλαστιμότητας καθ' ύψος .....	64
4 Συνδέσεις .....	69
4.1 Κόμβος υποστυλώματος- Κύριας Δοκού .....	69
4.2 Κόμβος υποστυλώματος – διαδοκίδας .....	75
4.3 Κόμβος Κύριας Δοκού – Διαδοκίδας .....	80
4.4 Κόμβος υποστυλώματος -Κατακόρυφου συνδέσμου .....	85
5 Συμπεράσματα .....	88
6 Βιβλιογραφία .....	89

## **Σχεδιασμός 4οροφης κατοικίας με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα**

Καλλιμογιάννη Μ. Γ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

### **Περίληψη**

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

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της κατασκευής υλοποιήθηκε με την βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk, στο οποίο αναπτύχθηκε το προσομοίωμα του φέροντος οργανισμού του κτιρίου. Η μελέτη των δράσεων επί της κατασκευής, μονίμων, μεταβλητών και σεισμικών, βασίστηκε στις ισχύουσες διατάξεις των Ευρωκωδίκων. Συγκεκριμένα στο προσομοίωμα εφαρμόστηκαν οι δράσεις που καταπονούν την κατασκευή και πραγματοποιήθηκαν συνδυασμοί δράσεων σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας καθώς και οι σεισμικοί συνδυασμοί. Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης πραγματοποιήθηκε η διαστασιολόγηση των μελών, ώστε να ικανοποιούνται οι διατάξεις που αναφέρονται στους Ευρωκώδικες και η τελική επιλογή των μελών να αποτελεί το βέλτιστο σχεδιασμό του κτιρίου.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2020/12

**Design of a four-storey steel and reinforced concrete residential building  
with vertical concentric bracings**

Kallimogianni M. G. (supervised by Thanopoulos P.)

**Abstract**

The subject of the diploma thesis is the design and structural analysis of a four-storey residential building. The bearing structure consists of composite beams, girders and slabs, steel columns and vertical concentric bracings.

The structural analysis and the steel design were performed by modeling the bearing structure of the building, in the structural software named “Robot Structural Analysis” by Autodesk. The permanent, variable and seismic actions to be considered in the design are based on the current Eurocode regulations. In particular, the actions were applied to the structural model and the Ultimate Limit State and Seismic Combinations were created. Based on the analysis results, the dimensioning of the structural elements was conducted with respect to the Eurocode regulations, while the final selection of the components was performed following optimal building design principles.

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, Λέκτορα του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, κ. Παύλο Θανόπουλο, για την εξαιρετική συνεργασία, επίβλεψη και υποδειγματική καθοδήγηση που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της συγκεκριμένης εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Τάσο Αβραάμ, Επίκουρο Καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, καθώς και τον κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, Επίκουρο Καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για την συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου εργασίας.

Τέλος, ευχαριστώ τους γονείς μου, Παναγιώτη και Αγγελική, και τον αδερφό μου Γρηγόρη, για την υποστήριξή τους σε όλη την διάρκεια των σπουδών μου.



# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

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

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

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

Για την προσομοίωση της κατασκευής έγινε χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional της Autodesk καθώς και των προγραμμάτων SymDeck Designer 2 της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ και ArcelorMittal Beams Calculator.

Στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο, παρουσιάζεται μια γενική περιγραφή της κατασκευής που σχεδιάζεται στην παρούσα διπλωματική και του χωρικού προσομοιώματός της στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis Professional. Επιπροσθέτως, παρουσιάζονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για το συγκεκριμένο έργο, καθώς και οι ιδιότητες αυτών.

Στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρατίθενται γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου, δίνονται οι απαιτήσεις των Ευρωκωδίκων και επισημαίνονται οι συντελεστές. Επίσης, παρουσιάζονται όλα τα φορτία της κατασκευής, οι οριακές καταστάσεις και οι συνδυασμοί των φορτίσεων για τον υπολογισμό της περιβάλλουσας. Τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής επιβλήθηκαν ως επιφανειακά φορτία με την χρήση των claddings-αβαρείς επιφάνειες φόρτισης, οι οποίες μεταφέρουν τα φορτία στις διαδοκίδες, των οποίων ο κύριος ρόλος είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτιών στις κύριες δοκούς. Ο άνεμος ο οποίος θεωρήσαμε ότι έχει βασική ταχύτητα τα 27m/s, σε έδαφος κατηγορίας VI, επιβλήθηκε στα περιμετρικά – εξωτερικά υποστυλώματα του κτιρίου και στις τέσσερις διευθύνσεις, σύμφωνα με την θέση του και το εμβαδόν επιρροής τους. Οι ανεμοπιέσεις οροφής επιβλήθηκαν στις διαδοκίδες του τέταρτου ορόφου.

Στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση των πλακών, διαδοκίδων, κύριων δοκών, υποστυλωμάτων και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας της κατασκευής. Αναλυτικότερα γίνεται μια παρουσίαση του προγράμματος Robot Structural Analysis και αναλύονται τα βήματα που ακολουθήθηκαν με σκοπό την άρτια προσομοίωση του κτιρίου στο πρόγραμμα. Επίσης πραγματοποιείται ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών, ο έλεγχος επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης, καθώς και ο ικανοτικός έλεγχος που ορίζει ο Ευρωκώδικας. Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου χρησιμοποιείται η δυναμική φασματική μέθοδος, με χρήση του φάσματος του EC8 για σεισμό με επιτάχυνση αναφοράς 0,24g και δείκτη συμπεριφοράς  $q=4$ . Επιπρόσθετα παρατίθεται η διαστασιολόγηση των πλακών της κατασκευής με χρήση του SymDeck Designer και η διαστασιολόγηση των σύμμικτων διατομών με χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator.

Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο διαμορφώνονται τέσσερις βασικές συνδέσεις του κτιρίου μεταξύ κύριας – δευτερεύουσας δοκού, κύριων δοκών- υποστύλωμα, δευτερευουσών δοκών- υποστύλωμα και συνδέσμου δυσκαμψίας- υποστύλωμα.

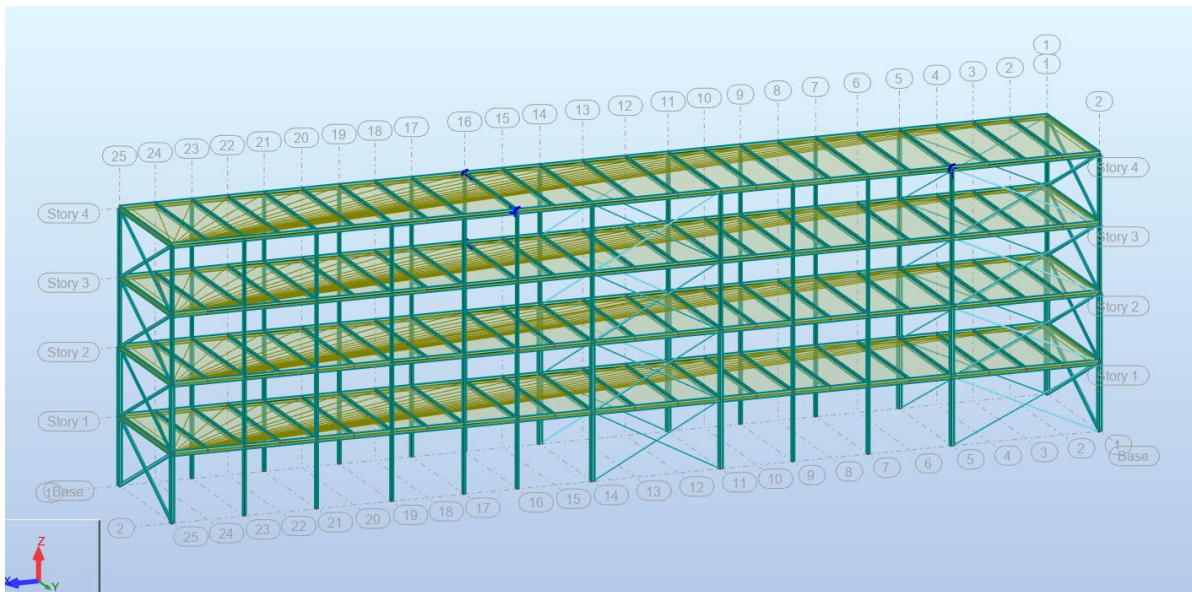
## 1.2 Περιγραφή της κατασκευής και του χωρικού προσομοιώματος της

Ο φορέας έχει συνολικό ύψος 14m και αποτελείται από τέσσερις ορόφους εκ των οποίων ο τέταρτος αποτελεί βατή στέγη. Το ύψος και των τεσσάρων ορόφων είναι ίσο με 3,5m. Σε κάτοψη, οι δύο πλευρές του είναι παράλληλες στους δύο καθολικούς άξονες X και Y με διαστάσεις 48,13m και 7,3m αντίστοιχα.

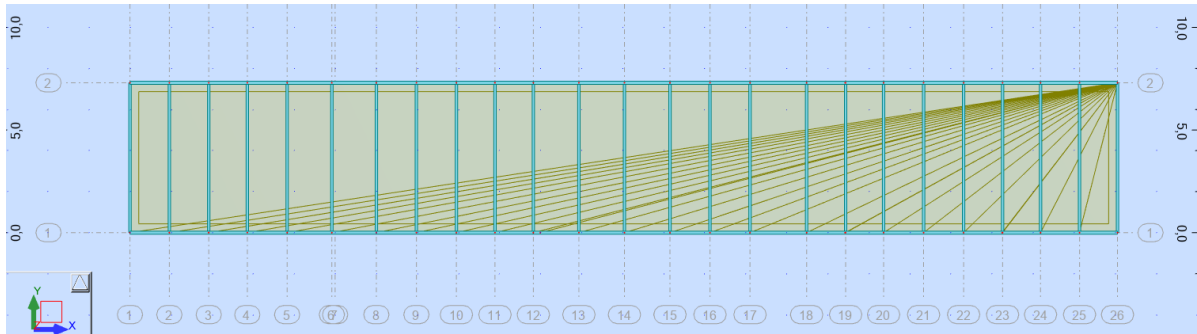
Ο φορέας αποτελείται από μεταλλικές δοκούς, οι οποίες έχουν σύμμικτη λειτουργία με την πλάκα σκυροδέματος των ορόφων με τις οποίες συνδέονται διατμητικά, μεταλλικά υποστρώματα και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα οι οποίοι τοποθετήθηκαν για να εξασφαλίσουν την απαιτούμενη πλευρική δυσκαμψία της κατασκευής. Λόγω της αδυναμίας του προγράμματος Robot να λάβει τη σύμμικτη δράση χάλυβα-σκυροδέματος, στο προσομοίωμα πραγματοποιήθηκε εισαγωγή μόνο των χαλύβδινων στοιχείων του φορέα και δεν εισήχθη η πλάκα. Ωστόσο, προσομοιώθηκε η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας με την εφαρμογή rigid links τα οποία δεσμεύουν τις οριζόντιες μετακινήσεις  $u_x$  και  $u_y$ .

Τα πλαίσια και στις δύο καθολικές κατευθύνσεις X και Y διαμορφώνεται με απλές συνδέσεις και κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Τα πλαίσια στην διεύθυνση X αποτελούνται από έντεκα ζυγώματα και απέχουν μεταξύ τους 7,3m ενώ στην διεύθυνση Y από ένα ζυγώμα και η απόσταση μεταξύ τους δεν είναι σταθερή.

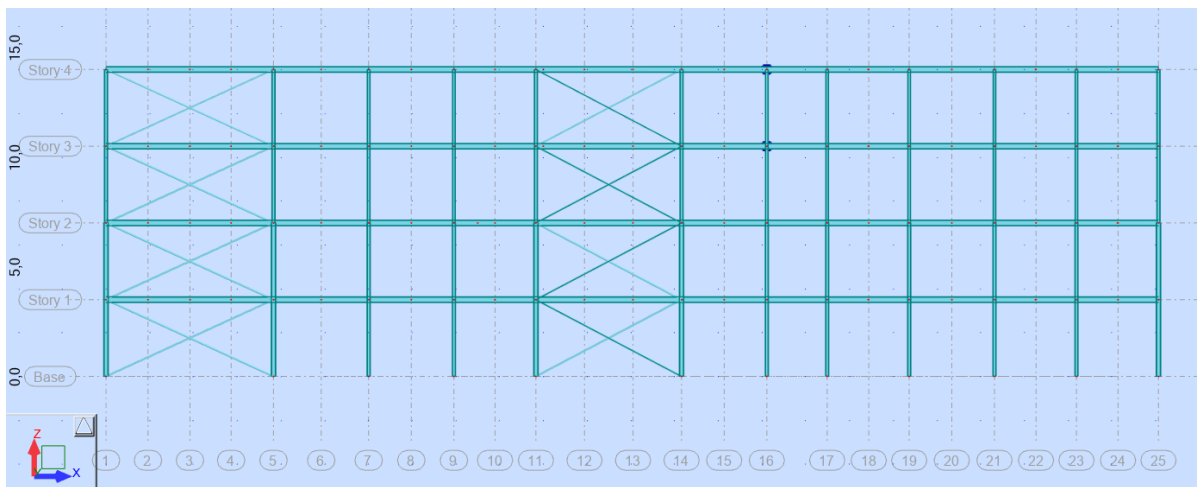
Για την άσκηση των επιφανειακών φορτίων δημιουργήθηκαν οριζόντιες αβαρείς επιφάνειες, claddings, σε κάθε στάθμη οροφών.



Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα.



Σχήμα 1.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου.



Σχήμα 1.3: Όψη φορέα κατά τον καθολικό άξονα X.

### 1.3 Υλικά

#### Δομικός χάλυβας

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

#### Χαρακτηριστικά:

- Ειδικό βάρος  $\gamma_s=78,5\text{kN/m}^3$
- Μέτρο Ελαστικότητας  $E=210000\text{MP}_a$
- Λόγος Poisson  $\nu =0,3$
- Μέτρο διάτμησης  $G = E/[2 \cdot (1 + \nu)]=81000\text{MP}_a$
- Συντελεστής Θερμικής Συστολής  $\alpha =12 \times 10^{-6}$
- Όριο διαρροής  $f_y=355\text{MP}_a$
- Εφελκυστική αντοχή  $f_u=510\text{MP}_a$

### Σκυρόδεμα

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

- Μέτρο ελαστικότητας  $E=29 \text{ GPa}$
- Ειδικό βάρος  $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$
- Αντοχή  $f_{ck}=20 \text{ MPa}$

### Χαλυβδόφυλλο

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

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



Σχήμα 1.2: Απεικόνιση γεωμετρικών χαρακτηριστικών χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73.

### Ποιότητα Κοχλιών

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

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

### Χάλυβας οπλισμών

Στον σχεδιασμό των σύμμικτων δοκών χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμών B500C με όριο διαρροής  $f_{ys}=500 \text{ MPa}$ . Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος είναι τα ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα. Τάση σχεδιασμού:  $f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s$ ,  $\gamma_s=1,15$

### *Διατμητικοί ήλοι*

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος στις σύμμικτες δοκούς της κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλης διάταξης διατμητικών συνδέσμων. Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής TRW Nelson KB  $\frac{3}{4}$ ''-125 που αποτελούν και τον συνηθέστερο τύπο, με διάμετρο  $d=19\text{mm}$  και εφελκυστική αντοχή  $f_u=450\text{MPa}$ .

## 2 Δράσεις Σχεδιασμού – Συνδυασμοί Δράσεων

### 2.1 Γενικά

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

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

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

Με βάση την μεταβολή τους στο χρόνο, οι δράσεις κατατάσσονται σε:

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

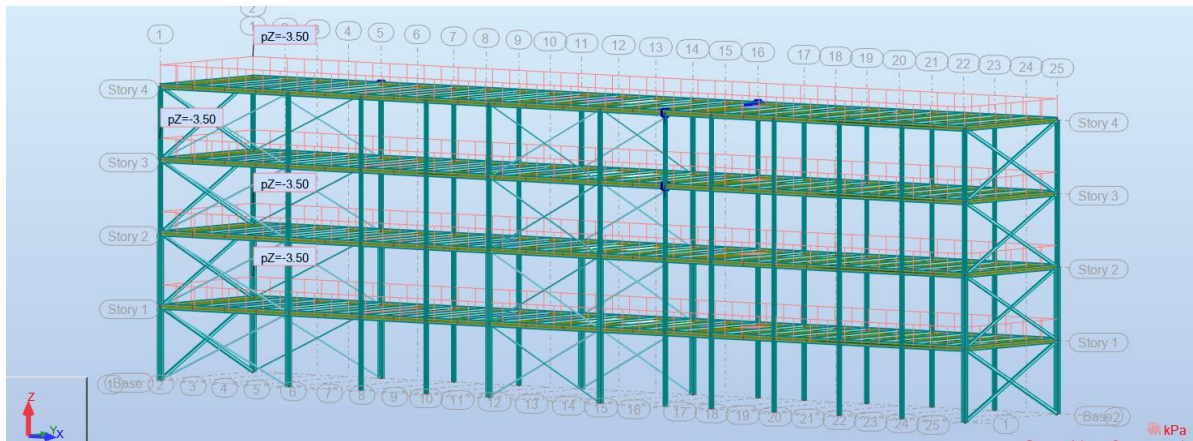
Επιπρόσθετα οι δράσεις κατατάσσονται με βάση την προέλευση τους σε άμεσες και έμμεσες, τη χωρική τους μεταβολή σε σταθερές ή ελεύθερες και τη φύση τους στατικές ή δυναμικές.

### 2.2 Μόνιμα φορτία

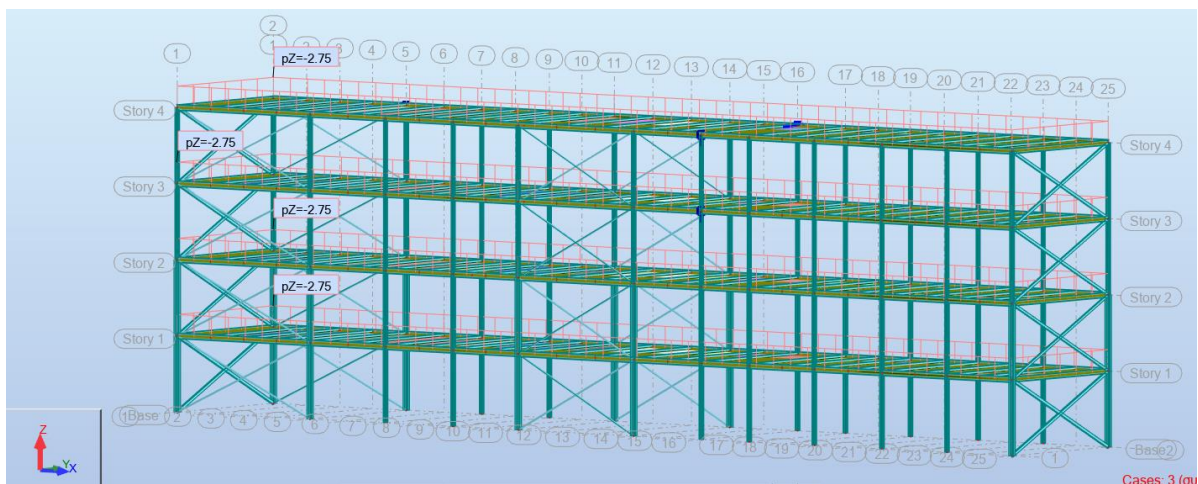
Με τον όρο μόνιμα φορτία εννοούμε όλες τις δράσεις των οποίων το μέγεθος, κατά τη διάρκεια μιας περιόδου αναμένεται να μην μεταβληθεί ή η διαφοροποίηση αυτού είναι αμελητέα στην διάρκεια ζωής του έργου. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή καθ' όλη την διάρκεια της ζωής της.

- Ίδιο βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων DL1, το οποίο λαμβάνεται αυτόματα από το Robot
- Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών DL2, το οποίο υπολογίστηκε με την χρήση του προγράμματος SymDeck Designer2 -  $g_{πλ}=2,75\text{kN/m}^2$
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία DL3,  $g'=3,5\text{ kN/m}^2$

Τα μόνιμα φορτία τοποθετήθηκαν με την χρήση των claddings στους ορόφους και στο βατό δώμα, όπως φαίνεται στα Σχήματα 2.1 και 2.2.



Σχήμα 2.1: Πρόσθετα μόνιμα φορτία ορόφων.

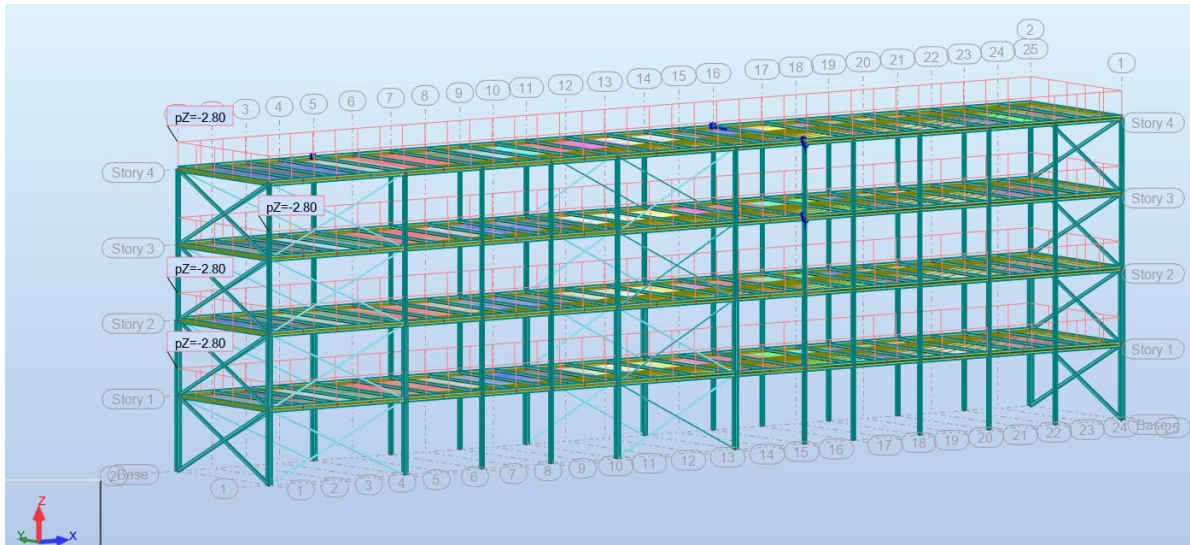


Σχήμα 2.2: Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας ορόφων.

## 2.3 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένα αγαθά, οχήματα κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους για αυτό προσδιορίζονται στατικά. Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι δυσμενής φορτίσεις.

Για το συγκεκριμένο κτίριο κατηγορίας χρήσης A, λήφθηκε κινητό φορτίο  $q_k=2,8\text{kN/m}^2$  και τοποθετήθηκε με την χρήση των claddings και στους ορόφους του κτιρίου και στο βατό δώμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3.



Σχήμα 2.3: Κινητά φορτία ορόφων.

## 2.4 Φορτία χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονόπτωσης προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 - Μέρος 1.3 (EN 1991-1-3). Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500m. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στο EN 1990). Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές οι οποίες δεν μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατιστικών μεθόδων για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, οι ακραίες τιμές αυτές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

Το φορτίο χιονιού για μονοκλινή στέγη δίνεται από τη σχέση:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.1)$$

όπου,

$\mu_1$  : ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού.

$s_k$  : η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους.

$C_e$  : ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1,00

$C_t$  : ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης, λαμβάνεται ίσος με 1.

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

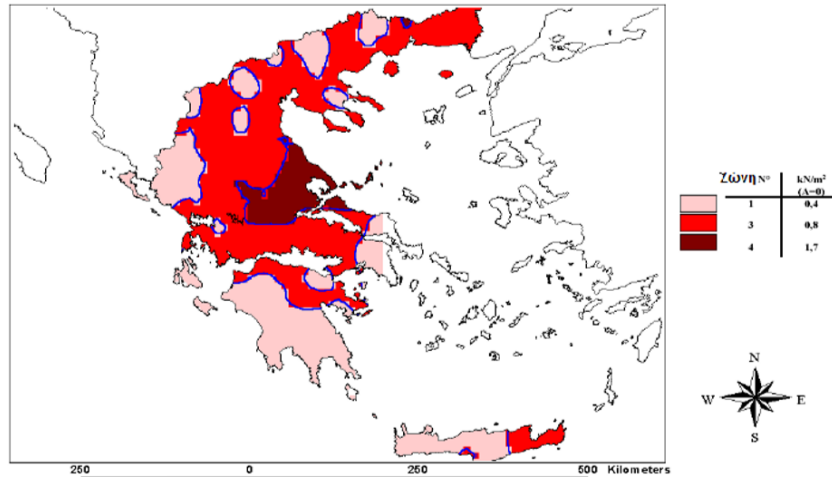
$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)\right)^2 \quad (2.2)$$



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

Ο φορέας αφορά την περιοχή της Αττικής η οποία έχει μηδενική χιονόπτωση καθώς το υψόμετρο ανήκει στην κατηγορία των  $A=100m$  και βρίσκεται στην ζώνη χιονιού I, άρα  $s_{k,0}=0,4 kN/m^2$ .

Ελλάς: Φορτίο χιονιού για  $A=0$

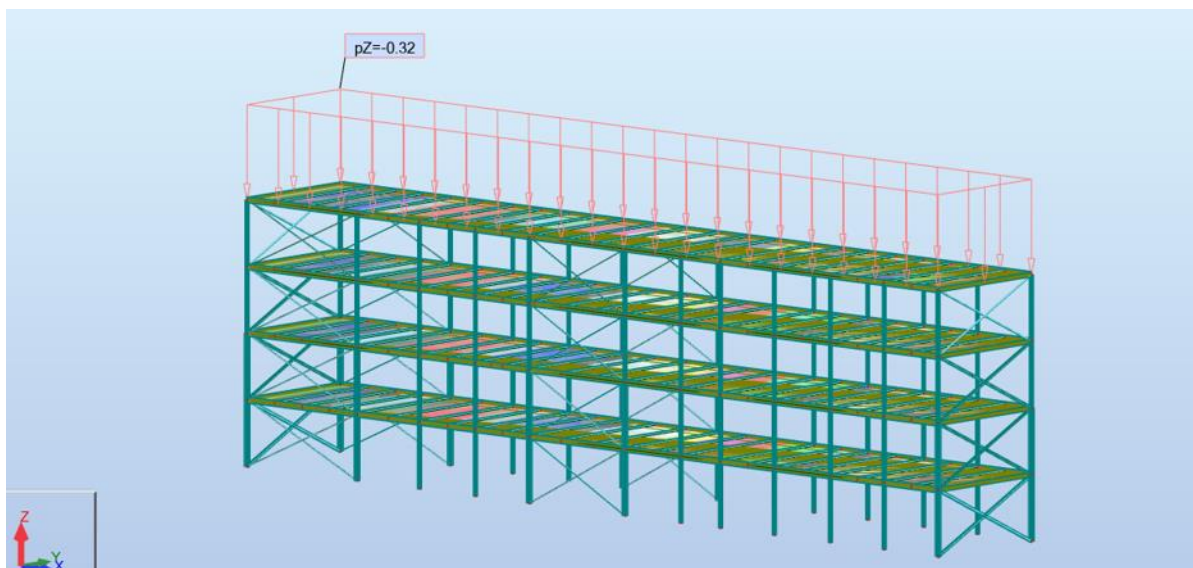


Σχήμα 2.4: Χάρτης διαχωρισμού της ελληνικής επικράτειας σε ζώνες ανάλογα με το φορτίο χιονιού για υψόμετρο  $A=0m$ .

$$s_k = 0,4 \cdot \left(1 + \left(\frac{0}{917}\right)\right)^2 = 0,4 kN/m^2 \quad (2.3)$$

Στην παρούσα εργασία το φορτίο χιονιού τελικά προκύπτει:  
 $S=0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,4=0,32 kN/m^2$

Το φορτίο του χιονιού τοποθετήθηκε ως επιφανειακό φορτίο με την χρήση των claddings, στον τέταρτο όροφο του κτιρίου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.4:



Σχήμα 2.5: Φορτίο χιονιού στο βατό δώμα.

## 2.5 Δράσεις Ανέμου

### 2.5.1 Κατανομή Πίεσης Ανέμου σε Κατακόρυφες Επιφάνειες

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και θεωρείται ότι εφαρμόζονται άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου και έμμεσα στις εσωτερικές. Προσδιορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 1.4 (EN 1991-1-4) και αποτελούν τη βασική φόρτιση σε πολλές μεταλλικές κατασκευές. Ως δράση ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται λόγω της ανάσχεσης της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες στην προσβαλλόμενη επιφάνεια. 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 τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι: Η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις των κτιρίων, η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης, η διεύθυνση του ανέμου.

Στην συγκεκριμένη εργασία μελετήθηκε η δράση του ανέμου με φορά κατά global X+, X, Y-, Y+, δηλαδή με προσήνεμες τις πλευρές της κατασκευής που είναι κάθετες στους καθολικούς άξονες, διαστάσεων 7,3m και 48,16m αντίστοιχα.

- ΒΑΣΙΚΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΑΝΕΜΟΥ:

Η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους προκύπτει από τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.4)$$

όπου,

$c_{dir}$ : ο συντελεστής διεύθυνσης και λαμβάνεται ίσος με 1

$c_{season}$ : ο συντελεστής εποχής και λαμβάνεται ίσος με 1

$v_{b,0}$ : η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου. Στην περίπτωση μας,  $v_{b,0}=27\text{m/s}$  για κατασκευές σε απόσταση μεγαλύτερη των 10km από την ακτή, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα.

- ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΙΕΣΗΣ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ:

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (2.5)$$

όπου,

$\rho$ : η πυκνότητα του αέρα και λαμβάνεται ίση με 0,00125 Mg/m<sup>3</sup>

$l_v(z)$ : η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z και υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$l_v(z) = \frac{K_I}{[c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)]} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.6)$$

$$l_v(z) = l_v(z_{\min}) \quad \text{για } z < z_{\min} \quad (2.7)$$

όπου,

$K_I$ : ο συντελεστής στροβιλισμού και λαμβάνεται ίσος με 1,00

$v_m(z)$ : η μέση ταχύτητα του ανέμου και υπολογίζεται από τη σχέση

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (2.8)$$

όπου,

$c_0(z)$ : ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης και λαμβάνεται ίσος με 1,00 καθώς δεν υπάρχουν περαιτέρω στοιχεία για το ανάγλυφο του εδάφους.

$c_r(z)$ : ο συντελεστής τραχύτητας που υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad (2.9)$$

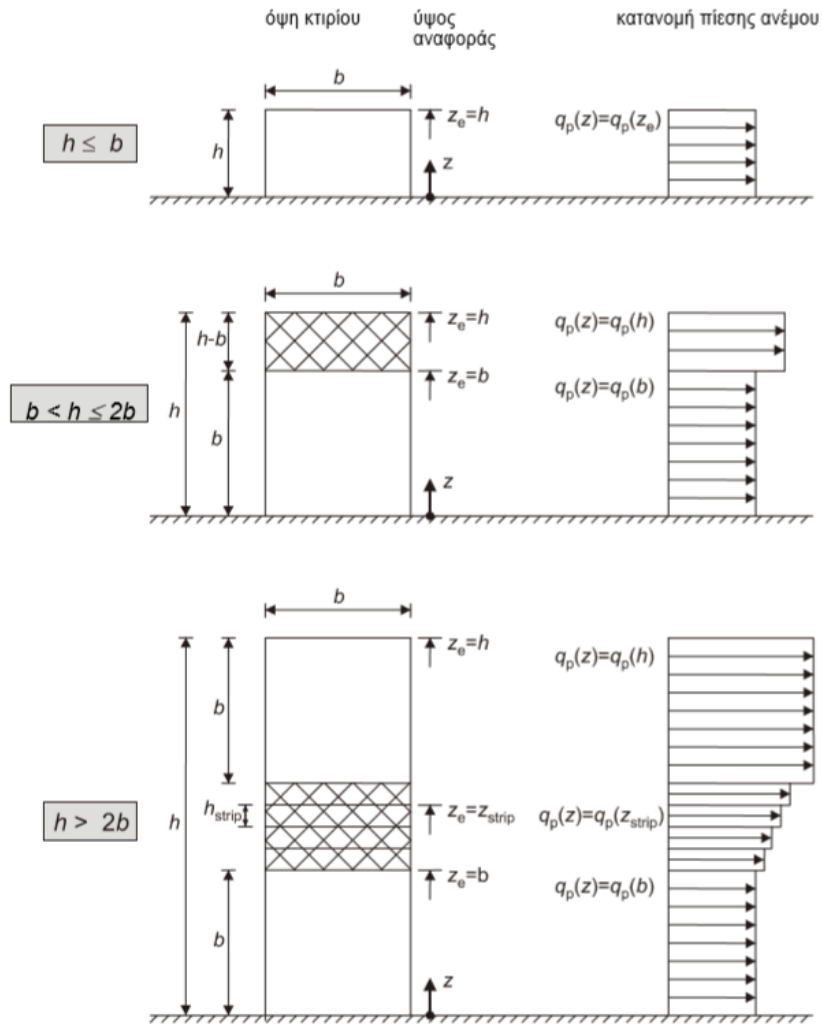
$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad (2.20)$$

όπου:

$k_r$ : ο συντελεστής εδάφους και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$k_r(z) = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right) \quad (2.31)$$

Η κατηγορία εδάφους είναι IV: περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m, άρα  $z=1m$ ,  $z_{\min}=10m$ ,  $z_{0,II}=0,05$ .

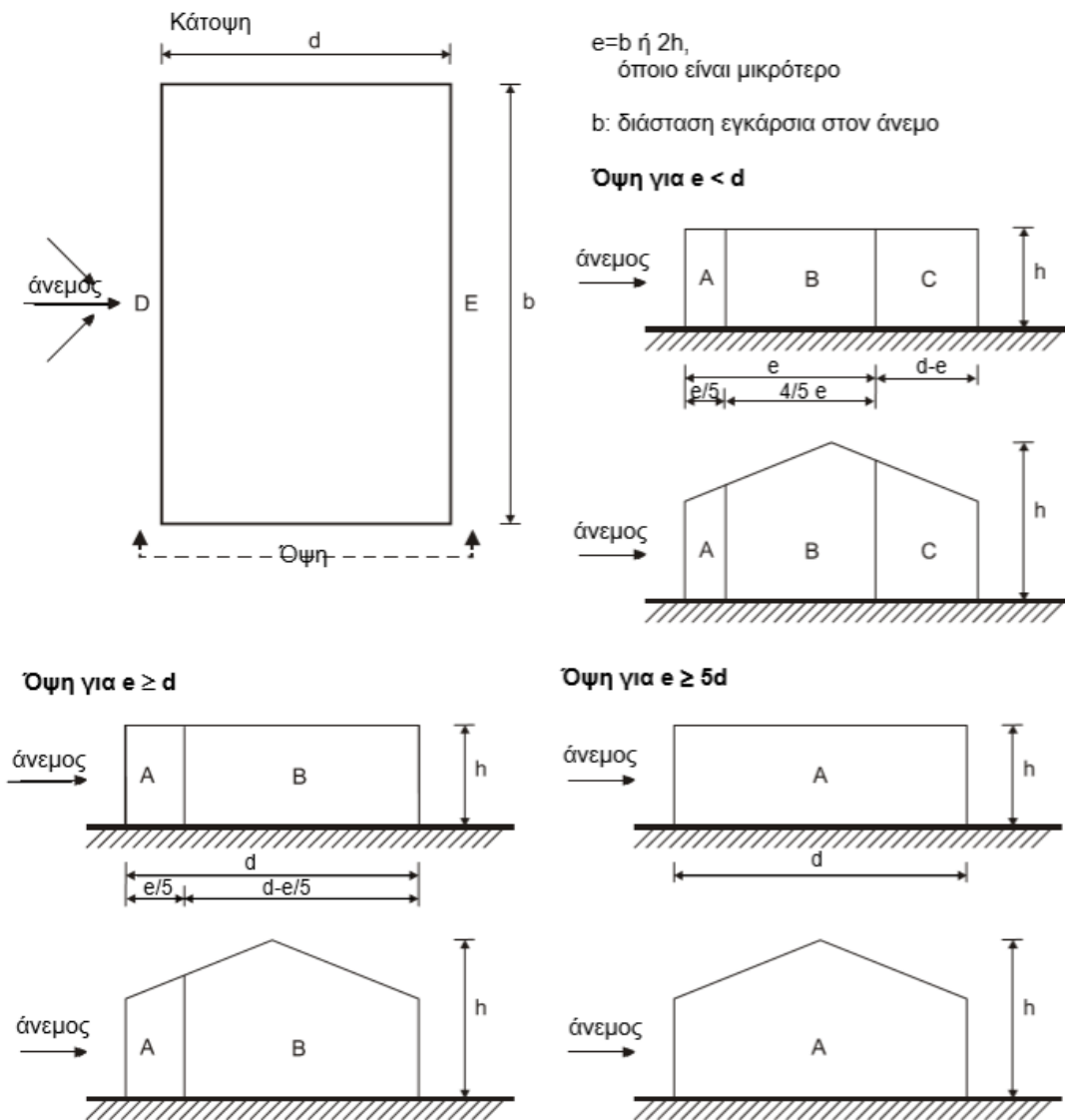


Σχήμα 2.6: Κατανομές πίεσης ανέμου.

Πίνακας 2.1: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης.

Ζώνη	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	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1	-0,3	

Για ενδιάμεσες τιμές του  $h/d$  θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή



Σχήμα 2.7: Διαστάσεις περιοχών A, B, C.

ΑΝΕΜΟΣ X

ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Δεδομένα:

- Πλευρά παράλληλη στον άνεμο  $d=48,13$  m
- Πλευρά κάθετη στον άνεμο  $b=7,5$  m
- Ύψος  $h=14$ m
- $e=\min(b,2h) = \min(7,5\text{m}, 28\text{m}) = 7,5$
- $e < d$

Συμφωνά με το Σχήμα 2.6, επειδή  $b < h < 2b$  η κατακόρυφη επιφάνεια που είναι κάθετη στην διεύθυνση του ανέμου X θα υποδιαιρεθεί σε δυο ζώνες για τον υπολογισμό της πίεσης της ταχύτητας αιχμής.

Ζώνη 1:

$$z_e = b = 7.5\text{m}$$

- $c_r(z) = 0,234 \cdot \ln(10/1) = 0,539$
- $c_0(z) = 1$
- $v_m(z) = 27 \cdot 1 \cdot 0,539 = 14,55 \text{ m/s}$
- $l_v(z) = 1 / (1 \cdot \ln(10/1)) = 0,434$
- $q_p(z) = (1 + 7 \cdot 0,434) \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 14,55^2 = 0,534 \text{ KN/m}^2$

Ζώνη 2:

$$z_e = h = 14\text{m}$$

- $c_r(z) = 0,234 \cdot \ln(14/1) = 0,618$
- $c_0(z) = 1$
- $v_m(z) = 27 \cdot 1 \cdot 0,618 = 16,69 \text{ m/s}$
- $l_v(z) = 1 / (1 \cdot \ln(14/1)) = 0,379$
- $q_p(z) = (1 + 7 \cdot 0,379) \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 16,69^2 = 0,636 \text{ KN/m}^2$

Θεωρούμε ομοιόμορφη πίεσης αιχμής καθ' ύψος του κτιρίου:  
 $q_p(z) = 0,636 \text{ KN/m}^2$

Αρα από το Σχήμα 2.7 υπολογίζουμε τις διαστάσεις των περιοχών A, B, C

- A:  $e/5 = 1,5\text{m}$
- B:  $4e/5 = 6\text{m}$
- C:  $d-e = 40,63\text{m}$

❖  $h/d = 0,29$

Υπολογίζουμε τις τιμές των  $c_{pe,10-X}$  και των πιέσεων κατά X που είναι ίσες με:

$$W_{e,X} = c_{pe,10-x} \cdot q_p(z) \quad (2.42)$$

Πίνακας 2.2: Τιμές  $c_{pe,10-x}$

	A	B	C
$c_{pe,10-x}$	1,2	-0,8	-0,5

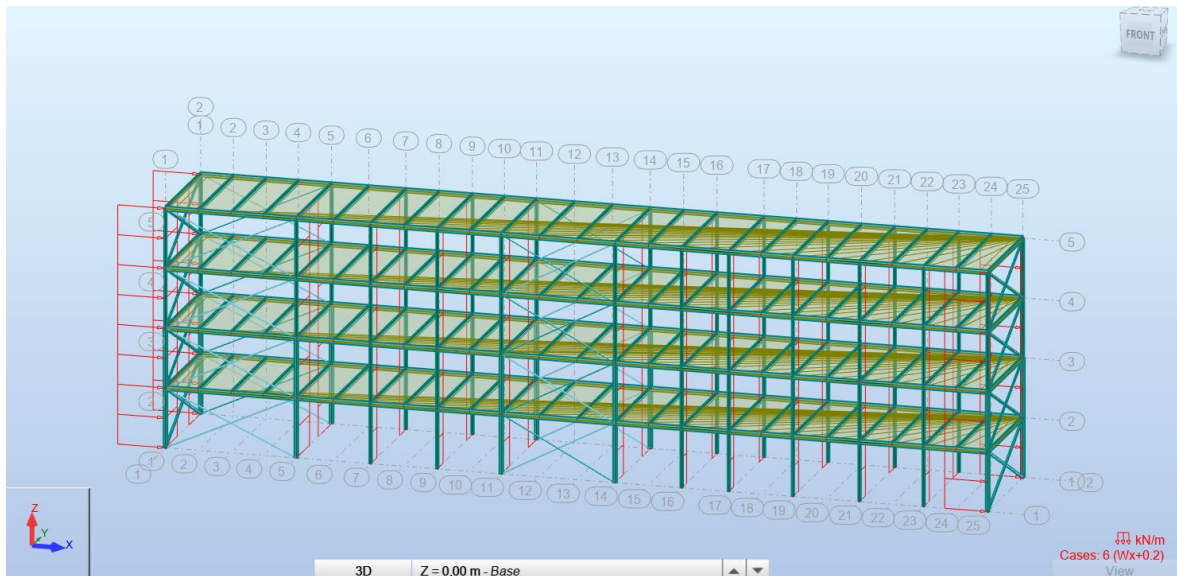
Πίνακας 2.3: Τιμές  $W_{e,x}$

	A	B	C
$W_{e,x}$	0,763	0,509	0,318

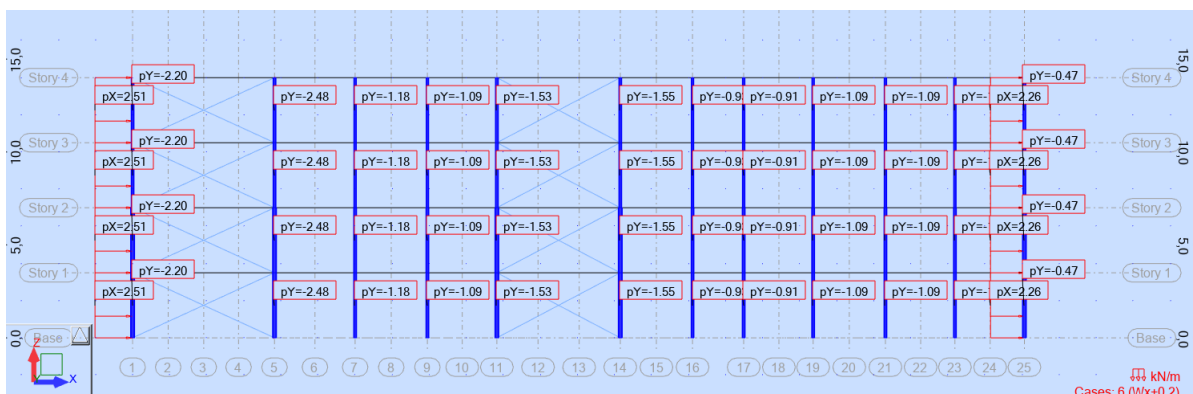
## ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Για  $C_{pi}=+0,2$  προκύπτει  $W_i=+0,127 \text{ kN/m}^2$ . Για  $C_{pi}=-0,3$  προκύπτει  $W_i=-0,19 \text{ kN/m}^2$ . Με τη χρήση του προγράμματος excel η τελική επιφανειακή πίεση του ανέμου η οποία προέκυψε από την διαφορά των εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων, διατηρώντας το πρόσημό τους και μετατράπηκε σε γραμμικό φορτίο στα υποστυλώματα, ανάλογα με το εμβαδόν επιρροής τους. Συγκεκριμένα για τον άνεμο στην διεύθυνση X προέκυψαν 4 διαφορετικές φορτίσεις:

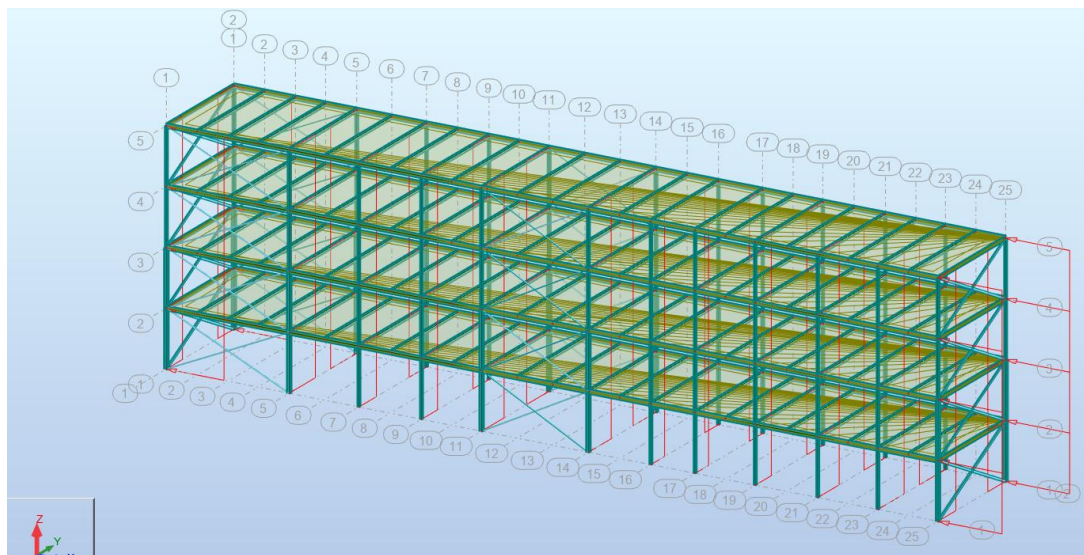
- $W_{e,X+} - W_{i,0.2}$
- $W_{e,X+} - W_{i,-0.3}$
- $W_{e,X-} - W_{i,-0.3}$
- $W_{e,X-} - W_{i,0.2}$



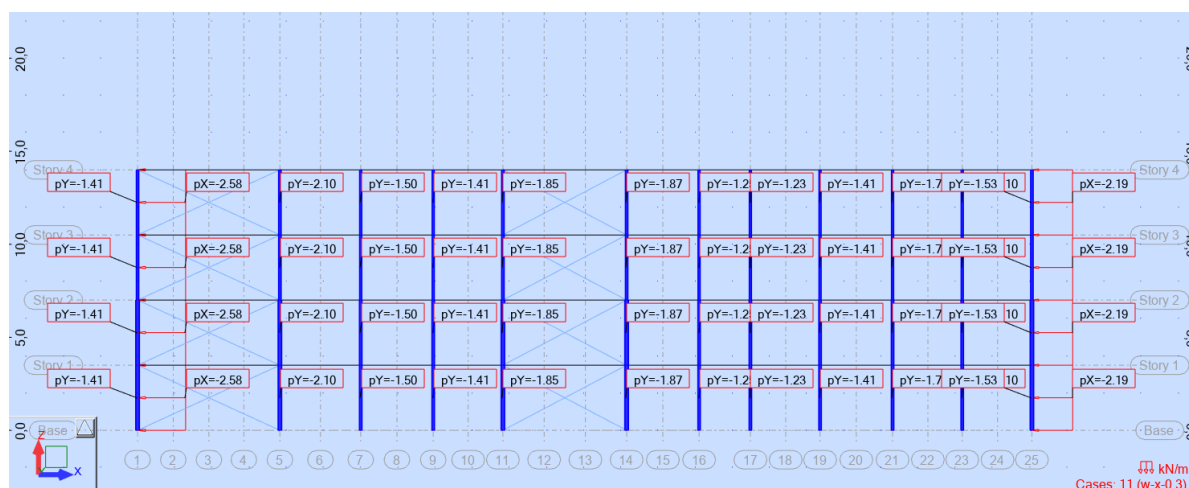
Σχήμα 2.8: Τρισδιάστατη απεικόνιση-Κατανομή πίεσης ανέμου  $W_{e,X+} + W_{i,0.2}$  στα υποστυλώματα.



Σχήμα 2.9: Όψη κατά τον καθολικό άξονα X - Κατανομή πίεσης ανέμου  $W_{e,X+} + W_{i,0.2}$  στα υποστυλώματα.



Σχήμα 2.10: Τρισδιάστατη απεικόνιση-Κατανομή πίεσης ανέμου  $W_{e,x-} + W_{i,-0.3}$  στα υποστυλώματα.



Σχήμα 2.11: Όψη κατά τον καθολικό άξονα X - Κατανομή πίεσης ανέμου  $W_{e,x-} + W_{i,-0.3}$  στα υποστυλώματα.

## ANEMΟΣ Y

### ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Δεδομένα:

- Πλευρά παράλληλη στον άνεμο  $d=7,5$  m
- Πλευρά κάθετη στον άνεμο  $b=48,13$  m
- Ύψος  $h=14$  m
- $e=\min(b,2h) = \min(48,13, 28\text{m}) = 28$
- $e < d$



Συμφωνά με το Σχήμα 2.6 επειδή  $h < b$  η κατακόρυφη επιφάνεια που είναι κάθετη στην διεύθυνση του ανέμου Y, δεν θα υποδιαιρεθεί σε ζώνες για τον υπολογισμό της πίεσης της ταχύτητας αιχμής.

Ζώνη 1:

$$z_e = h = 14\text{m}$$

- $c_r(z) = 0,234 \cdot \ln(14/1) = 0,618$
- $c_0(z) = 1$
- $v_m(z) = 27 \cdot 1 \cdot 0,618 = 16,69 \text{ m/s}$
- $l_v(z) = 1 / (1 \cdot \ln(10/1)) = 0,379$
- $q_p(z) = (1 + 7 \cdot 0,434) \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 14,55^2 = 0,636 \text{ KN/m}^2$

Άρα από το Σχήμα 2.7 υπολογίζουμε τις διαστάσεις των περιοχών A,B:

- A:  $e/5 = 5,6\text{m}$
- B:  $d-e/5 = 1,9\text{m}$

$$\diamond h/d = 1,87$$

Υπολογίζουμε τις τιμές των  $c_{pe,10-Y}$  και των πιέσεων κατά Y που είναι ίσες με: (2.13)

$$W_{e,Y} = c_{pe,10-Y} \cdot q_p(z)$$

Πίνακας 2.4: Τιμές  $c_{pe,10-Y}$

	A	B
$c_{pe,10-Y}$	1,2	-0,8

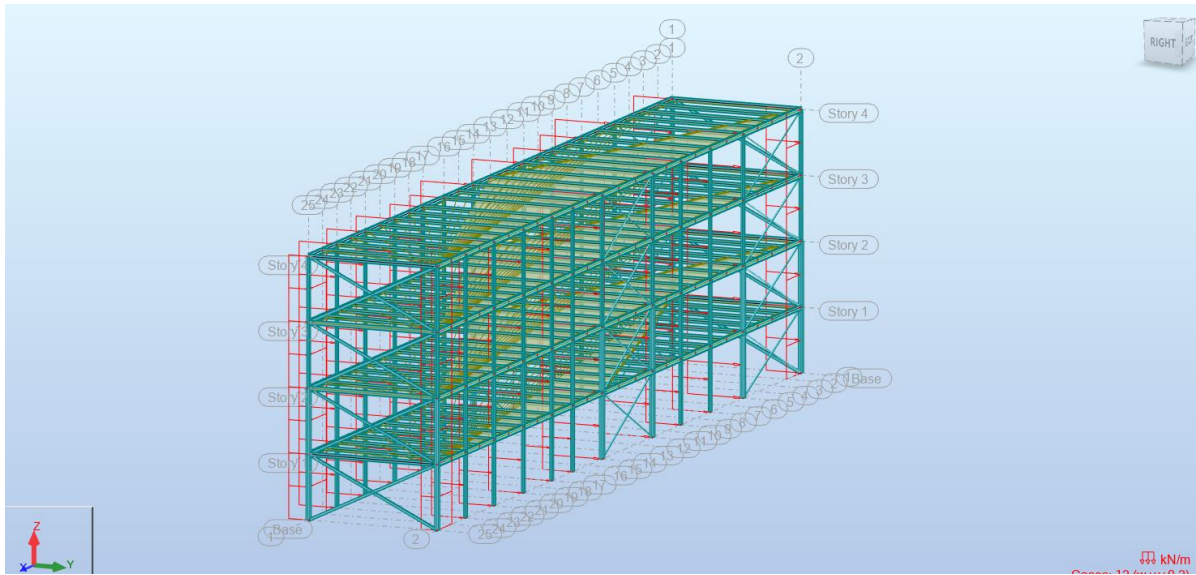
Πίνακας 2.5: Τιμές  $W_{e,Y}$

	A	B
$W_{e,Y}$	0,763	0,509

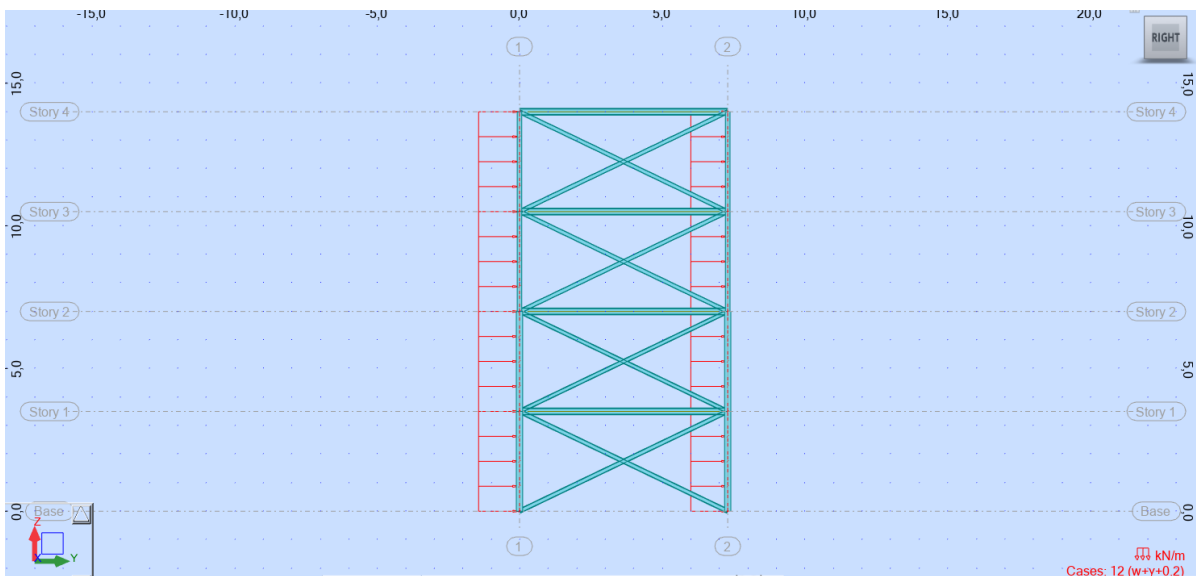
### ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Για  $C_{pi} = +0,2$  προκύπτει  $W_i = +0,127 \text{ kN/m}^2$ . Για  $C_{pi} = -0,3$  προκύπτει  $W_i = -0,19 \text{ kN/m}^2$ . Με τη χρήση του προγράμματος excel η τελική επιφανειακή πίεση του ανέμου η οποία προέκυψε από την διαφορά των εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων, διατηρώντας το πρόσημό τους και μετατράπηκε σε γραμμικό φορτίο στα υποστυλώματα, ανάλογα με το εμβαδόν επιρροής τους. Συγκεκριμένα για τον άνεμο στην διεύθυνση X προέκυψαν 4 διαφορετικές φορτίσεις:

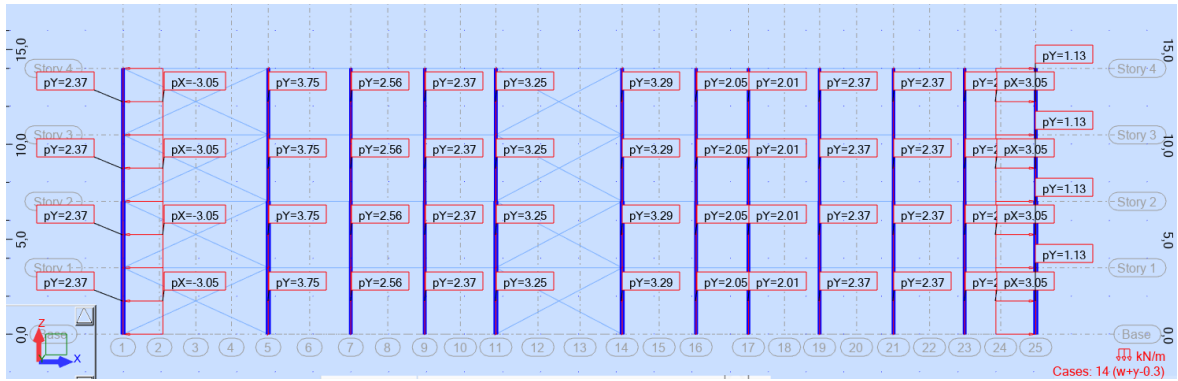
- $W_{e,Y+} - W_{i,0.2}$
- $W_{e,Y+} - W_{i,-0.3}$
- $W_{e,Y-} - W_{i,-0.3}$
- $W_{e,Y-} - W_{i,0.2}$



Σχήμα 2.12: Τρισδιάστατη απεικόνιση-Κατανομή πίεσης ανέμου  $W_{e,y+} + W_{i,+0.2}$  στα υποστυλώματα.



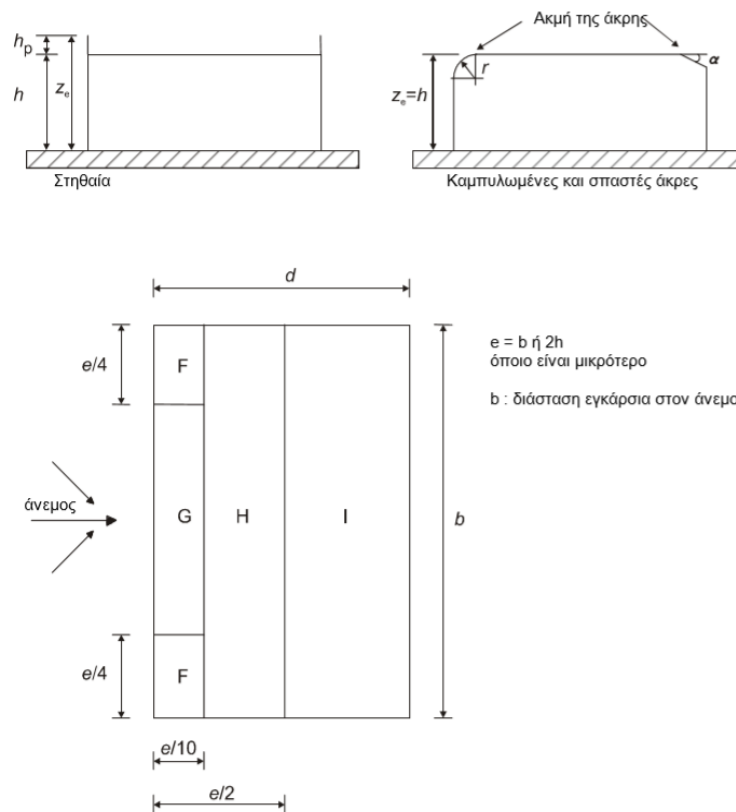
Σχήμα 2.13: Όψη κατά τον καθολικό άξονα Y - Κατανομή πίεσης ανέμου  $W_{e,y+} + W_{i,+0.2}$  στα υποστυλώματα.



Σχήμα 2.14: Όψη κατά τον καθολικό άξονα X - Κατανομή πίεσης ανέμου  $W_{e,y} + W_{i,+0.2}$  στα υποστυλώματα.

## 2.5.2 Πιέσεις σε οριζόντια στέγη

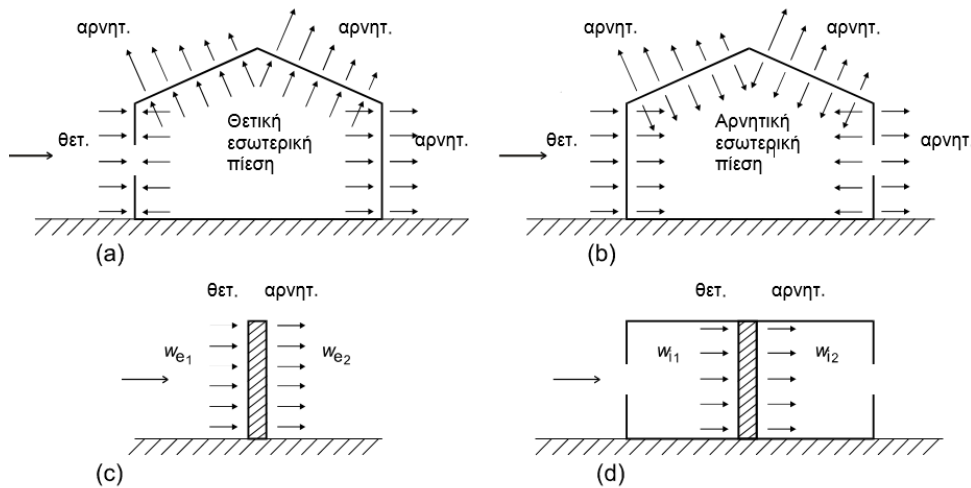
Οριζόντιες θεωρούνται οι στέγες με κλίση μέχρι  $\pm 5\%$  ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Η στέγη διαιρείται σε ζώνες σύμφωνα με το Σχήμα 2.15. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στον Πίνακα 2.6.



Σχήμα 2.15: Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες και διαστάσεις των περιοχών F, G, H, I.

Πίνακας 2.6: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες με αιχμηρά άκρα.

Τύπος στέγης	Ζώνη							
	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	-0,2



Σχήμα 2.16: Πίεση επί των επιφανειών.

Οι εσωτερικές πιέσεις δρουν ταυτόχρονα με τις εξωτερικές πιέσεις και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνονται υπόψη μαζί με αυτές, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων. Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται επαρκής η εκτίμηση του λόγου ανοιγμάτων  $\mu$  για μία συγκεκριμένη περίπτωση, τότε το  $c_{pe}$  πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3.

Οι τελικές πιέσεις του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των εξωτερικών και των εσωτερικών 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, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.16.

Η εξωτερική πίεση προκύπτει από τη σχέση:

$$W_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} \quad (2.54)$$

Η εσωτερική πίεση προκύπτει από τη σχέση:

$$W_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi} \quad (2.65)$$

Συνεπώς η τελική πίεση είναι η διαφορά των εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων διατηρώντας το πρόσημό τους.

## ANEMΟΣ X

### ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Η στέγη είναι οριζόντια με αιχμηρά άκρα με ύψος αναφοράς  $z_e=14\text{m}$ . Έχουμε  $e=\min(b,2h)=(7,3,28)=7,3$ .

Οι ζώνες χωρίζονται σύμφωνα με το Σχήμα 2.15. Για την ζώνη F προκύπτει  $E_F=1,33\text{m}^2 < 10\text{m}^2$  και για την ζώνη G προκύπτει  $E_G=2,66 < 10\text{m}^2$  ενώ για τις ζώνες H και I προκύπτουν  $E > 10\text{m}^2$ . Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.6 και την Σχέση 2.14, προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις στέγης.

Πίνακας 2.7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις στέγης για άνεμο κατά X.

	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
<b><math>C_{pe}</math></b>	-2,47	-1,46	-0,7	$\pm 0,2$
<b><math>W_e</math></b>	-1,57	-0,93	-0,45	$\pm 0,13$

- $c_{pi}=0,2$ , προκύπτει  $W_i=0,127\text{ kN/m}^2$
- $c_{pi}=-0,3$ , προκύπτει  $W_i=-0,191\text{ kN/m}^2$

Ύστερα από τον υπολογισμό των εσωτερικών και εξωτερικών πιέσεων δημιουργήθηκαν οι παρακάτω συνδυασμοί για κάθε μια από τις τέσσερις περιοχές. Οι πιέσεις που προέκυψαν από τους συνδυασμούς, μετατράπηκαν σε γραμμικά φορτία στις διαδοκίδες ανάλογα με το εμβαδόν επιρροής και την θέση τους.

- $W_e, X_+ - W_{i,0.2}$
- $W_e, X_+ - W_{i,-0.3}$
- $W_e, X_- - W_{i,-0.3}$
- $W_e, X_- - W_{i,0.2}$

## ANEMΟΣ Y

Εξωτερικές πιέσεις:

Η στέγη είναι οριζόντια με αιχμηρά άκρα με ύψος αναφοράς  $z_e=14\text{m}$ . Έχουμε  $e=\min(b,2h)=(48,13,28)=48,13$

Οι ζώνες χωρίζονται σύμφωνα με το Σχήμα 2.15. Για τις ζώνες F,G και I προκύπτει  $E > 10\text{m}^2$ . Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.6 και την Σχέση 2.14 προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις στέγης.

Πίνακας 2.8: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις στέγης για άνεμο κατά Y.

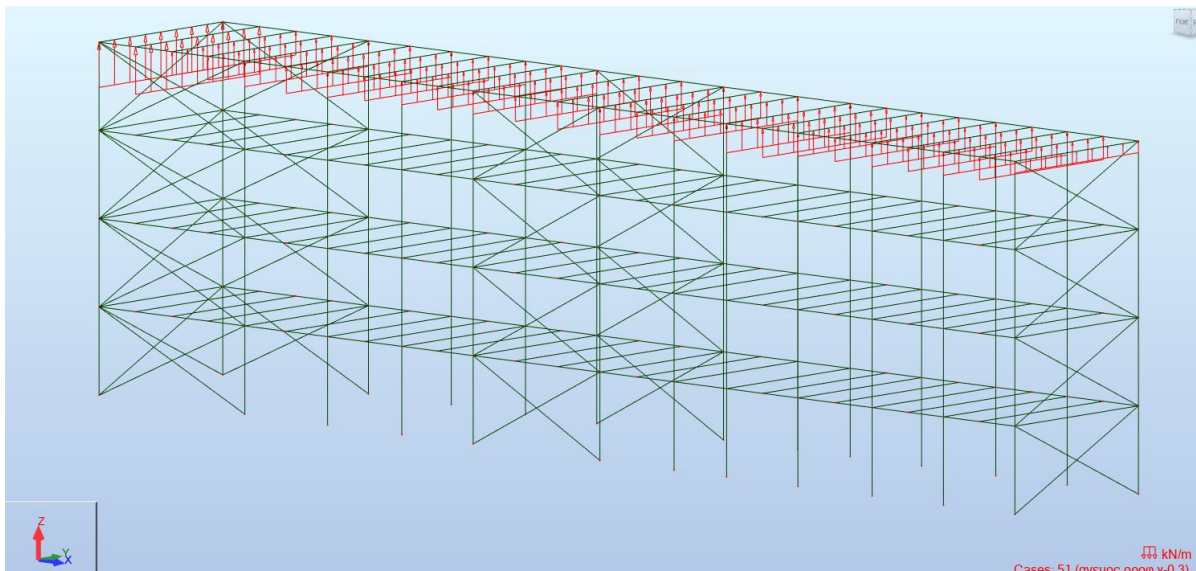
	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>I</b>
<b><math>C_{pe}</math></b>	-1,8	-1,2	$\pm 0,2$
<b><math>w_e</math></b>	-1,14	-0,76	$\pm 0,13$

Εσωτερικές πιέσεις:

- $c_{pi}=0,2$ , προκύπτει  $W_i=0,127 \text{ kN/m}^2$
- $c_{pi}=-0,3$ , προκύπτει  $W_i=-0,191 \text{ kN/m}^2$

Ύστερα από τον υπολογισμό των εσωτερικών και εξωτερικών πιέσεων δημιουργήθηκαν οι παρακάτω συνδυασμοί για κάθε μια από τις τέσσερις περιοχές. Οι πιέσεις που προέκυψαν από τους συνδυασμούς, μετατράπηκαν σε γραμμικά φορτία στις διαδοκίδες ανάλογα με το εμβαδόν επιρροής και την θέση τους.

- $W_{e,Y_+} - W_{i,0.2}$
- $W_{e,Y_+} - W_{i,-0.3}$
- $W_{e,Y_-} - W_{i,-0.3}$
- $W_{e,Y_-} - W_{i,0.2}$



Σχήμα 2.17: Κατανομή πίεσης οροφής ανέμου  $W_{e,x+} + W_{i,-0.3}$  στις διαδοκίδες του τέταρτου ορόφου.

## 2.6 Σεισμικές Δράσεις

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης ούτε με τις δράσεις ανέμου. Οι σεισμικές δράσεις, λοιπόν, είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω της αντίστασης της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη κίνηση του εδάφους. Κατά συνέπεια, εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και τη συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 (EN 1998-1), τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση την γραμμική – ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής – ελαστικής ανάλυσης:

- i. Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- ii. Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Στην παρούσα εργασία, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή. Η μέθοδος αυτή πραγματοποιήθηκε κατά την ανάλυση με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis.

Η Ελλάδα, υποδιαιρείται σε τρεις σεισμικές ζώνες (Z1, Z2 και Z3) βάση των οποίων καθορίζεται η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $a_{gr}$ , είναι η παράμετρος που καθορίζει την ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων. Το κτήριο βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2. Επομένως:

- $a_{gr}=0,24g=2,4m/s^2$

Θεωρήθηκε ότι το έδαφος είναι Κατηγορίας B ,δηλαδή αποθέσεις πυκνής άμμου ή πολύ πυκνής αργίλου, επομένως:

- $S=1,20$
- $T_B=0,15s$
- $T_C=0,5s$
- $T_D=2,0s$

Τα κτήρια, κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει η ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας. Το κτήριο στην παρούσα εργασία υπάγεται στην κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κτλ.) και ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι ίσος με:

- $\gamma_I=1,0$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$ , εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστές τιμές του συντελεστή  $q$  επιλέγονται ανάλογα με το είδος της κατασκευής. Για κτήρια από χάλυβα με διαγώνιους συνδέσμους, ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q=4$ . Και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου υπάρχουν χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Συνεπώς:

- $q_x = 4$
- $q_y = 4$

Πίνακας 2.9: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους.

Κατηγορία Εδάφους	S	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
A	1,00	0,15	0,40	2,50
B	1,20	0,15	0,50	2,50
C	1,15	0,20	0,60	2,50
D	1,35	0,20	0,80	2,50
E	1,40	0,15	0,50	2,50

Πίνακας 2.10: Κατηγορία σπουδαιότητας.

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

Πίνακας 2.11: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους.

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
$\gamma_i$	0,8	1,0	1,2	1,4



Πίνακας 2.12: Μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α. Πλαίσια παραλαβής ροπής	4	$5 \cdot a_u / a_1$
β. Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
1. Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
2. Συνδέσμοι μορφής V	2	2
γ. Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5 \cdot a_u / a_1$

## 2.7 Συνδυασμοί δράσεων

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

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας και (Ultimate Limit States-ULS), που συνδέονται με κατάρρευση ή με άλλες ή με άλλες ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS), που συνδέονται με συνθήκες πέρα των οποίων δεν παρατηρούνται πλέον οι καθορισμένες απαιτήσεις για τον φορέα ή μέλος αυτού.

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

Στην ενότητα αυτή, παρουσιάζονται οι συνδυασμοί που πραγματοποιήθηκαν στο Robot, με βάση τους οποίους έγινε η αρχική διαστασιολόγηση των μελών. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας για τις δράσεις που προκαλούν δυσμενή εντατικά μεγέθη ισχύει  $\gamma_G=1,35$  και  $\gamma_Q=1,50$ , ενώ στις δράσεις που προκαλούν ευμενή εντατικά μεγέθη είναι  $\gamma_G=1,0$  πάντα και  $\gamma_Q=0$ .

Επίσης για τις μεταβλητές δράσης ισχύει:

- Κινητά φορτία σε κτήριο κατηγορίας A:
  - $\psi_0 = 0,7$
  - $\psi_1 = 0,5$
  - $\psi_2 = 0,3$

- Άνεμος:
  - $\psi_0 = 0,6$
  - $\psi_1 = 0,2$
  
- Χιόνι:
  - $\psi_0 = 0,5$
  - $\psi_1 = 0,2$

Με βάση τα παραπάνω ,καθεμία από τις τρεις μεταβλητές δράσεις ,τα κινητά φορτία ,το χιόνι και ο άνεμος, λαμβάνεται υπόψιν σαν κύρια μεταβλητή δράση με συντελεστή  $\gamma_Q \cdot q_i$  ενώ οι άλλες με συντελεστή  $\psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot q_i$  για τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς ΟΚΑ.

Αντίστοιχα για τους σεισμικούς συνδυασμούς οι συντελεστές είναι  $\gamma_G=1,00$  και  $\psi_2 \cdot q_i$  για τα κινητά ,ενώ ταυτόχρονα λαμβάνονται υπόψιν όλοι οι πιθανοί συνδυασμοί σεισμικών δράσεων κατά X και κατά Y, με συντελεστές  $\pm 1$  και  $\pm 0,3$ .

#### ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΣΕ ΟΚΑ:

- Θεωρώντας ως βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q:  
 $1,35G + 1,5Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot \text{Snow} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \text{Wind}$
  
- Θεωρώντας ως βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι:  
 $1,35G + 1,5 \cdot 0,7Q + 1,5 \cdot \text{Snow} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \text{Wind}$
  
- Θεωρώντας ως βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο:  
 $1,35G + 1,5 \cdot 0,7Q + 1,5 \cdot \text{Snow} + 1,5 \cdot \text{Wind}$
  
- Θεωρώντας ως βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο και ευμενή δράση των κατακόρυφων φορτίων  
 $1,00G + 1,5 \text{Wind}$

Πίνακας 2.13: Μη σεισμικοί συνδυασμοί σε ΟΚΑ

ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	Combination	ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΟΡΙΣΜΟΣ
COMB1	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.50+5*0.75+(6+49)*0.90$
COMB2	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.50+5*0.75+(7+51)*0.90$
COMB3	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.50+5*0.75+(8+53)*0.90$
COMB4	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.50+5*0.75+(9+55)*0.90$
COMB5	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.50+5*0.75+(10+49)*0.90$
COMB6	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.50+5*0.75+(11+51)*0.90$
COMB7	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.50+5*0.75+(12+53)*0.90$
COMB8	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.50+5*0.75+(14+55)*0.90$
COMB9	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*1.50+(6+49)*0.90$
COMB10	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*1.50+(7+51)*0.90$
COMB11	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*1.50+(8+53)*0.90$
COMB12	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*1.50+(9+55)*0.90$
COMB13	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*1.50+(10+49)*0.90$
COMB14	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*1.50+(11+51)*0.90$
COMB15	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*1.50+(12+53)*0.90$
COMB16	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*1.50+(14+55)*0.90$
COMB17	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*0.75+(6+49)*1.50$
COMB18	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*0.75+(7+51)*1.50$
COMB19	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*0.75+(8+53)*1.50$
COMB20	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*0.75+(9+55)*1.50$
COMB21	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*0.75+(10+49)*1.50$
COMB22	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*0.75+(11+51)*1.50$
COMB23	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*0.75+(12+53)*1.50$
COMB24	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.35+2*1.05+5*0.75+(14+55)*1.50$
COMB25	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.00+(6+49)*1.50$
COMB26	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.00+(7+51)*1.50$
COMB27	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.00+(8+53)*1.50$
COMB28	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.00+(10+49)*1.50$
COMB29	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.00+(11+51)*1.50$
COMB30	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.00+(12+53)*1.50$

#### ΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ:

- Σεισμική δράση κατά X:
  1.  $G + 0,3 \cdot Q + E_x + 0,3 \cdot E_y$
  2.  $G + 0,3 \cdot Q + E_x - 0,3 \cdot E_y$
  3.  $G + 0,3 \cdot Q - E_x + 0,3 \cdot E_y$
  4.  $G + 0,3 \cdot Q - E_x - 0,3 \cdot E_y$
- Σεισμική δράση κατά Y :
  5.  $G + 0,3 \cdot Q + E_y + 0,3 \cdot E_x$
  6.  $G + 0,3 \cdot Q + E_y - 0,3 \cdot E_x$
  7.  $G + 0,3 \cdot Q - E_y + 0,3 \cdot E_x$
  8.  $G + 0,3 \cdot Q - E_y - 0,3 \cdot E_x$

Πίνακας 2.14: Σεισμικοί συνδυασμοί σε ΟΚΑ.

COMBearth1	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.00+2*0.30+92*-1.00+93*-0.30$
COMBearth2	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.00+(2+93)*0.30+92*-1.00$
COMBearth3	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4+92)*1.00+(2+93)*0.30$
COMBearth4	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4+92)*1.00+2*0.30+93*-0.30$
COMBearth5	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.00+2*0.30+93*-1.00+92*-0.30$
COMBearth6	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4)*1.00+(2+92)*0.30+93*-1.00$
COMBearth7	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4+93)*1.00+(2+92)*0.30$
COMBearth8	Linear Combina	ULS	MONIMO	$(1+3+4+93)*1.00+2*0.30+92*-0.30$

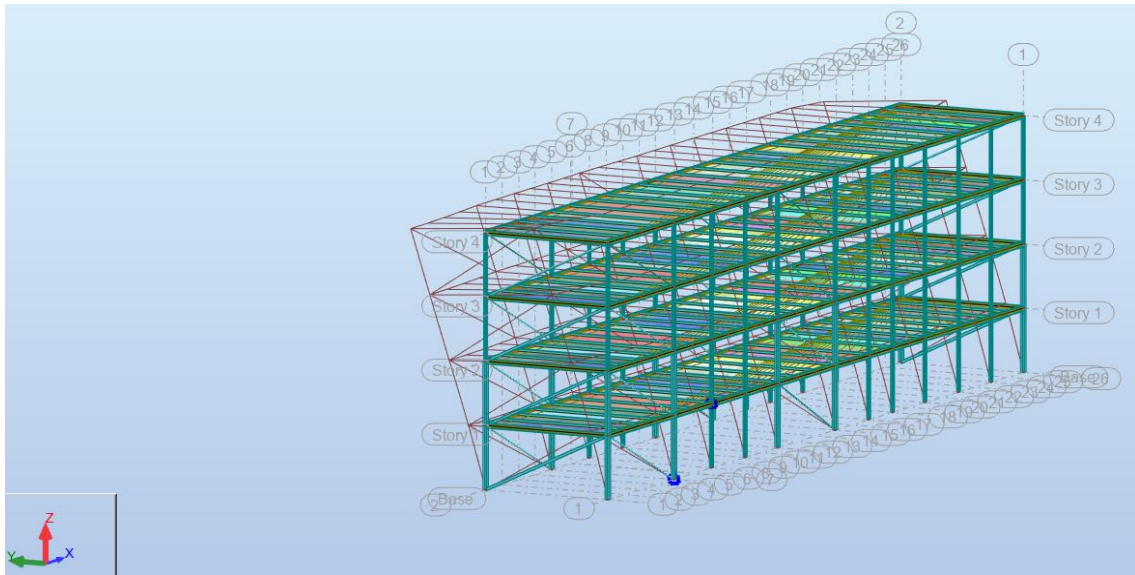
Για τους σεισμικούς συνδυασμούς λήφθηκαν υπόψιν μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι, δημιουργώντας στο Robot ένα μοντέλο.

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

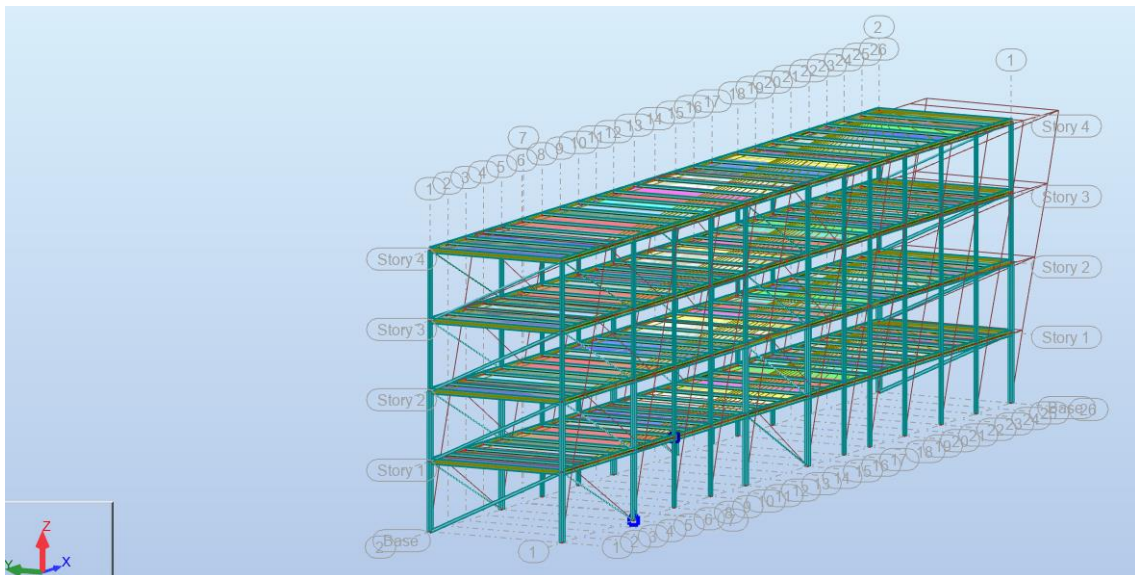
Με την τελική διαστασιολόγηση του φορέα που παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 3, η απαίτηση για 90% συμμετέχουσα μάζα ικανοποιείται στην δέκατη όγδοη ιδιομορφή κατά Χ, με ποσοστό 90,35 % και στην δωδέκατη ιδιομορφή κατά Υ, με ποσοστό 94,65 %.

Πίνακας 2.15: Ποσοστά μάζας που ενεργοποιούνται σε κάθε ιδιομορφή.

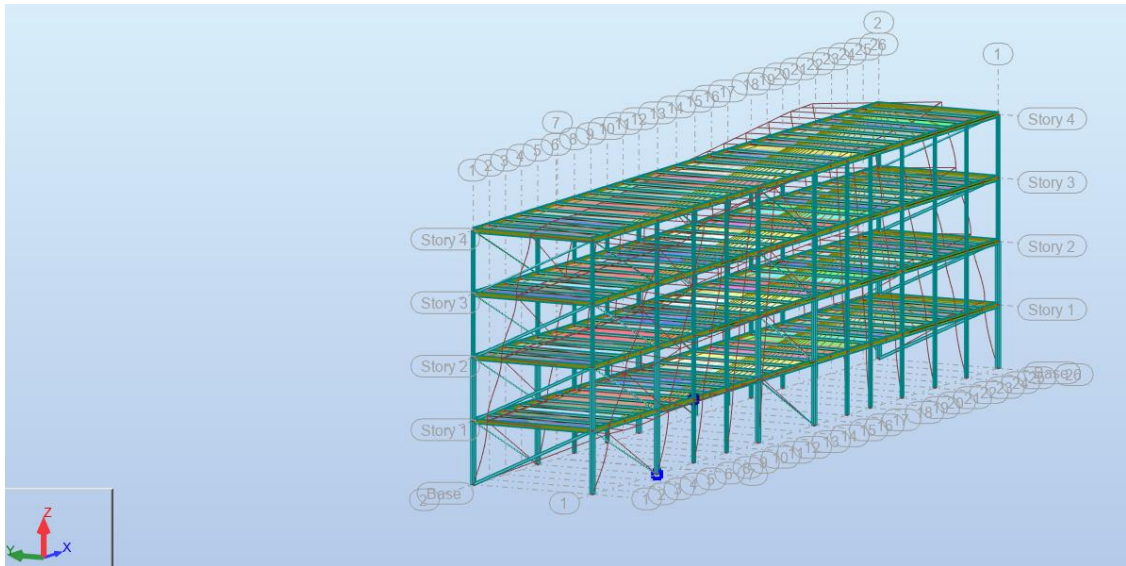
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ (Hz)	ΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ U.X (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ Z.A.UY (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ A.UZ (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖΑ Z.UX (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖΑ UY (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖΑ Z.UZ (%)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ U.X (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ U.Y (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ U.Z (kg)
91/ 1	0,99	1,01	0,47	81,31	0,00	0,47	81,31	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 2	1,07	0,94	82,79	81,77	0,00	82,32	0,47	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 3	1,74	0,58	82,81	81,78	0,01	0,02	0,01	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 4	2,11	0,47	82,81	81,79	8,98	0,00	0,00	8,97	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 5	2,11	0,47	82,81	81,87	10,00	0,00	0,08	1,02	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 6	2,13	0,47	82,81	81,87	11,44	0,00	0,00	1,43	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 7	2,13	0,47	82,81	81,87	11,44	0,00	0,00	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 8	2,13	0,47	82,81	81,87	11,65	0,00	0,00	0,21	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 9	2,13	0,47	82,81	81,87	11,65	0,00	0,00	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 10	2,13	0,47	82,81	81,87	11,81	0,00	0,00	0,16	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 11	2,13	0,47	82,81	81,87	11,81	0,00	0,00	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 12	2,59	0,39	82,81	94,65	11,81	0,00	12,79	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 13	2,78	0,36	82,81	94,65	17,44	0,00	0,00	5,63	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 14	2,78	0,36	82,81	94,65	20,26	0,00	0,00	2,81	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 15	2,82	0,36	89,78	94,66	20,67	6,96	0,00	0,41	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 16	2,82	0,35	89,78	94,66	20,67	0,00	0,00	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 17	2,83	0,35	89,96	94,66	20,97	0,18	0,00	0,31	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 18	2,83	0,35	90,35	94,66	21,16	0,39	0,00	0,19	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 19	2,83	0,35	91,21	94,66	21,16	0,86	0,00	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 20	2,83	0,35	94,15	94,66	21,57	2,94	0,00	0,41	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 21	2,83	0,35	94,89	94,66	21,67	0,75	0,00	0,10	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 22	4,23	0,24	94,89	98,60	21,67	0,00	3,94	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 23	4,49	0,22	94,90	98,60	21,67	0,01	0,00	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 24	4,59	0,22	98,58	98,60	21,67	3,68	0,00	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53
91/ 25	5,83	0,17	98,58	99,99	21,67	0,00	1,40	0,00	1073743,53	1073743,53	1073743,53



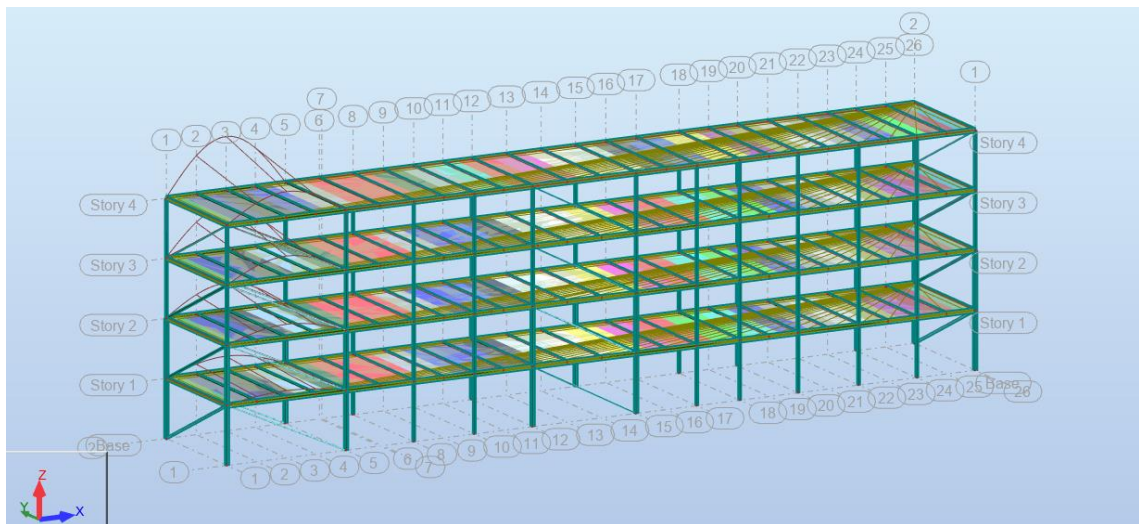
Σχήμα 2.18: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης.



Σχήμα 2.19: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης.



Σχήμα 2.20: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης.



Σχήμα 2.21: 4<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης.

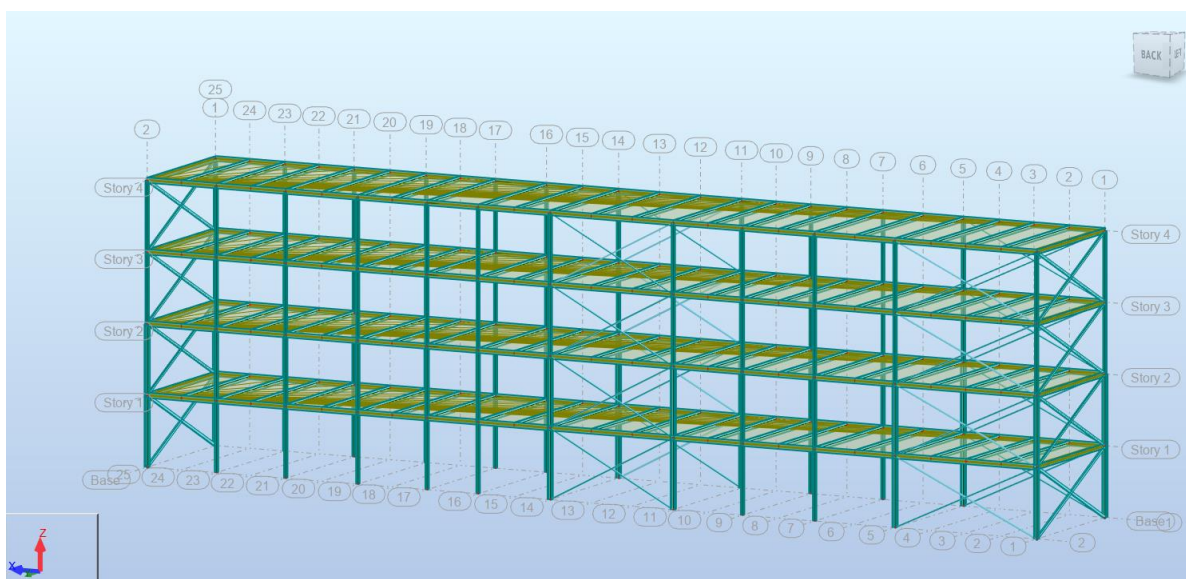
## 3 Διαστασιολόγηση Κατασκευής

### 3.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός του φορέα πρέπει να δημιουργεί ασφαλείς διαδρομές μεταφοράς των φορτίων της κατασκευής στο έδαφος. Το προσομοίωμα το οποίο θα χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση πρέπει να περιγράφει και να απεικονίζει με ικανοποιητική ακρίβεια την συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του. Απαιτείται, ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων ώστε να πραγματοποιηθούν οι απαραίτητοι έλεγχοι προκειμένου να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις που ορίζονται στον Ευρωκώδικα 3, Ευρωκώδικα 4 και Ευρωκώδικα 8. Η διαστασιολόγηση του φορέα πραγματοποιήθηκε με επαναληπτική διαδικασία, μέχρι να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις αυτές.

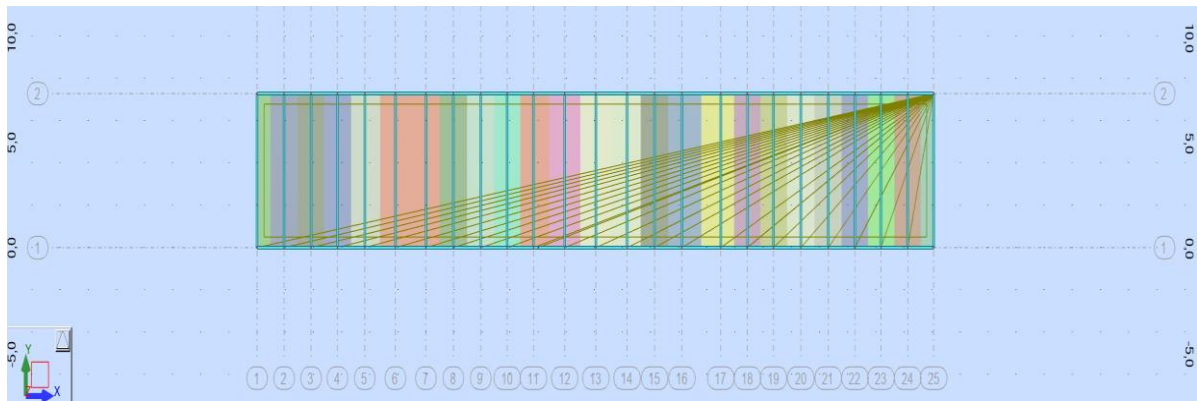
Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση, την ανάλυση και την μελέτη της κατασκευής είναι το Robot Structural Analysis. Η προσομοίωση έγινε με γραμμικά στοιχεία για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και του κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Λόγω της αδυναμίας του προγράμματος να λάβει τη σύμμικτη δράση χάλυβα-σκυροδέματος, στο προσομοίωμα δεν εισήχθη η πλάκα. Ωστόσο, προσομοιώθηκε η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας με την εφαρμογή rigid links τα οποία δεσμεύουν τις οριζόντιες μετακινήσεις  $u_x$  και  $u_y$ .

Το προσομοίωμα λοιπόν της κατασκευής παρουσιάζεται στο Σχήμα:



Σχήμα 3.1: Προσομοίωση της κατασκευής στο Robot Structural Analysis.

Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν τοποθετηθεί παράλληλα στη διεύθυνση του άξονα  $y$ . Το άνω πέλμα των δευτερευουσών και των κύριων δοκών έχει τοποθετηθεί στο ίδιο επίπεδο έτσι ώστε να δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο πάνω στο οποίο στηρίζεται η σύμμικτη πλάκα και να επιτυγχάνεται η σύμμικτη λειτουργία τους. Κύριος ρόλος των δευτερευουσών δοκών είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις κύριες δοκούς, γι' αυτό το λόγο οι επιφάνειες φόρτισης μεταφέρουν τα φορτία στις διαδοκίδες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.



Σχήμα 3.2: Κατανομή φορτίων στις διαδοκίδες.

Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αμφιέριστες ώστε να παραλαμβάνονται μόνο θετικές ροπές και να γίνεται καλύτερη εκμετάλλευση της σύμμικτης λειτουργίας. Η προσομοίωση των αμφιέριστων δοκών έγινε ελευθερώνοντας τη στροφή στον κόμβο σύνδεσης των διαδοκίδων με τις δοκούς. Χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές της σειράς IPE.

Οι κύριες δοκοί έχουν τοποθετηθεί κατά τον άξονα x και σχεδιάζονται ως σύμμικτες δοκοί που ενώνονται με τα υποστυλώματα με απλές συνδέσεις τέμνουσας. Όπως και οι διαδοκίδες, έτσι και οι κύριες δοκοί θεωρήθηκαν αμφιέριστες για την πλήρη αξιοποίηση της σύμμικτης λειτουργίας. Οι κύριες δοκοί φορτίζονται με τις αντιδράσεις των διαδοκίδων στα σημεία σύνδεσής τους και αναλαμβάνουν να μεταφέρουν αυτά τα φορτία στα υποστυλώματα. Χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές της σειράς IPE.

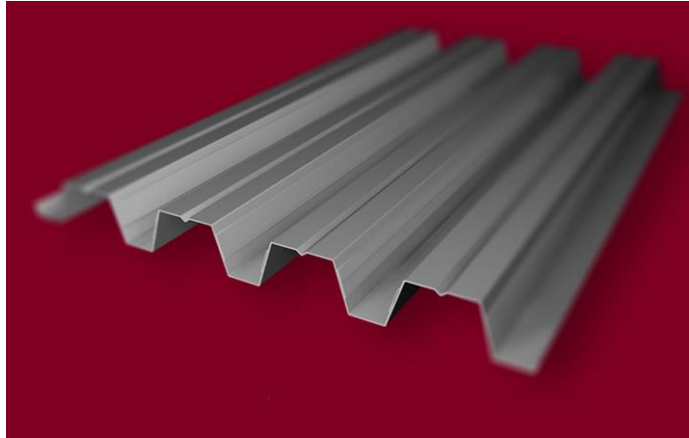
Για τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν διατομές της σειράς HEB. Τα υποστυλώματα είναι συνεχή καθ' ύψος με πλήρη αποκατάσταση συνέχειας και θεωρούνται αρθρωτά στη βάση τους.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Χρησιμοποιήθηκαν κοίλες κυκλικές διατομές της σειράς CHS οι οποίες παρουσιάζουν παρόμοια δυσκαμψία και αντοχή σε λυγισμό και στις δύο διευθύνσεις και κύλιες ορθογωνικές διατομές. Οι χιαστί σύνδεσμοι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και προσομοιώθηκαν ως truss elements. Η σύνδεση τους με τα υποστυλώματα γίνεται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις ώστε να μην παραλαμβάνουν ροπή.

### 3.2 Σύμμικτες πλάκες

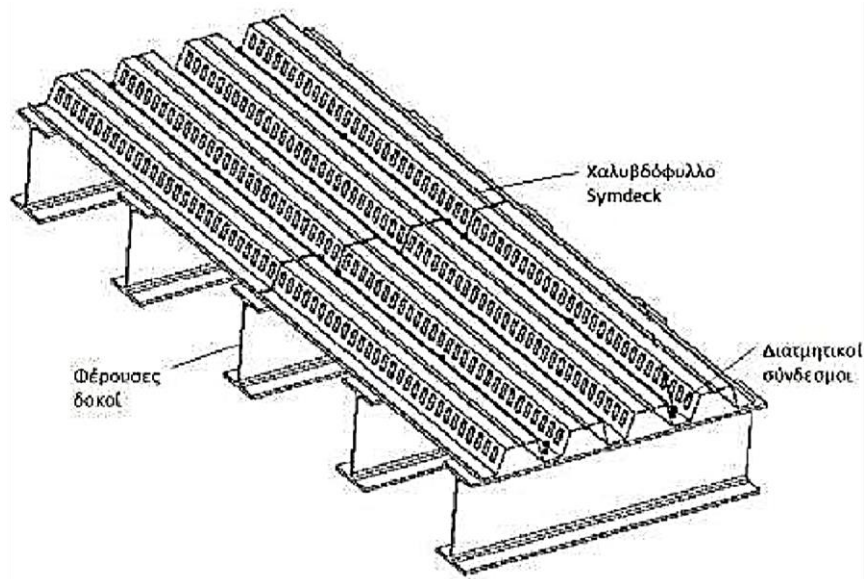
Για το σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκε χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Το άνω πέλμα του είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μία ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στο κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών. Τα χαλυβδόφυλλα παράγονται με τα υψηλά επίπεδα ποιότητας του εργοστασίου σε πάχη από 0,75 έως 1,25mm.





Σχήμα 3.3: Τρισδιάστατη απεικόνιση χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73.

- ΑΝΑΠΤΥΓΜΑ: 1250mm
- ΠΑΧΟΣ: 0,75mm ~ 1,25mm ( $\pm 0,02$ )
- ΚΑΛΥΨΗ: 750  $\pm 5,0$ mm
- ΒΑΘΟΣ: 73  $\pm 1,0$ mm
- ΠΑΤΗΜΑ: 187,5  $\pm 2,0$ mm

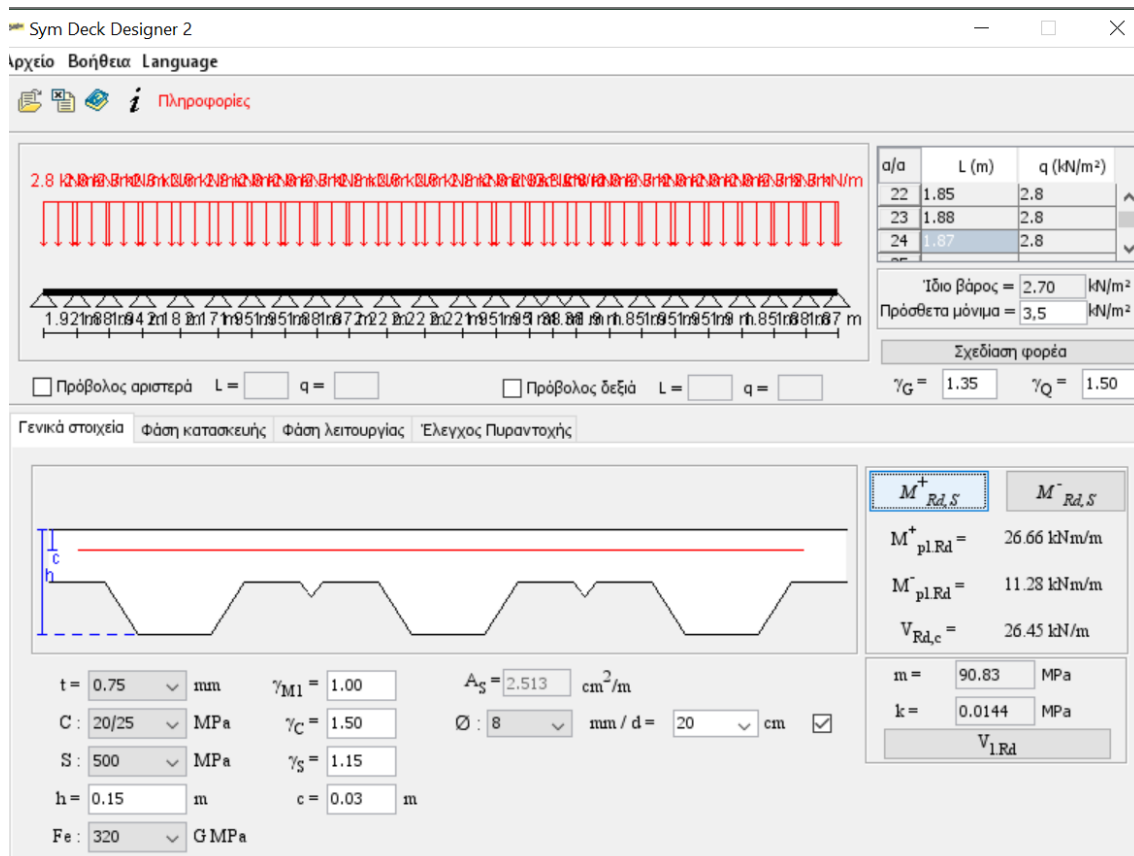


Σχήμα 3.4: Τυπική διάταξη σύμμικτης πλάκας.



Σχήμα 3.5: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά SYMDECK 73.

Ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας έγινε με το πρόγραμμα SymDeck Designer 2 της εταιρίας ΕΛΑΣΤΡΟΝ, για  $q=2,8 \text{ kN/m}^2$  και πρόσθετο μόνιμο φορτίο  $g'=3,5 \text{ kN/m}^2$ , και οι αποστάσεις μεταξύ των διαδοκίδων κυμαίνονται από 1,38m έως 2,22m. Το στατικό σύστημα θεωρήθηκε ότι είναι συνεχής δοκού πολλών ανοιγμάτων. Επιλέχθηκε πάχος πλάκας 15cm, πάχος χαλυβδόφυλλου 0,75mm και άνω οπλισμός  $\Phi 8/20$ , για την προστασία του σκυροδέματος από ρηγάτωση και την παραλαβή των αρνητικών ροπών των στηρίξεων.

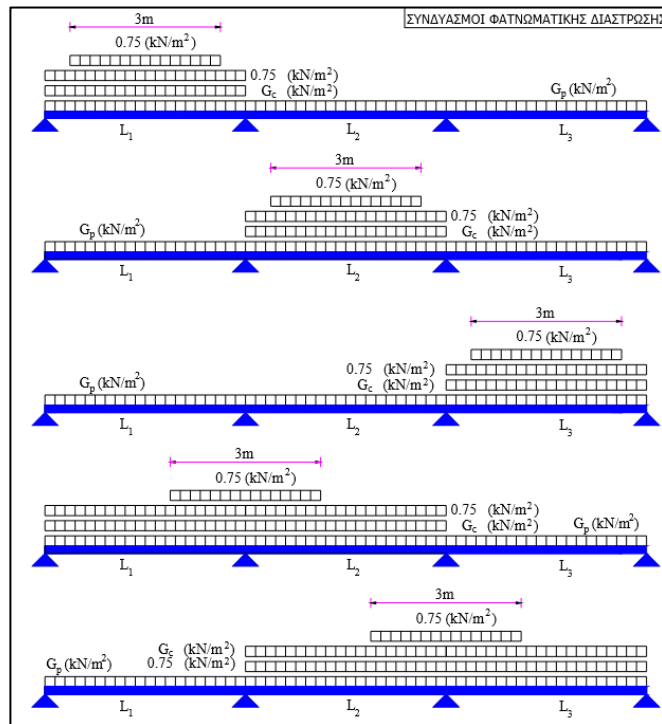


Σχήμα 3.6: Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας.

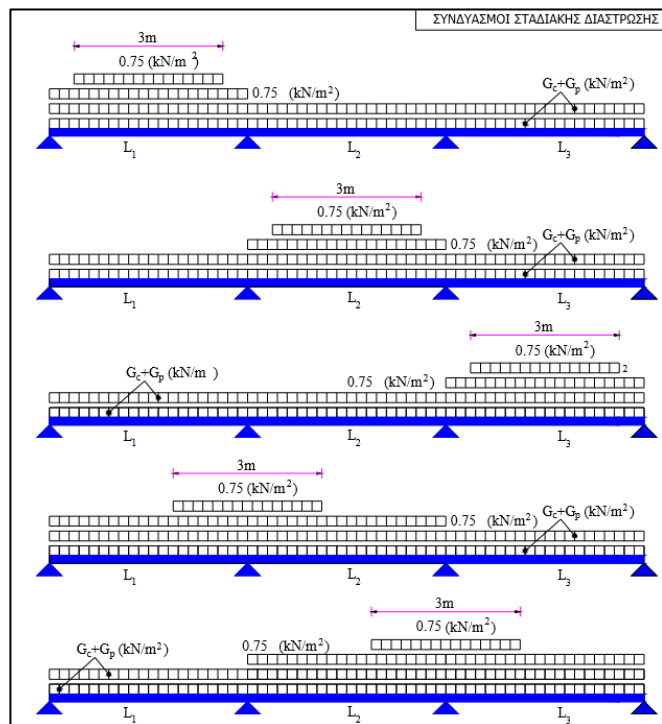
Τα χαλυβδόφυλλα παραλαμβάνουν στην φάση κατασκευής, δηλαδή πριν από την πήξη του έγχυτου σκυροδέματος -κατακόρυφα και πιθανόν οριζόντια φορτία ως ακολούθως:

- Τα ίδια βάρη τους
- Τα ίδια βάρη του σκυροδέματος
- Τα κατακόρυφα φορτία διάστρωσης του σκυροδέματος
- Οριζόντια φορτία αν προβλέπεται να εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία κατά την φάση κατασκευής
- Το φορτίο διάστρωσης, το οποίο σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 αποτελείται από ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο  $0,75 \text{ kN/m}^2$ , συν ένα κινητό φορτίο  $0,75 \text{ kN/m}^2$  που δρα σε επιφάνεια  $3 \times 3 \text{ m}$  και λαμβάνεται υπόψιν στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του στον φορέα.

Για τα παραπάνω φορτία γίνεται θεώρηση της πλέον δυσμενούς τοποθέτησης επί του χαλυβδόφυλλου, όπως φαίνεται στα σχήματα:

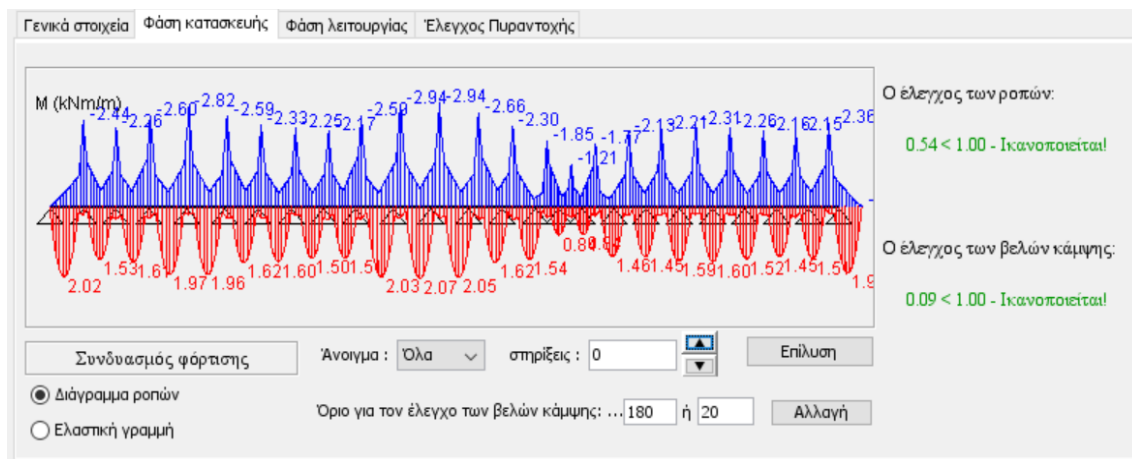


Σχήμα 3.7: Συνδυασμοί φορτίσεων σταδιακής διάστρωσης.

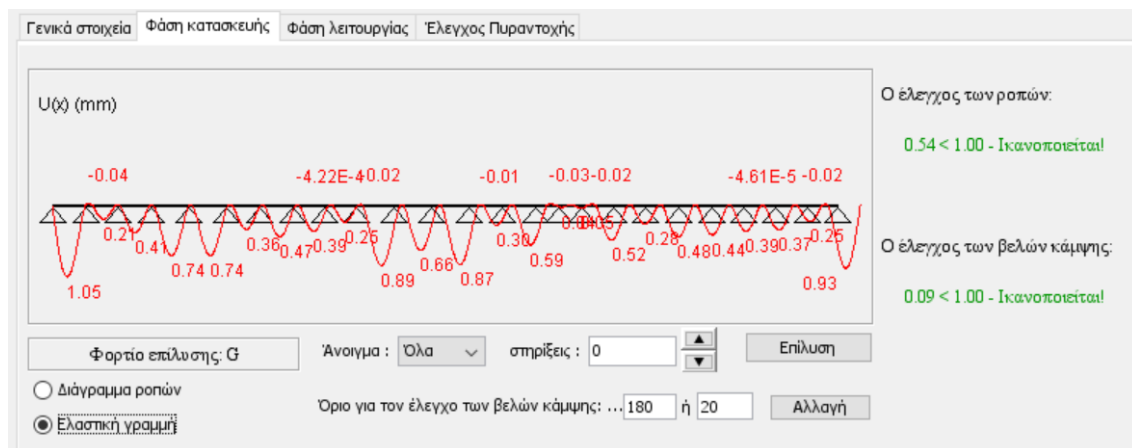


Σχήμα 3.8: Συνδυασμοί φορτίσεων φατνωματικής διάστρωσης.

Οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας στην φάση κατασκευής φαίνεται στα παρακάτω σχήματα:

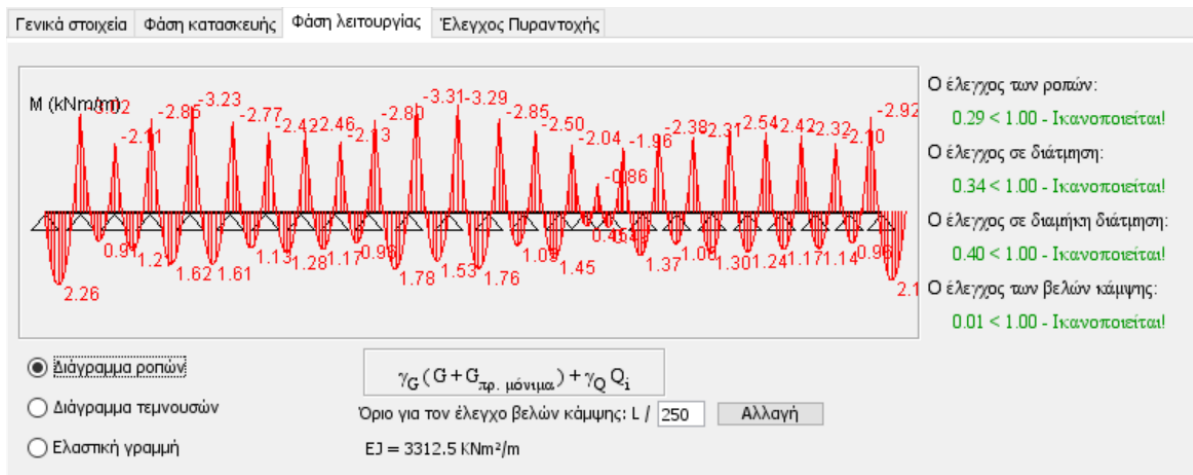


Σχήμα 3.9: Έλεγχος ροπών στην φάση κατασκευής.

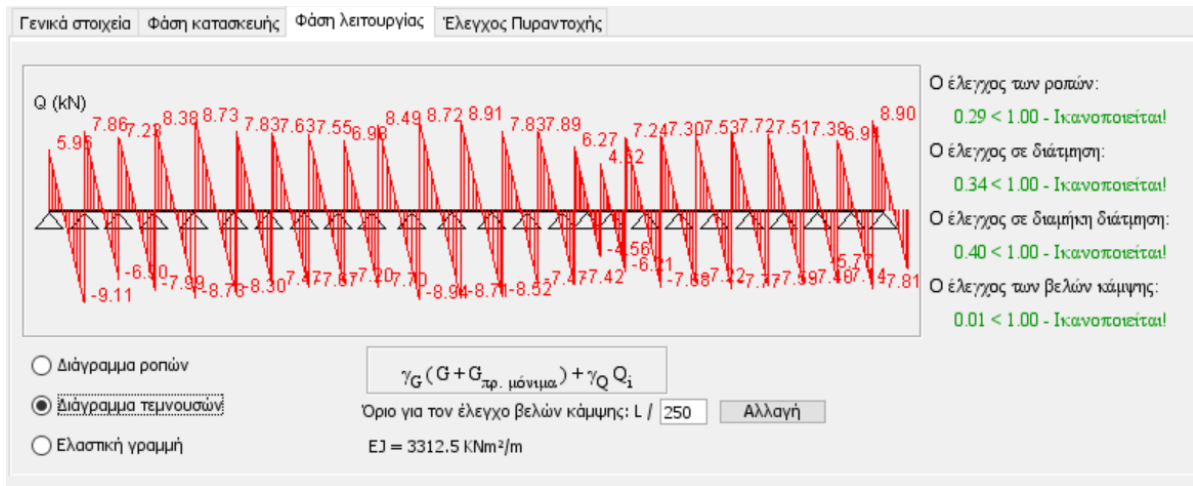


Σχήμα 3.10: Έλεγχος βελών κάμψης στη φάση κατασκευής.

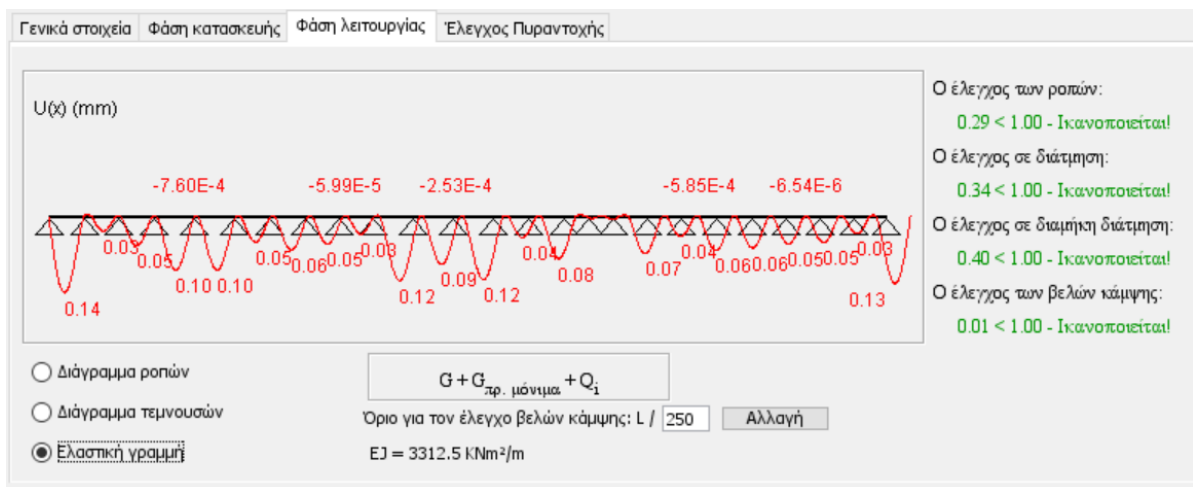
Οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας φαίνονται στα Σχήματα :



Σχήμα 3.11: Έλεγχος ροπών στη φάση λειτουργίας.



Σχήμα 3.12: Έλεγχος σε διάτμηση στη φάση λειτουργίας.



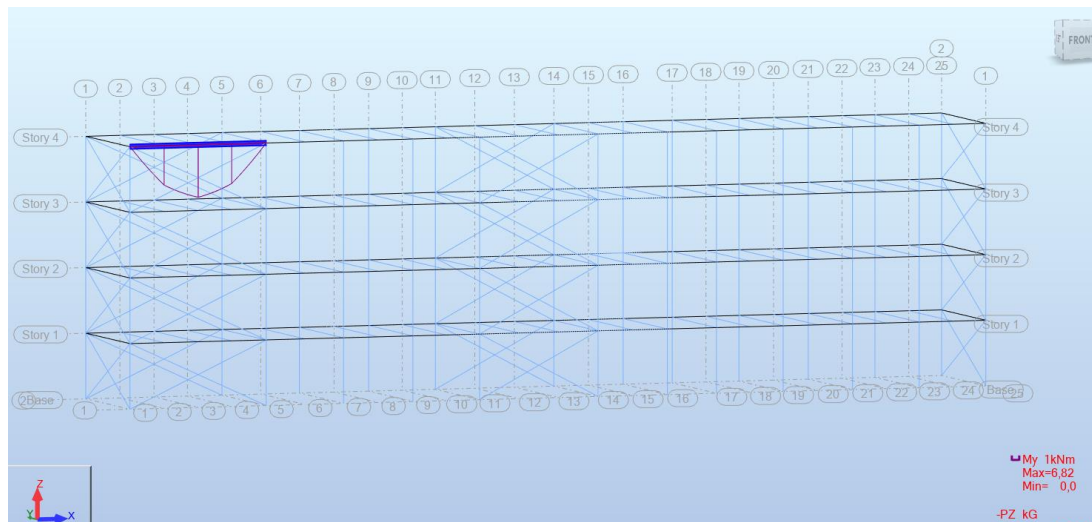
Σχήμα 3.13: Έλεγχος βελών κάμψης στη φάση λειτουργίας.

### 3.3 Σύμμικτες δοκοί

Ο σχεδιασμός των σύμμικτων δοκών γίνεται σε δύο φάσεις:

1. Φάση κατασκευής
2. Φάση λειτουργίας

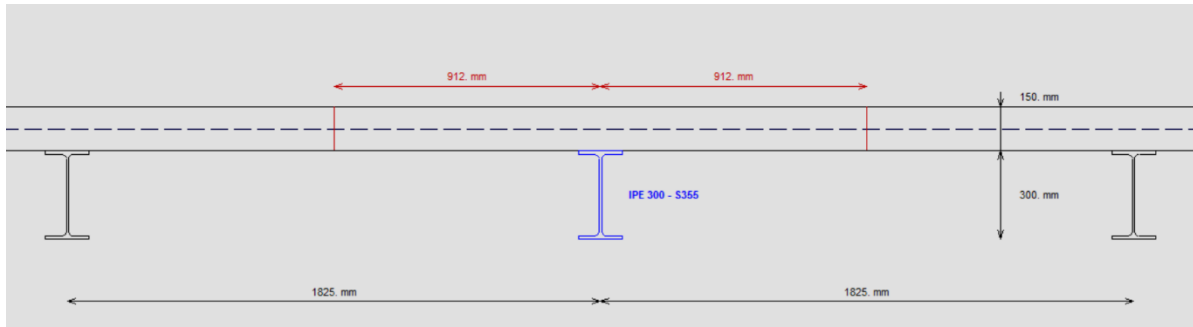
Για τον σχεδιασμό τους χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator, λόγω της αδυναμίας του Robot Structural Analysis να λάβει την επαλληλία των φάσεων κατασκευής. Για τον σχεδιασμό και τον έλεγχο, λοιπόν, των δοκών επιλέχθηκε η δοκός που παρουσιάζει τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Η δοκός έχει μήκος  $L=7,66\text{m}$  και απέχει από την γειτονική κύρια δοκό απόσταση ίση με  $7,3\text{m}$ .



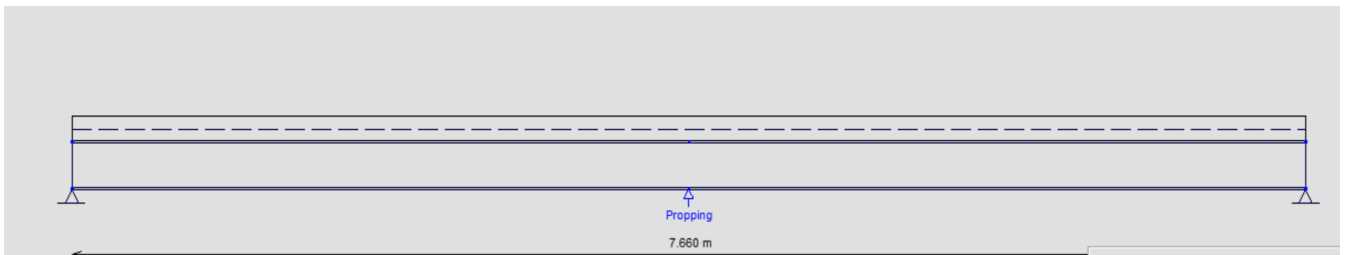
Σχήμα 3.14: Θέση και διάγραμμα ροπών της δοκού της κατασκευής που παρουσιάζει τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

Οι κύριες δοκοί είναι αμφιέριστες (επιλογή releases: pinned-pinned), επομένως οι ροπές είναι πάντα θετικές. Στην φάση κατασκευής οι κύριες δοκοί είναι χαλύβδινες και επιλέχθηκε να υπάρξει προσωρινή υποστήλωση για τα φορτία σκυροδέτησης, καθώς ο έλεγχος των βελών ήταν κρίσιμος. Επιλέχθηκε επίσης και η τοποθέτηση πλευρικής εξασφάλισης στο μέσο της δοκού για την προστασία αυτής από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

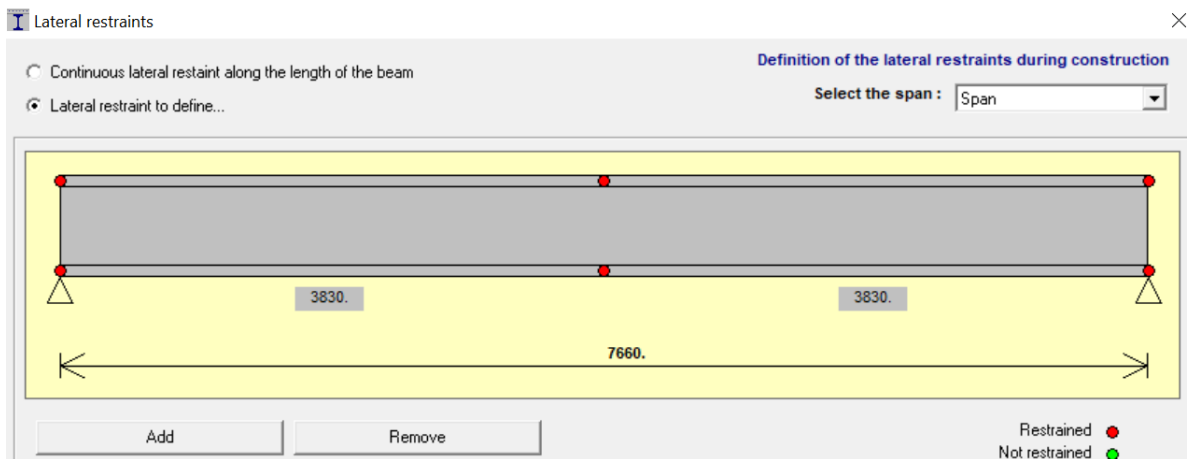
Μετά την πήξη του σκυροδέματος, στην φάση δηλαδή της λειτουργίας, οι διαδοκίδες λειτουργούν ως σύμμικτες. Το συνεργαζόμενο πλάτος  $b_{ef}$  είναι ίσο με  $2 \cdot 1/8 = 1,825\text{m}$ , το οποίο για τις ανάγκες του προγράμματος τοποθετήθηκε συμμετρικά δεξιά και αριστερά της κύριας δοκού.



Σχήμα 3.15: Τομή εγκάρσια στον άξονα της δοκού.



Σχήμα 3.16: Τομή παράλληλη στον άξονα της δοκού.



Σχήμα 3.17: Πλευρικές εξασφαλίσεις της δοκού.

Για την διατμητική σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν ήλοι κεφαλής M19 και μήκους 125mm. Το πάχος της πλάκας είναι 150mm, επομένως η επικάλυψη είναι 25mm και καλύπτει την ελάχιστη απαιτούμενη που είναι 20mm. Με την χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator πραγματοποιήθηκαν οι απαραίτητοι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση αστοχίας και Οριακή Κατάστασης Λειτουργικότητας. Στα διαθέσιμα πεδία συμπληρώθηκαν, το μήκος της δοκού, η απόστασή της από την γειτονική κύρια δοκό, οι τιμές των πρόσθετων μόνιμων, του κινητού φορτίου και του χιονιού, καθώς και οι διαστάσεις του χαλυβδόφυλλου και το πάχος της πλάκας μέσω των οποίων υπολογίζεται από το πρόγραμμα αυτόματα το βάρος της. Πραγματοποιήθηκαν αρκετές δοκιμές για την επιλογή της κατάλληλης διατομής ώστε να ικανοποιούνται τα κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας αλλά και είναι οικονομική. Η διατομή που επιλέχθηκε τελικά είναι η IPE300 με βέλος  $L/283 < L/250$ . Τα αποτελέσματα της ανάλυσης είναι τα παρακάτω:

**Preliminary Design Note**

**DATA**

**General parameters**

**Main span**

**COMPOSITE BEAM**

L = 7.660 m

**Intermediate beam**

Width on the left

L<sub>1</sub> = 1.825 m    Max. participating width    L<sub>1</sub> = 0.913 m

Width on the right

L<sub>2</sub> = 1.825 m    Max. participating width    L<sub>2</sub> = 0.913 m

**Slab**

**Slab with profiled sheeting**

Total thickness = 15.00 cm

**Profiled steel sheeting** "" , perpendicular to the beam

(h = 73.0 mm ; e = 187.5 mm ; b<sub>1</sub> = 50.0 mm ; b<sub>2</sub> = 136.3 mm ; t = 0.75 mm ;  
f<sub>y</sub> = 320 N/mm<sup>2</sup> ; M = 8.90 daN/m<sup>2</sup>)

**Slab**

**Slab with profiled sheeting**

Total thickness = 15.00 cm

**Profiled steel sheeting** "" , perpendicular to the beam

(h = 73.0 mm ; e = 187.5 mm ; b<sub>1</sub> = 50.0 mm ; b<sub>2</sub> = 136.3 mm ; t = 0.75 mm ;  
f<sub>y</sub> = 320 N/mm<sup>2</sup> ; M = 8.90 daN/m<sup>2</sup>)

Sheeting not interrupted at beam

**Section**

**IPE 300 - S355 JR/J0/J2/K2**

h<sub>t</sub> = 300.0 mm  
b<sub>f</sub> = 150.0 mm  
t<sub>w</sub> = 7.1 mm  
t<sub>f</sub> = 10.7 mm  
r = 15.0 mm

A = 53.81 cm<sup>2</sup>  
A<sub>v</sub> = 25.68 cm<sup>2</sup>  
I<sub>y</sub> = 8356.11 cm<sup>4</sup>  
I<sub>z</sub> = 603.78 cm<sup>4</sup>  
I<sub>t</sub> = 20.12 cm<sup>4</sup>  
I<sub>wp</sub> = 125934.10 cm<sup>6</sup>  
W<sub>el,y</sub> = 557.07 cm<sup>3</sup>  
W<sub>pl,y</sub> = 628.36 cm<sup>3</sup>

**Materials**

**Steel**

E = 210000 N/mm<sup>2</sup>  
ρ = 7850 kg/m<sup>3</sup>

Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f<sub>y</sub> with thickness according to EC3

Databases 2018\_01

Flanges    f<sub>yt</sub> = 355 N/mm<sup>2</sup>  
Web        f<sub>yw</sub> = 355 N/mm<sup>2</sup>  
Section    f<sub>y</sub> = 355 N/mm<sup>2</sup>  
ε = 0.814

**Concrete slab C25/30**

f<sub>ck</sub> = 25 N/mm<sup>2</sup>  
E<sub>cm</sub> = 31476 N/mm<sup>2</sup>

Modular ratio for LONG TERM

C<sub>eq</sub> = 23.74



Modular ratio for SHORT TERM	$C_{eq} = 6.67$
Shrinkage (R) - Long term	$\varepsilon = 300 \cdot 10^{-6}$
Density of the concrete (slab)	$\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Reinforcement steel	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

**Connection**

**Connectors**

$\phi$	=	19.0 mm
$h$	=	125.0 mm
$f_y$	=	$350.0 \text{ N/mm}^2$
$f_u$	=	$450.0 \text{ N/mm}^2$

Main span  $L = 7.660 \text{ m}$   $e = 0.188 \text{ m}$   $n = 1 \text{ row(s)}$

Total number of connectors : 41

**Lateral restraint of the beam** - The beam is laterally restrained at supports

Main span  $x = 3.83 \text{ m}$  (upper and lower flange laterally restrained)

**Propping in the construction stage** Number of proppings in the span : 1

**Loads**

**Loads at construction stage**

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.41 kN/m	
	Dead weight of the slab ( $2.91 \text{ kN/m}^2$ )		5.31 kN/m
Construction load ( $Q_c$ )	$Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$	1.37 kN/m	

**Loads at final stage**

Permanent loads	Dead weight of the profile		0.41 kN/m
	Dead weight of the slab ( $2.91 \text{ kN/m}^2$ )		5.31 kN/m
Span	Line load :	$x_o = 0.00 \text{ m}$ $x_e = 7.66 \text{ m}$	$q_o = 13.00 \text{ kN/m}$ $q_e = 13.00 \text{ kN/m}$

**Live load case n° 1** ( $\psi_0 = 0.70$ )

Span	Line load :	$x_o = 0.00 \text{ m}$ $x_e = 7.66 \text{ m}$	$q_o = 10.00 \text{ kN/m}$ $q_e = 10.00 \text{ kN/m}$
	Line load :	$x_o = 0.00 \text{ m}$ $x_e = 7.66 \text{ m}$	$q_o = 1.20 \text{ kN/m}$ $q_e = 1.20 \text{ kN/m}$

**Partial Factors**

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

**Combinations of actions**

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



**FINAL stage**

<b>Participating width</b>	on left support	1.387 m
	L / 4 (= 1.915 m)	1.825 m
	3 L / 4 (= 5.745 m)	1.825 m
	on right support	1.387 m

<b>Moments of inertia</b>	...at mid-span
Long-term	27922 cm <sup>4</sup>
Short-term	38706 cm <sup>4</sup>

**Resistance of the connectors** P<sub>Rd</sub> = 47.28 kN

**Verification of the degree of connection**

Minimum degree of connection = 0.480

F<sub>Steel</sub> = 1910.33 kN

F<sub>Concrete</sub> = 1990.77 kN

Degree of connection = 0.495 > 0.480

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

**Plastic resistance with partial connection**

Plastic shear force resistance V<sub>pl,Rd</sub> = 526.37 kN (η = 1.20)

No risk of shear buckling ( h<sub>w</sub> / t<sub>w</sub> < 72 ε / η )

**ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q<sub>1</sub>**

**Support reactions** R<sub>V1</sub> = 161.14 kN  
R<sub>V2</sub> = 161.15 kN

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

A<sub>s</sub>/s<sub>f</sub> > 0.62 cm<sup>2</sup>/m

M<sub>Ed,max(+)</sub> = 308.64 kN.m M<sub>Ed,max(-)</sub> = 0.00 kN.m Γ<sub>M</sub> = 0.774 (x = 4.596 m)

V<sub>Ed,max</sub> = 161.16 kN Γ<sub>V</sub> = 0.306 (x = 7.660 m)

Γ<sub>MV</sub> = 0.774 (x = 4.596 m)

Γ<sub>Vh</sub> = 0.404

Minimum transverse reinforcement ratio :  
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

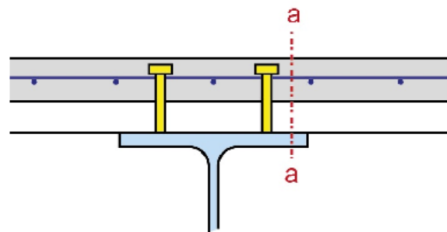
ρ<sub>w,min</sub> = 0.08 %

A<sub>s</sub>/s<sub>f</sub> > 0.62 cm<sup>2</sup>/m

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :

A<sub>s</sub>/s<sub>f</sub> > 0.62 cm<sup>2</sup>/m (ρ<sub>w</sub> > 0.08 %)

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



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

<b>Plastic moment in span</b>	M <sub>pl,Rd</sub> =	406.72 kN.m
<b>Maximum criterion for bending resistance</b>	Γ <sub>M,max</sub> =	0.774
<b>Maximum criterion for shear force resistance</b>	Γ <sub>V,max</sub> =	0.306
<b>Maximum criterion for bending moment - shear force interaction</b>	Γ <sub>MV,max</sub> =	0.774
<b>Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab</b>	Γ <sub>Vh,max</sub> =	0.404

### Serviceability Limit States

#### Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$V_{max} =$	4.4 mm (L / 1746)
Case 'Other permanent loads'	$V_{max} =$	10.0 mm (L / 768)
Case 'Q <sub>1</sub> '	$V_{max} =$	6.2 mm (L / 1238)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$V_{max} =$	6.5 mm (L / 1182)

#### Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q <sub>1</sub> '	$V_{max} =$	27.0 mm (L / 283)
---	-------------	-------------------

#### Estimation of the first natural frequency

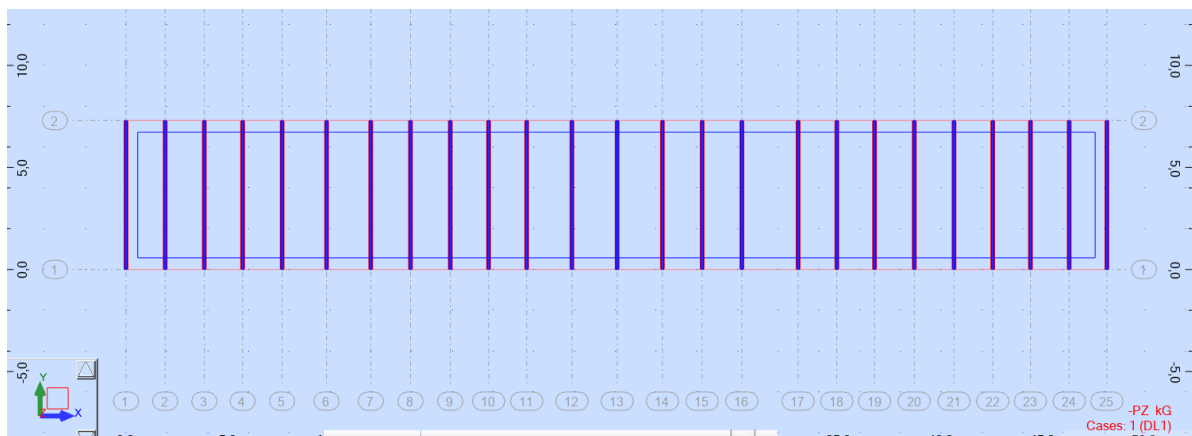
G + 0.00 Q <sub>1</sub> :	5.52 Hz
G + 0.10 Q <sub>1</sub> :	5.36 Hz
G + 0.20 Q <sub>1</sub> :	5.22 Hz
G + 0.30 Q <sub>1</sub> :	5.08 Hz
G + 0.40 Q <sub>1</sub> :	4.96 Hz
G + 0.50 Q <sub>1</sub> :	4.85 Hz
G + 0.60 Q <sub>1</sub> :	4.74 Hz
G + 0.70 Q <sub>1</sub> :	4.64 Hz
G + 0.80 Q <sub>1</sub> :	4.54 Hz
G + 0.90 Q <sub>1</sub> :	4.45 Hz
G + 1.00 Q <sub>1</sub> :	4.37 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

## 3.4 Σύμμικτες διαδοκίδες

Για τον σχεδιασμό των σύμμικτων διαδοκίδων χρησιμοποιήθηκε επίσης το πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator για να ληφθούν υπόψιν οι φάσεις της κατασκευής. Για τον σχεδιασμό και τον έλεγχο, χρησιμοποιήθηκε η διαδοκίδα που παρουσιάζει τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

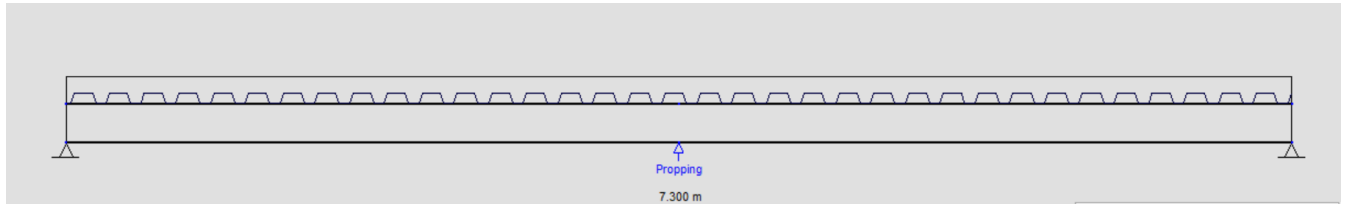


Σχήμα 3.18: Διάταξη διαδοκίδων τυπικού ορόφου.

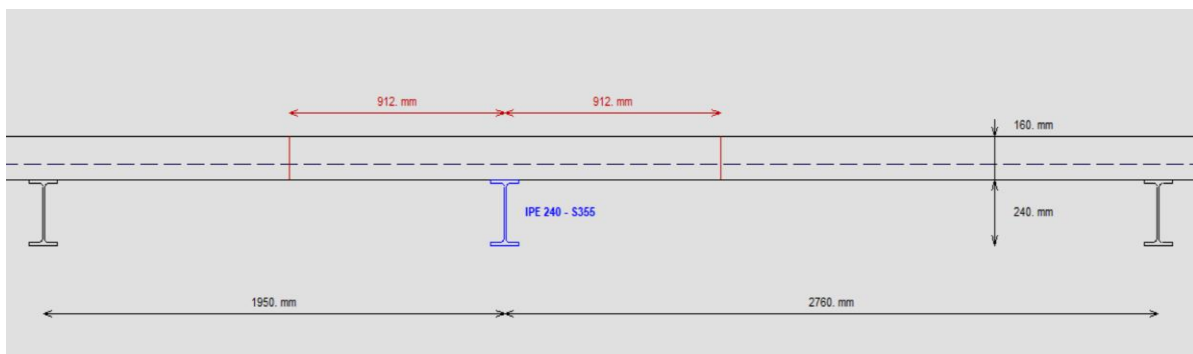
Οι διαδοκίδες έχουν μήκος ίσο με 7,3m και στηρίζονται αμφιέρειστα στις κύριες δοκούς (επιλογή releases: pinned-pinned), επομένως οι ροπές είναι πάντα θετικές και το θλιβόμενο άνω πέλμα είναι πλευρικά εξασφαλισμένο, λόγω παρουσίας της πλάκας.

Στην φάση κατασκευής οι διαδοκίδες είναι χαλύβδινες. Επιλέχθηκε να υπάρξει προσωρινή υποστήριξη στο μέσο και πλευρική εξασφάλιση. Μετά την πήξη του σκυροδέματος λειτουργούν ως σύμμικτες με συνεργαζόμενο πλάτος ίσο με  $2*L/8=2*912\text{mm}$ .

Η δυσμενέστερη διαδοκίδα έχει μήκος  $L=7,3\text{ m}$  και απέχει από τις δυο γειτονικές διαδοκίδες  $l_1=1,95\text{m}$  και  $l_2=2,76\text{ m}$ .

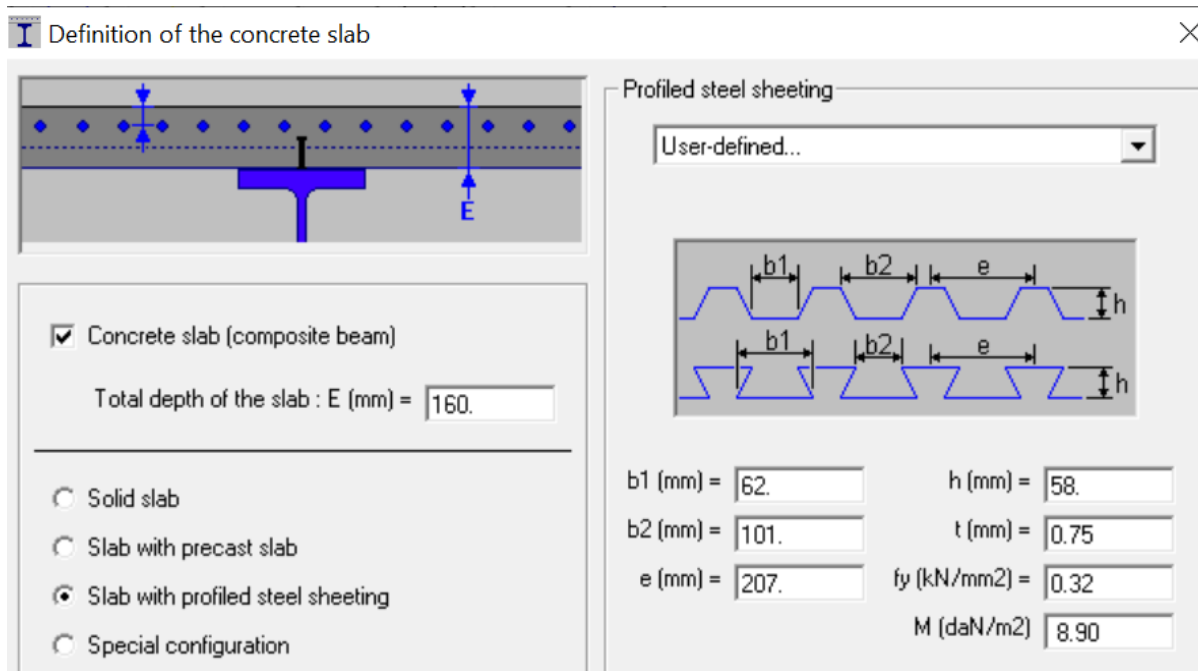


Σχήμα 3.19: Τομή παράλληλη στον άξονα των διαδοκίδων.

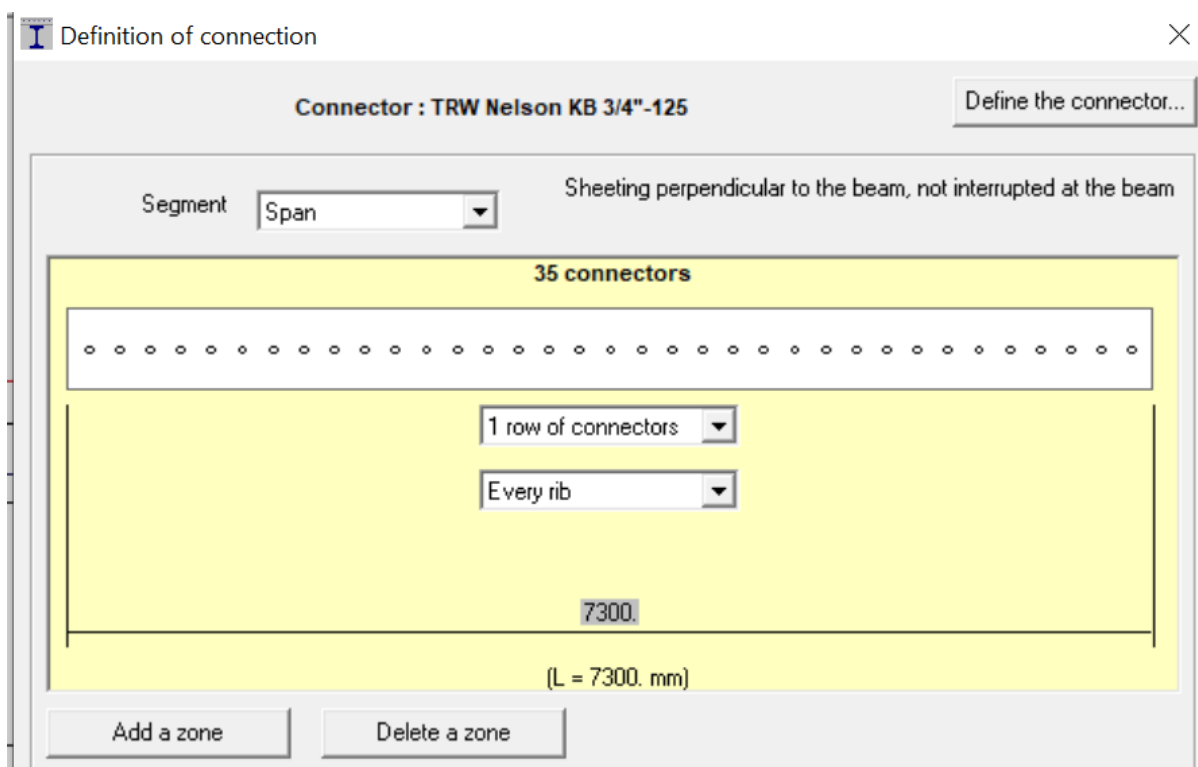


Σχήμα 3.20: Τομή εγκάρσια στον άξονα των διαδοκίδων.

Για την διατμητική σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν ήλοι κεφαλής M19 και μήκους 125mm. Το πάχος της πλάκας είναι 150mm, επομένως η επικάλυψη είναι 25mm και καλύπτει την ελάχιστη απαιτούμενη που είναι 20mm. Με την χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator πραγματοποιήθηκαν οι απαραίτητοι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση αστοχίας και Οριακή Κατάστασης Λειτουργικότητας. Στα διαθέσιμα πεδία συμπληρώθηκαν, το μήκος της διαδοκίδας, η απόστασή τις δύο γειτονικές διαδοκίδες, οι τιμές των προσθέτων μόνιμων, του κινητού φορτίου του χιονιού και της ανεμοπίεσης οροφής, καθώς και οι διαστάσεις του χαλυβδόφυλλου και το πάχος της πλάκας μέσω των οποίων υπολογίζεται από το πρόγραμμα αυτόματα το βάρος της. Πραγματοποιήθηκαν αρκετές δοκιμές για την επιλογή της κατάλληλης διατομής ώστε να ικανοποιούνται τα κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας αλλά και είναι οικονομική. Η διατομή που επιλέχθηκε τελικά είναι η IPE240 με βέλος  $L/264 < L/250$ . Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης:



Σχήμα 3.21: Ορισμός γεωμετρικών χαρακτηριστικών χαλυβδόφυλλου στο πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator.



Σχήμα 3.22: Διάταξη διατμητικών ήλων στην διαδοκίδα.

**Preliminary Design Note**

**DATA**

**General parameters**

**COMPOSITE BEAM**

<b>Main span</b>	L =	7.300 m		
<b>Intermediate beam</b>				
Width on the left	L <sub>1</sub> =	1.950 m	Max. participating width	L <sub>1</sub> = 0.975 m
Width on the right	L <sub>2</sub> =	2.760 m	Max. participating width	L <sub>2</sub> = 1.380 m

**Slab**

**Slab with profiled sheeting** Total thickness = 16.00 cm

**Profiled steel sheeting "PAB CofraPlus 60 C-0.75"**, perpendicular to the beam  
 (h = 58.0 mm ; e = 207.0 mm ; b<sub>1</sub> = 62.0 mm ; b<sub>2</sub> = 101.0 mm ; t = 0.75 mm ;  
 f<sub>y</sub> = 320 N/mm<sup>2</sup> ; M = 8.90 daN/m<sup>2</sup>)  
 Sheeting not interrupted at beam

**Section**

**IPE 240 - S355 JR/J0/J2/K2**

h <sub>t</sub> =	240.0 mm	A =	39.12 cm <sup>2</sup>
b <sub>t</sub> =	120.0 mm	A <sub>v</sub> =	19.14 cm <sup>2</sup>
t <sub>w</sub> =	6.2 mm	I <sub>y</sub> =	3891.63 cm <sup>4</sup>
t <sub>f</sub> =	9.8 mm	I <sub>z</sub> =	283.63 cm <sup>4</sup>
r =	15.0 mm	I <sub>t</sub> =	12.88 cm <sup>4</sup>
		I <sub>w</sub> =	37391.18 cm <sup>6</sup>
		W <sub>el,y</sub> =	324.30 cm <sup>3</sup>
		W <sub>pl,y</sub> =	366.65 cm <sup>3</sup>

**Materials**

<b>Steel</b>	E =	210000 N/mm <sup>2</sup>
	ρ =	7850 kg/m <sup>3</sup>

Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f<sub>y</sub> with thickness according to EC3

Databases 2018_01	Flanges	f <sub>yt</sub> =	355 N/mm <sup>2</sup>
	Web	f <sub>yw</sub> =	355 N/mm <sup>2</sup>
	Section	f <sub>y</sub> =	355 N/mm <sup>2</sup>
		ε =	0.814

**Concrete slab C25/30**

f <sub>ck</sub> =	25 N/mm <sup>2</sup>
E <sub>cm</sub> =	31476 N/mm <sup>2</sup>

Modular ratio for LONG TERM	C <sub>eq</sub> =	23.63
-----------------------------	-------------------	-------

Modular ratio for SHORT TERM	C <sub>eq</sub> =	6.67
------------------------------	-------------------	------

Shrinkage (R) - Long term	ε =	300.10 <sup>-6</sup>
---------------------------	-----	----------------------

Density of the concrete (slab)	ρ =	25.00 kN/m <sup>3</sup>
--------------------------------	-----	-------------------------

<b>Reinforcement steel</b>	f <sub>yk</sub> =	500 N/mm <sup>2</sup>
----------------------------	-------------------	-----------------------

**Connection**

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

φ =	19.0 mm
h =	125.0 mm
f <sub>y</sub> =	350.0 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>u</sub> =	450.0 N/mm <sup>2</sup>

Main span	L = 7.300 m	e = 0.207 m	n = 1 row(s)
-----------	-------------	-------------	--------------

Total number of connectors : 35

**Lateral restraint of the beam** - The beam is laterally restrained at supports

<b>Main span</b>	x =	3.65 m	(upper and lower flange laterally restrained)
------------------	-----	--------	---

**Propping in the construction stage**

Number of proppings in the span : 1

**Loads****Loads at construction stage**

<b>Permanent loads (g)</b>	Dead weight of the profile	0.30 kN/m	
	Dead weight of the slab ( 3.20 kN/m <sup>2</sup> )		7.53 kN/m
<b>Construction load (Q<sub>c</sub>)</b>	Q <sub>c</sub> = 0.75 kN/m <sup>2</sup>	1.77 kN/m	

**Loads at final stage**

<b>Permanent loads</b>	Dead weight of the profile		0.30 kN/m		
	Dead weight of the slab ( 3.20 kN/m <sup>2</sup> )		7.53 kN/m		
Span	Line load :	x <sub>o</sub> =	0.00 m	q <sub>o</sub> =	6.60 kN/m
		x <sub>e</sub> =	7.30 m	q <sub>e</sub> =	6.60 kN/m

**Live load case n° 1 ( ψ<sub>0</sub> = 0.70)**

Span	Line load :	x <sub>o</sub> =	0.00 m	q <sub>o</sub> =	8.30 kN/m
		x <sub>e</sub> =	7.30 m	q <sub>e</sub> =	8.30 kN/m
Span	Line load :	x <sub>o</sub> =	0.00 m	q <sub>o</sub> =	0.76 kN/m
		x <sub>e</sub> =	7.30 m	q <sub>e</sub> =	0.76 kN/m

**Partial Factors**

Permanent loads	γ <sub>G,sup</sub> = 1.35	Structural steel	γ <sub>M0</sub> = 1.00
	γ <sub>G,inf</sub> = 1.00	Structural steel (instabilities)	γ <sub>M1</sub> = 1.00
Live loads	γ <sub>Q</sub> = 1.50	Concrete	γ <sub>c</sub> = 1.50
		Reinforcement bars	γ <sub>s</sub> = 1.15
		Connectors	γ <sub>v</sub> = 1.25
		Shear resistance of the steel sheeting	γ <sub>sp</sub> = 1.10

**Combinations of actions**

<b>ULS combination (construction stage)</b>	1.35 G + 1.50 Q <sub>c</sub>
<b>ULS combination(s)</b>	1.35 G + 1.50 Q <sub>1</sub>
<b>SLS combination(s)</b>	G + R + Q <sub>1</sub>

**CONSTRUCTION stage**

Moment resistance	Section Class 1	M <sub>Rd</sub> =	130.16 kN.m
Plastic shear force resistance	V <sub>pl,Rd</sub> =	392.37 kN (η = 1.20)	
No risk of shear buckling ( h <sub>w</sub> / t <sub>w</sub> < 72 ε / η EN 1993-1-1 § 6.2.6(6)			
<b>ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q<sub>c</sub></b>			

<b>Support reactions</b>	R <sub>V1</sub> =	18.10 kN
	R <sub>V2</sub> =	60.35 kN
	R <sub>V3</sub> =	18.10 kN

**Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling**μ<sub>cr</sub> = 5.12 (LTBeam calc. module)

M <sub>Ed,max(+)</sub> =	12.38 kN.m	M <sub>Ed,max(-)</sub> =	-22.04 kN.m	Γ <sub>M</sub> =	0.169 (x = 3.650 m)
V <sub>Ed,max</sub> =	30.17 kN			Γ <sub>V</sub> =	0.077 (x = 3.650 m)



$\Gamma_{MV} = 0.169$  (x = 3.650 m)  
 $\Gamma_{LT} = 0.259$

**Support reactions**  
 $R_{V1} = 18.71$  kN  
 $R_{V2} = 54.30$  kN  
 $R_{V3} = 13.87$  kN

**Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling**

$\mu_{cr} = 5.46$  (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 13.21$  kN.m     $M_{Ed,max(-)} = -19.83$  kN.m     $\Gamma_M = 0.152$  (x = 3.650 m)  
 $V_{Ed,max} = 29.57$  kN     $\Gamma_V = 0.075$  (x = 3.650 m)  
 $\Gamma_{MV} = 0.152$  (x = 3.650 m)  
 $\Gamma_{LT} = 0.238$

**Maximum criterion for bending resistance**     $\Gamma_{M,max} = 0.169$

**Maximum criterion for shear force resistance**     $\Gamma_{V,max} = 0.077$

**Maximum criterion for bending moment - shear force interaction**     $\Gamma_{MV,max} = 0.169$

**Maximum criterion for lateral torsional buckling**     $\Gamma_{LT,max} = 0.259$

**Serviceability Limit States**  
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight'    Span     $v_{max} = 0.9$  mm (L / 7927)

Case 'Construction load' ( $Q_c$ )

Arrangement n° 1

Span     $v_{max} = 0.2$  mm  
Total deflection     $v_{max} = 1.1$  mm (L / 6468)

Case 'Construction load' ( $Q_c$ )

Arrangement n° 2

Span     $v_{max} = 0.4$  mm  
Total deflection     $v_{max} = 1.3$  mm (L / 5750)

**FINAL stage**

<b>Participating width</b>	on left support	1.369 m
	L / 4 (= 1.825 m)	1.825 m
	3 L / 4 (= 5.475 m)	1.825 m
	on right support	1.369 m

<b>Moments of inertia</b>	...at mid-span
Long-term	18281 cm <sup>4</sup>
Short-term	24172 cm <sup>4</sup>

**Resistance of the connectors**  $P_{Rd} =$  63.15 kN

**Verification of the degree of connection**

Minimum degree of connection = 0.469  
 $F_{Steel} = 1388.63$  kN  
 $F_{Concrete} = 2637.13$  kN  
 Degree of connection = 0.819 > 0.469

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

**Plastic resistance with partial connection**

Plastic shear force resistance  $V_{pl,Rd} =$  392.37 kN ( $\eta = 1.20$ )

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

**ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q<sub>1</sub>**

**Support reactions**  $R_{V1} =$  120.74 kN  
 $R_{V2} =$  120.73 kN

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :  $A_{s_f} > 0.82$  cm<sup>2</sup>/m

$M_{Ed,max(+)} =$	220.35 kN.m	$M_{Ed,max(-)} =$	0.00 kN.m	$\Gamma_M =$	0.731	(x = 2.555 m)
$V_{Ed,max} =$	-120.73 kN			$\Gamma_V =$	0.308	(x = 0.000 m)
				$\Gamma_{MV} =$	0.731	(x = 2.555 m)
				$\Gamma_{Vh} =$	0.392	

**Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars**

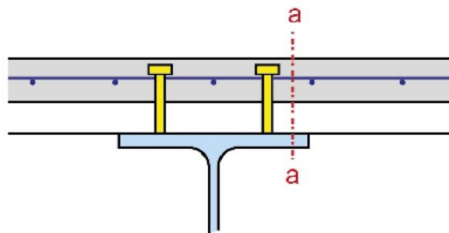
Minimum transverse reinforcement ratio :  
 (EN 1994-1-1 §6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$\rho_{w,min} = 0.08$  %  
 $A_{s_f} > 0.82$  cm<sup>2</sup>/m

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4):

$A_{s_f} > 0.82$  cm<sup>2</sup>/m ( $\rho_w > 0.08$  %)

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



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

Plastic moment in span	$M_{pl,Rd} =$	323.15 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.731
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.308
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.731
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.392

#### Serviceability Limit States

##### Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	7.6 mm (L / 965)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	6.4 mm (L / 1144)
Case 'Q <sub>1</sub> '	$v_{max} =$	6.6 mm (L / 1104)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	7.1 mm (L / 1033)

##### Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q <sub>1</sub> '	$v_{max} =$	27.6 mm (L / 264)
---	-------------	-------------------

##### Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q <sub>1</sub> :	5.47 Hz
G + 0.10 Q <sub>1</sub> :	5.31 Hz
G + 0.20 Q <sub>1</sub> :	5.16 Hz
G + 0.30 Q <sub>1</sub> :	5.02 Hz
G + 0.40 Q <sub>1</sub> :	4.89 Hz
G + 0.50 Q <sub>1</sub> :	4.77 Hz
G + 0.60 Q <sub>1</sub> :	4.66 Hz
G + 0.70 Q <sub>1</sub> :	4.56 Hz
G + 0.80 Q <sub>1</sub> :	4.46 Hz
G + 0.90 Q <sub>1</sub> :	4.37 Hz
G + 1.00 Q <sub>1</sub> :	4.29 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

### 3.5 Υποστυλώματα

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των υποστυλωμάτων πραγματοποιήθηκαν στο Robot Structural Analysis με επαναληπτική διαδικασία ώστε οι τελικές διατομές να επαρκούν έναντι των απαραίτητων ελέγχων αντοχής. Χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες ελατές διατομές της σειράς HEB.

Χωρίστηκαν στα παρακάτω 4 group:

1. Υποστυλώματα πρώτου και δεύτερου ορόφου
2. Υποστυλώματα πρώτου και δεύτερου ορόφου που συνδέονται με χιαστί συνδέσμους
3. Υποστυλώματα τρίτου και τετάρτου ορόφου
4. Υποστυλώματα τρίτου και τετάρτου ορόφου που συνδέονται με χιαστί συνδέσμους

Η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε με βάση το υποστυλόμετρο με τα δυσμενέστερα εντακτικά μεγέθη του κάθε group. Τα υποστυλώματα όλων των ορόφων έχουν ύψος 3,5m, υπόκεινται σε θλίψη και διαξονική κάμψη και λόγω της θλιπτικής δύναμης είναι ευάλωτα σε καμπτικό λυγισμό και στις δύο κύριες διευθύνσεις της διατομής.

Αρχικά η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων έγινε σε O.K.A (Steel Design). Στην διεύθυνση Z, η στήριξη στην βάση είναι άρθρωση και το μήκος λυγισμού και στις δύο κύριες διευθύνσεις είναι ίσο με το μήκος του υποστυλώματος l.

Έγιναν οι ακόλουθες επιλογές στο Robot, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.1:

Πίνακας 3.1: Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων.

Member Definition - Parameters - EN 1993-1:2005/A1:2014

Member type: ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Buckling (y axis)  
Member length ly:  Real 1,00  Coefficient

Buckling (z axis)  
Member length lz:  Real 1,00  Coefficient

Buckling length coeff. y: 1,00 METAΘΕΤΟ  
Buckling curve y: auto

Buckling length coeff. z: 1,00 METAΘΕΤΟ  
Buckling curve z: auto

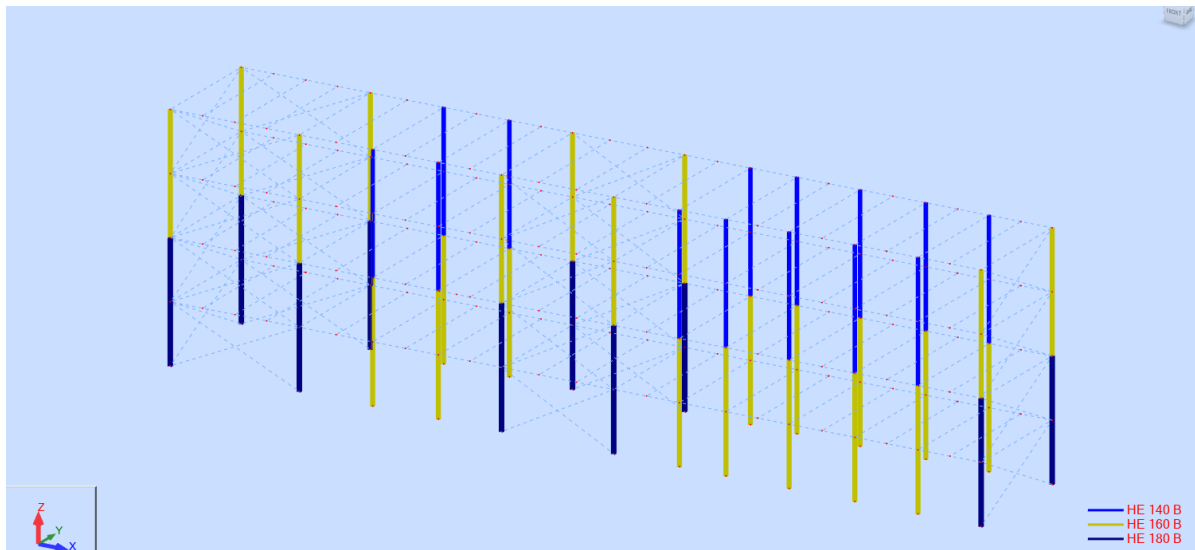
Flexural-torsional buckling

Lateral buckling parameters  
 Lateral buckling  
Load level:   
Critical moment:  Auto  User  
Lateral buckling curve: auto

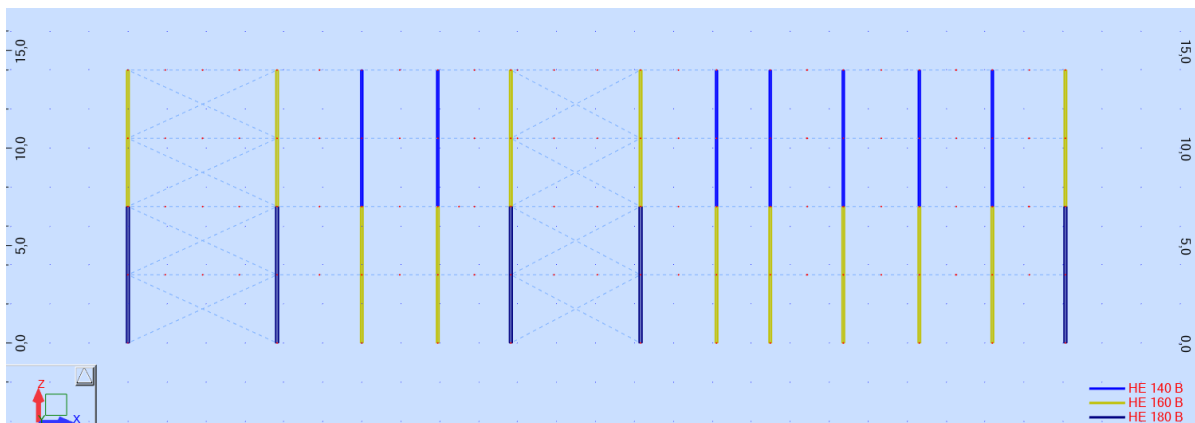
Lateral buckling length coefficient  
Upper flange Lcr = lo  
Lower flange Lcr = lo  
Mcr = 1,00 kN\*m

Buttons: Save, Close, More...

Ύστερα από πολλαπλές δοκιμές, επιλέχθηκαν αρχικά οι διατομές για τα υποστυλώματα που φαίνονται στο σχήμα:



Σχήμα 3.23: Τρισδιάστατη απεικόνιση – Αρχικές διατομές υποστυλωμάτων.



Σχήμα 3.24: Όψη κατά των καθολικό άξονα X – Αρχικές διατομές υποστυλωμάτων.

Πίνακας 3.2: Έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος.

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

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΣΗ ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:** 2 γρο\_3\_4

**ΜΕΛΟΣ:** 121 Υποστώλωμα\_121 **ΣΗΜΕΙΟ:** 1

**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** x = 0.00 L = 0.00 m

**ΦΟΡΤΙΑ:**

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 22 COMB7 (1+3+4)\*1.35+2\*1.50+5\*0.75+(12+53)\*0.90

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 (S355)  $f_y = 355.00$  MPa



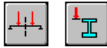
**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HE 140 B**

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=36.52 cm <sup>2</sup>	Az=13.08 cm <sup>2</sup>	Ax=42.96 cm <sup>2</sup>
tw=0.7 cm	Iy=1509.23 cm <sup>4</sup>	Iz=549.67 cm <sup>4</sup>	Ix=21.80 cm <sup>4</sup>
tf=1.2 cm	Wply=245.44 cm <sup>3</sup>	Wplz=119.79 cm <sup>3</sup>	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

N <sub>Ed</sub> = 393.40 kN	M <sub>y,Ed</sub> = -0.05 kN*m	M <sub>z,Ed</sub> = -2.24 kN*m	V <sub>y,Ed</sub> = -4.14 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 1524.94 kN	M <sub>y,Ed,max</sub> = -0.05 kN*m	M <sub>z,Ed,max</sub> = -2.91 kN*m	V <sub>y,c,Rd</sub> = 748.43 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 605.62 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 87.13 kN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 42.52 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = 0.00 kN
	M <sub>N,y,Rd</sub> = 72.55 kN*m	M <sub>N,z,Rd</sub> = 42.41 kN*m	V <sub>z,c,Rd</sub> = 268.01 kN
	M <sub>b,Rd</sub> = 77.74 kN*m		

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00	M <sub>cr</sub> = 162.38 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.85
L <sub>cr,low</sub> = 3.50 m	Lam <sub>LT</sub> = 0.73	f <sub>i,LT</sub> = 0.76	XLT <sub>mod</sub> = 0.89

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



**ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:**

L <sub>y</sub> = 3.50 m	Lam <sub>y</sub> = 0.77
L <sub>cr,y</sub> = 3.50 m	X <sub>y</sub> = 0.74
Lam <sub>y</sub> = 59.05	k <sub>zy</sub> = 0.77



**ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:**

L <sub>z</sub> = 3.50 m	Lam <sub>z</sub> = 1.28
L <sub>cr,z</sub> = 3.50 m	X <sub>z</sub> = 0.40
Lam <sub>z</sub> = 97.84	k <sub>zz</sub> = 1.45

**ΣΤΡΕΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:**

ΚΑΜΠΥΛΗ,TF=c	alfa,TF=0.49
L <sub>t</sub> =3.50 m	f <sub>i,TF</sub> =0.76
N <sub>cr,TF</sub> =4468.36 kN	X <sub>TF</sub> =0.79
Lam <sub>TF</sub> =0.58	N <sub>b,TF,Rd</sub> =1211.90 kN

ΚΑΜΠΥΛΗ,TF=c	
N <sub>cr,y</sub> =2553.51 kN	
N <sub>cr,TF</sub> =4468.36 kN	
Lam <sub>TF</sub> =0.58	

**ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ**

alfa,TF=0.49
f <sub>i,TF</sub> =0.76
X <sub>TF</sub> =0.79
N <sub>b,TF,Rd</sub> =1211.90 kN

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.26 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.29} = 0.02 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6.(1))  
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$\Lambda_{bda,y} = 59.05 < \Lambda_{bda,max} = 210.00$      $\Lambda_{bda,z} = 97.84 < \Lambda_{bda,max} = 210.00$     ΣΤΑΘΕΡΟ  
 $N_{Ed}/\text{Min}(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.65 < 1.00$  (6.3.1)  
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))  
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.44 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.75 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

Σε κάθε υποστύλωμα όπως φαίνεται και στον πίνακα έγιναν οι εξής έλεγχοι:

- Έλεγχος αντοχής διατομής σε θλίψη
- Έλεγχος αντοχής διατομής έναντι τέμνουσας
- Έλεγχος αντοχής σε ροπή κάμψης κατά τον ισχυρό άξονα y και τον ασθενή z άξονα
- Έλεγχος διατομής για ανάγκη απομείωσης καμπτικής αντοχής λόγω ταυτόχρονης παρουσίας καμπτικής και αξονικής δύναμης
- Έλεγχος διατομής για ανάγκη απομείωσης καμπτικής αντοχής λόγω ταυτόχρονης κάμψης και διάτμησης
- Έλεγχος αντοχής μέλους σε καμπτικό λυγισμό
- Εύρεση της κρίσιμης ροπής αντοχής και έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό
- Έλεγχος αντοχής μέλους σε συνδυασμένη θλίψη και κάμψη

Ύστερα από την διαστασιολόγηση των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων που παρουσιάζεται αναλυτικά στην υποενότητα 3.5, πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος της επάρκειας των διατομών των υποστυλωμάτων στους ικανοτικούς ελέγχους κατά τις διευθύνσεις Global X και Global Y. Για τον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων δημιουργήθηκαν οι παρακάτω φορτίσεις:

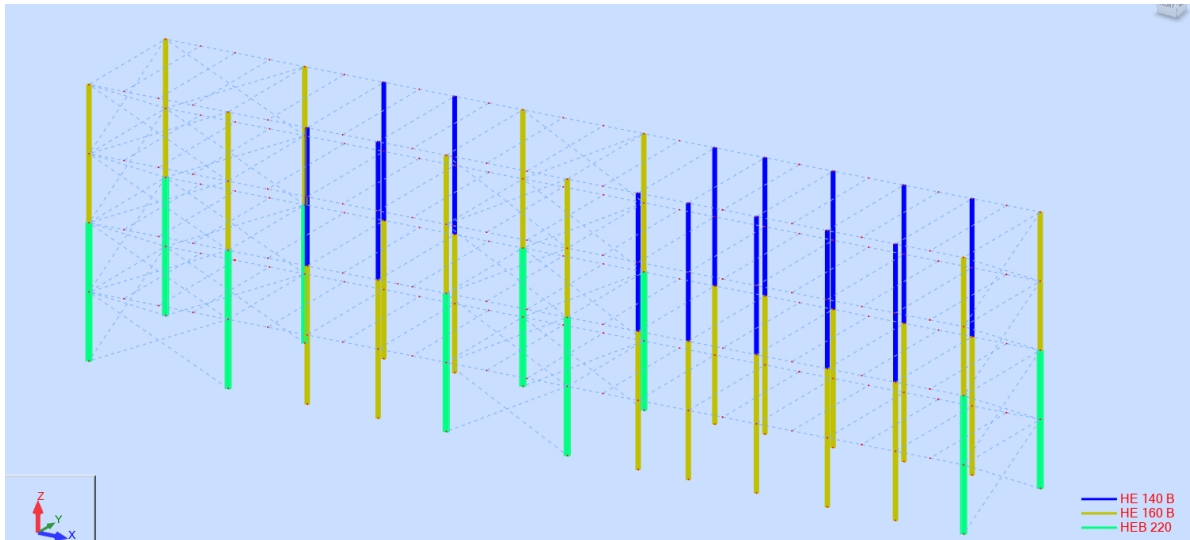
1. Ικανοτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων στην διεύθυνση X

$$G + 0.3 \cdot Q + 1/(1 - \theta_{x,max}) \cdot 1,1 \cdot \Omega_{min} \cdot X_{σεισμός} \quad (3.1)$$

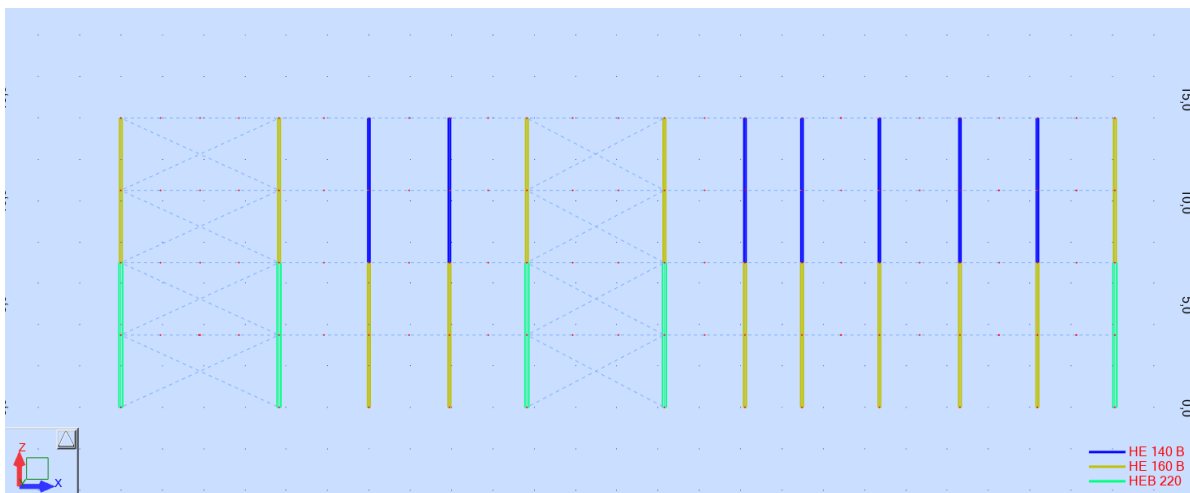
2. Ικανοτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων στην διεύθυνση Y

$$G + 0.3 \cdot Q + 1/(1 - \theta_{y,max}) \cdot 1,1 \cdot \Omega_{min} \cdot Y_{σεισμός} \quad (3.2)$$

Οι διατομές των υποστυλωμάτων ήταν επαρκής για τους ικανοτικούς ελέγχους και δεν χρειάστηκε να γίνει επαύξηση των διατομών, εκτός από τα υποστυλώματα του πρώτου και του δεύτερου ορόφου που συνδέονται με τους κατακόρυφους συνδέσμους. Οι διατομές των υποστυλωμάτων αυτών δεν επαρκούσαν στους ικανοτικούς ελέγχους και επιλέχθηκαν διατομές HEB200, αντί για HEB180, που είχαν προκύψει από τους αρχικούς υπολογισμούς αντοχής στα στατικά φορτία, όπως φαίνεται στα Σχήματα 3.25 και 3.26.



Σχήμα 3.25: Τρισδιάστατη απεικόνιση – Τελικές διατομές υποστυλωμάτων ύστερα από τους ικανοτικούς ελέγχους.



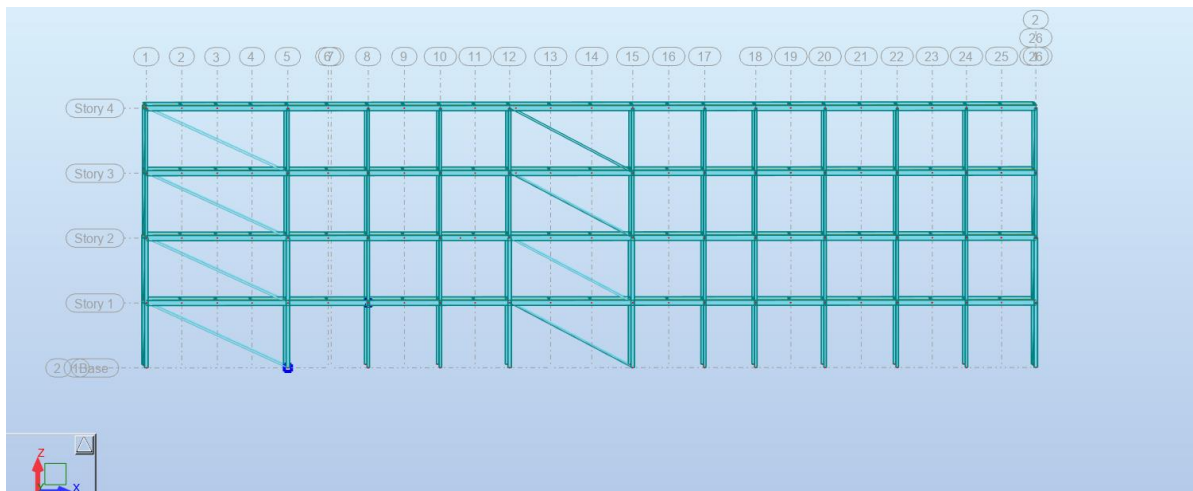
Σχήμα 3.26: Όψη κατά των καθολικό άξονα X – Τελικές διατομές υποστυλωμάτων ύστερα από τους ικανοτικούς ελέγχους.



## 3.6 Κατακόρυφοι Χιαστί σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

### 3.6.1 Περιγραφή διαδικασίας διαστασιολόγησης

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δέχονται μόνο αξονικά φορτία (truss bars) και διαστασιολογήθηκαν θεωρώντας ότι λειτουργεί τόσο η εφελκόμενη ράβδος όσο και η θλιβόμενη στους ελέγχους σε ΟΚΑ, για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς. Δηλαδή, η θλιβόμενη ράβδος ελέγχεται έναντι λυγισμού. Οι σύνδεσμοι συνδέονται μεταξύ τους στο μέσο, συνεπώς ως μήκος λυγισμού θεωρείται το μισό μήκος της ράβδου. Η μέγιστη καταπόνηση των συνδέσμων δυσκαμψίας πραγματοποιείται υπό τις σεισμικές δράσεις. Για τον έλεγχο αντοχής στις σεισμικές δράσεις, δημιουργήθηκε ένα νέο προσομοίωμα στο Robot, στο οποίο αγνοήθηκαν οι θλιβόμενοι διαγώνιοι και επιλέχθηκε να γίνεται μόνο έλεγχος διατομής υπό καταπόνηση σε αξονική δύναμη, το οποίο παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.27 :



Σχήμα 3.27: Χωρικό προσομοίωμα στο οποίο αγνοούνται οι θλιβόμενοι διαγώνιοι κατακόρυφοι σύνδεσμοι.

Χρειάστηκε να γίνουν αρκετές τροποποιήσεις για την τελική διαστασιολόγηση των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας:

- Αρχικά επιλέχθηκε ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  και για τις δύο κύριες διευθύνσεις. Επιλέχθηκε η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή που ορίζεται για πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα,  $q_x=4$  για την διεύθυνση Global X και αντίστοιχα  $q_y=4$  για την διεύθυνση Global Y.
- Επιλέχθηκαν οι διατομές που ικανοποιούν το κριτήριο ανοιγμένης λυγρότητας, προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν με τον επιθυμητό τρόπο κατά τη διάρκεια του σεισμού.
- Έγινε ο υπολογισμός του συντελεστή ευαισθησίας σε φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης  $\theta_x$  και  $\theta_y$
- Προέκυψε  $\theta_{x,max} < 0,20$ , επομένως προσαυξήθηκαν τα σεισμικά μεγέθη της διεύθυνσης X κατά  $1/(1 - \theta_{x,max})$  και έγινε η διαστασιολόγηση των συνδέσμων σε επαναληπτικά βήματα, δηλαδή με υπολογισμό νέων  $N_{ed-i}$  και  $\theta_{x,max-i}$  μέχρι να ικανοποιηθεί το κριτήριο ομοιόμορφης πλαστιμότητας καθ' ύψος του κτιρίου  $(\Omega_{max} - \Omega_{min}) / \Omega_{min} \leq 0,25$ .

- Προέκυψε  $\theta_{y,max} < 0,20$ , επομένως όπως και στην διεύθυνση X προσαυξήθηκαν τα σεισμικά μεγέθη της διεύθυνσης Y κατά  $1/(1 - \theta_{y,max})$  και έγινε η διαστασιολόγηση των συνδέσμων σε επαναληπτικά βήματα ,δηλαδή με υπολογισμό νέων  $N_{ed-i}$  και  $\theta_{y,max-i}$  μέχρι να ικανοποιηθεί το κριτήριο ομοιόμορφης πλαστιμότητας καθ' ύψος του κτιρίου  $(\Omega_{max} - \Omega_{min}) / \Omega_{min} \leq 0,25$ .
- Με τη διαστασιολόγηση αυτή, έγινε ο έλεγχος επάρκειας των διατομών των υποστυλωμάτων στους ικανοτικούς ελέγχους στις διευθύνσεις X και Y. Όπως παρουσιάζεται αναλυτικά στην παράγραφο 3.5. Όλες οι διατομές των υποστυλωμάτων δεν επαρκούσαν στους ικανοτικούς ελέγχους με αποτέλεσμα να απαιτείται η επαύξηση κάποιων διατομών. Η αλλαγή των διατομών των υποστυλωμάτων είχε ως αποτέλεσμα την αλλαγή των τιμών των μεγεθών  $\theta_x$ ,  $\theta_y$ ,  $\theta_{x,max-i}$ ,  $\theta_{y,max-i}$  και  $N_{ed-i}$ , επομένως η επαναληπτική διαδικασία που περιγράφεται στα παραπάνω βήματα πραγματοποιήθηκε ξανά για τις νέες διατομές.

### 3.6.2 Υπολογισμός του συντελεστή ευαισθησίας

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή ευαισθησίας σε φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης, για  $q_x=4$  και  $q_y=4$ .

$$\theta_i = \frac{P_{tot,i} \cdot drift_i}{V_{tot,i} \cdot h_i} \quad (3.3)$$

Όπου:

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

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

Για τον υπολογισμό του  $P_{tot,i}$ , δημιουργήθηκε μια νέα φόρτιση στο Robot:  $G + 0,3 \cdot Q$ . Ανοίγοντας το Table «Stories» ,επιλέγουμε την παραπάνω φόρτιση και παίρνουμε για κάθε όροφο τις τιμές της  $FZ = -P_{tot,i}$ . Στην συνέχεια ανοίγουμε τις φορτίσεις που έχουν δημιουργηθεί στο Robot για τον σεισμό «Seismic EC 8 Direction\_X» και «Seismic EC 8 Direction\_Y» και παίρνουμε τις τιμές  $FX = V_{tot,i}$  και  $FY = V_{tot,i}$  αντίστοιχα. Στους πίνακες και φαίνονται οι τελικές τιμές όλων των παραπάνω μεγεθών μετά την τελική διαστασιολόγηση του φορέα και οι τελικές τιμές των  $\theta_x$  και  $\theta_y$ .

Πίνακας 3.3:  $q_y = 4$ , Υπολογισμός  $\theta_y$

STORY	$F_z$ (kN)	$F_y$ (kN)	$dr_{uy}$ (cm)	horóφων(cm)	$\theta$
1	-10517,6	823,36	2,9	350	0,11
2	-7853,63	715,6	3,1	350	0,10
3	-5224,03	567,4	3,1	350	0,08
4	-2603,01	379,45	3,2	350	0,06

Πίνακας 3.4:  $q_x = 4$ , Υπολογισμός  $\theta_x$

STORY	$F_z$ (kN)	$F_x$ (kN)	$dr_{ux}$ (cm)	horóφων(cm)	$\theta$
1	-10517,6	885,68	2,8	350	0,10
2	-7853,63	773,78	3,0	350	0,09
3	-5224,03	611,71	2,9	350	0,07
4	-2603,01	394,3	2,6	350	0,05

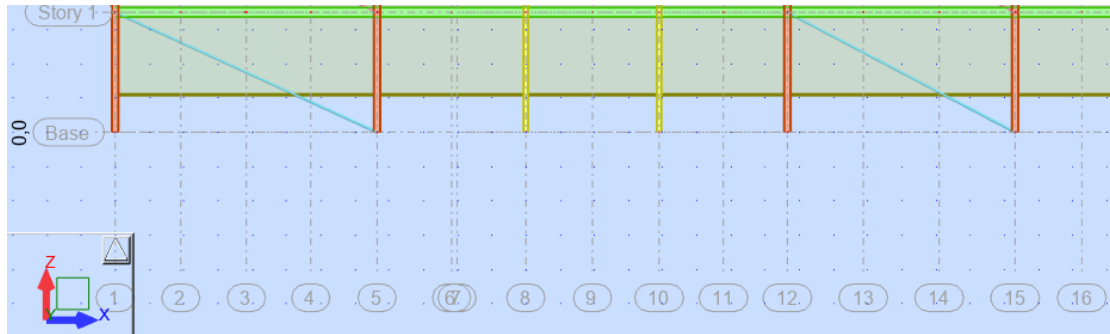
### 3.6.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών εξασφαλίζεται με τον περιορισμό της σχετικής μετακίνησης των ορόφων για έναν σεισμό μικρότερο από τον σεισμό σχεδιασμού, με σημαντικά μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης. Για τη δυσμενέστερη περίπτωση όπου τα στοιχεία είναι από ψαθυρό υλικό, πρέπει να ικανοποιείται η ανίσωση  $drift_i \cdot v \leq 0,005h_i$ . Οι τιμές που αποδίδονται στον  $v$  για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Διαφορετικές τιμές του  $v$  μπορεί καθοριστούν για διαφορετικές σεισμικές ζώνες μιας χώρας, ανάλογα με τις σεισμικές συνθήκες για διαφορετικές σεισμικές ζώνες μιας χώρας, ανάλογα με τις σεισμικές συνθήκες διακινδύνευσης και τον στόχο για την προστασία ιδιοκτησίας. Οι συνιστώμενες τιμές διακινδύνευσης και τον στόχο για την προστασία ιδιοκτησίας. Οι συνιστώμενες τιμές του  $v$  είναι 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και  $v = 0.5$  για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II.

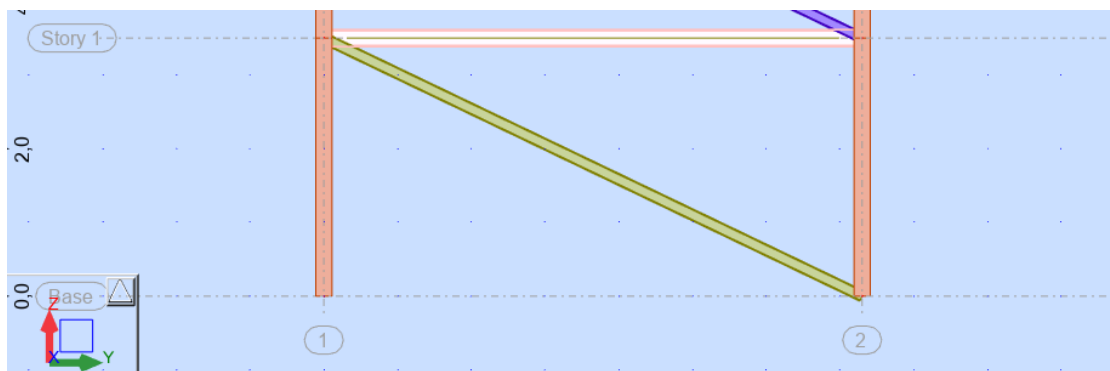
Για κτήρια Κατηγορίας II η συνιστώμενη τιμή είναι  $v=0.5$ , επομένως πρέπει να ισχύει  $drift_i \cdot 0,5 \leq 0,005h_i$  ή ισοδύναμα  $drift \leq 0,005 \cdot h_i / 0,5 = 0,01 \cdot h_i = 0,01 \cdot 350 = 3,5\text{cm}$ . Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται για όλους τους ορόφους σε όλες τις κατευθύνσεις του σεισμού.

### 3.6.4 Ικανοποίηση κριτηρίου ομοιόμορφης πλαστιμότητας καθ' ύψος

Όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 3.6.1, οι διαγώνιοι σύνδεσμοι καταπονούνται μόνο αξονικά και αγνοούνται υπέρ της ασφαλείας, οι θλιβόμενοι διαγώνιοι. Στα Σχήματα 3.28 και 3.29, παρουσιάζεται η όψη των διαγωνίων του 1<sup>ου</sup> ορόφου κατά την διεύθυνση X και Y, αντίστοιχα.



Σχήμα 3.28: Όψη κατακόρυφων συνδέσμων 1<sup>ου</sup> ορόφου – Διεύθυνση X.



Σχήμα 3.29: Όψη κατακόρυφου συνδέσμου 1<sup>ου</sup> ορόφου – Διεύθυνση Y.

#### ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X

Σε όλους του ορόφους οι διαγώνιοι συνδέονται στο μέσο τους με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους. Στην όψη κάθε ορόφου στην διεύθυνση X, υπάρχουν δύο διαγώνιοι διαφορετικού μήκους. Όπου  $l_1=8,42\text{m}$  και επομένως  $l_{cr1}=4,21\text{m}$  και  $l_2=7,52\text{m}$  με  $l_{cr2}=3,76\text{m}$ .

Με βάση τον κανονισμό, προκειμένου να εξασφαλισθεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν με τον επιθυμητό τρόπο κατά τη διάρκεια του σεισμού, πρέπει η ανοιγμένη λυγηρότητα να είναι μεταξύ των ορίων:

$$1,3 \leq \lambda \leq 2,0 \quad (3.4)$$

Ισοδύναμα πρέπει να ισχύει:

- Διαγώνιος 1:

$$1,3 \leq \frac{\frac{421 \text{ cm}}{i_z}}{\pi \cdot \sqrt{\frac{21000}{fy}}} \leq 2,0 \quad (3.5)$$

Για S355:  $2,75 \leq i_z \leq 4,24$

- Διαγώνιος 2:

$$1,3 \leq \frac{\frac{376 \text{ cm}}{i_z}}{\pi \cdot \sqrt{\frac{21000}{fy}}} \leq 2,0 \quad (3.6)$$

Για S355:  $2,46 \leq i_z \leq 3,79$

Με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τα όρια ανάμεσα στο οποία πρέπει να κυμαίνεται η ακτίνα αδρανείας κατά τον ασθενή άξονα του μέλους. Επειδή επιλέχθηκε οι δύο διαγώνιοι του κάθε ορόφου να έχουν την ίδια διατομές θα πρέπει τα παραπάνω όρια να συναληθεύουν. Συνεπώς προκύπτει:  $2,75 \leq i_z \leq 3,79$

Επιπροσθέτως προκειμένου να εξασφαλιστεί ομοιογενής πλάσטיμη συμπεριφορά καθ' ύψος του κτιρίου, πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνά την ελάχιστη της τιμή κατά 25%:

- $\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} \leq 0,25 \quad (3.7)$

Η ισοδύναμα:

- $\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1,25 \quad (3.8)$

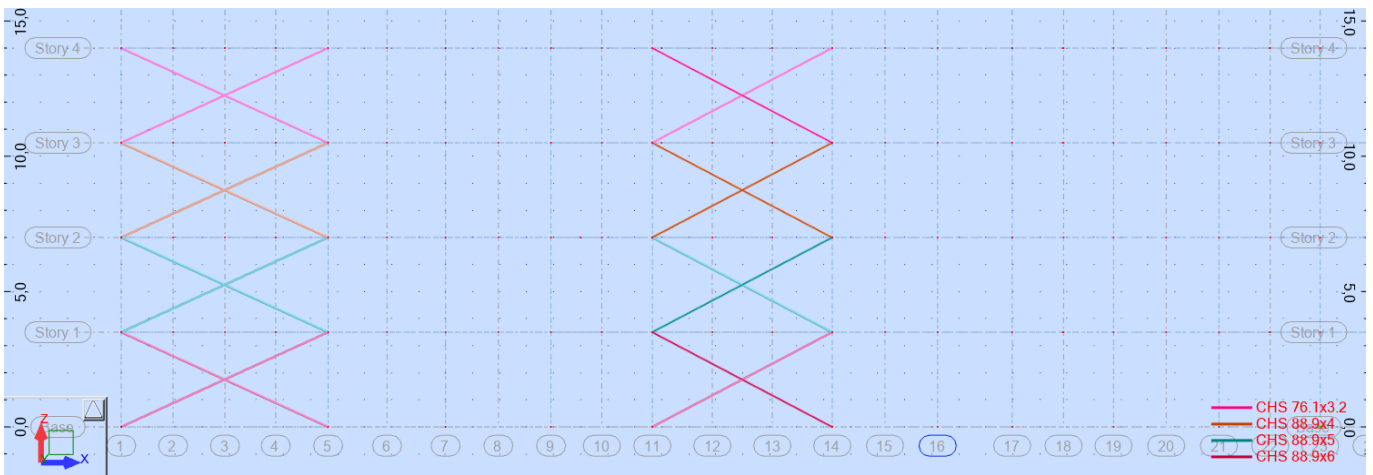
Προκειμένου να προσδιοριστούν οι κατάλληλες διατομές που ικανοποιούν τα παραπάνω κριτήρια ακολουθήθηκε μια επαναληπτική διαδικασία. Κατά τη διαδικασία αυτή, παρουσιάστηκε μικρή μεταβολή στις αξονικές δυνάμεις. Μετά από διαδοχικές επιλύσεις και επιλογές διατομών, προέκυψαν οι αξονικές των ράβδων για την φόρτιση «Seismic EC 8 Direction\_X» σε συνδυασμό CQC, υπολογίστηκε η πραγματική τιμή του συντελεστή  $\theta_\chi = 0,10$ , έγινε επαύξηση των αξονικών δυνάμεων με  $1/(1-\theta_\chi)$  και υπολογίστηκαν οι υπεραντοχές  $\Omega_i$ , Πίνακας. Τοποθετήθηκαν κοίλες κυκλικές διατομές της σειράς CHS, Πίνακας, Σχήμα.

Πίνακας 3.5: Διατομές κατακόρυφων συνδέσμων φορέα στην διεύθυνση X.

Διατομή	A(cm <sup>2</sup> )
CHS 88.9x6	15,6
CHS 88.9x5	13,2
CHS 88.9x4	10,7
CHS 76.1x3.2	7,33

Πίνακας 3.6 : Αξονικές δυνάμεις ράβδων στην διεύθυνση X και υπολογισμός  $\Omega_i$

Αριθμός χιαστί	Όροφος	Διατομή	$F_x$	$N_{pl,Rd}$	$(1/(1-\theta_x))*F_x$	$\Omega_i$
1	1	CHS 88.9x6	238,83	553,8	265,10	2,09
2	1	CHS 88.9x6	256,47	553,8	284,68	1,95
3	2	CHS 88.9x5	208,37	468,6	231,29	2,03
4	2	CHS 88.9x5	219,92	468,6	244,11	1,92
5	1	CHS 88.9x6	239,87	553,8	266,26	2,08
6	1	CHS 88.9x6	258,36	553,8	286,78	1,93
7	2	CHS 88.9x5	208,42	468,6	231,35	2,03
8	2	CHS 88.9x5	221,03	468,6	245,34	1,91
1	3	CHS 88.9x4	165,94	379,85	184,19	2,06
2	3	CHS 88.9x4	172,54	379,85	191,52	1,98
3	4	CHS 76.1x3.2	108,32	260,215	120,24	2,16
4	4	CHS 76.1x3.2	111,92	260,215	124,23	2,09
5	3	CHS 88.9x4	165,67	379,85	183,89	2,07
6	3	CHS 88.9x4	173,4	379,85	192,47	1,97
7	4	CHS 76.1x3.2	107,85	260,215	119,71	2,17
8	4	CHS 76.1x3.2	112,2	260,215	124,54	2,09
$\Omega_{max}/\Omega_{min}$						1,14



Σχήμα 3.30: Όψη κατά των καθολικό άξονα X – διατομές κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων.

## ΔΙΕΘΥΝΣΗ Y

Σε όλους του ορόφους και στην διεύθυνση Y, οι διαγώνιοι συνδέονται στο μέσο τους με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους. Στην όψη κάθε ορόφου στην διεύθυνση Y ,υπάρχει μια διαγώνιος. Όπου  $l=8,1m$  και επομένως  $l_{cr1}=4,05m$ .

Πρέπει η ανοιγμένη λυγηρότητα να είναι μεταξύ των ορίων:

$$1,3 \leq \lambda \leq 2,0 \quad (3.9)$$

Ισοδύναμα πρέπει να ισχύει:

- Διαγώνιος:

$$1,3 \leq \frac{\frac{405 \text{ cm}}{i_z}}{\pi \cdot \sqrt{\frac{21000}{f_y}}} \leq 2,0 \quad (3.20)$$

Για S355:  $2,65 \leq i_z \leq 4,08$

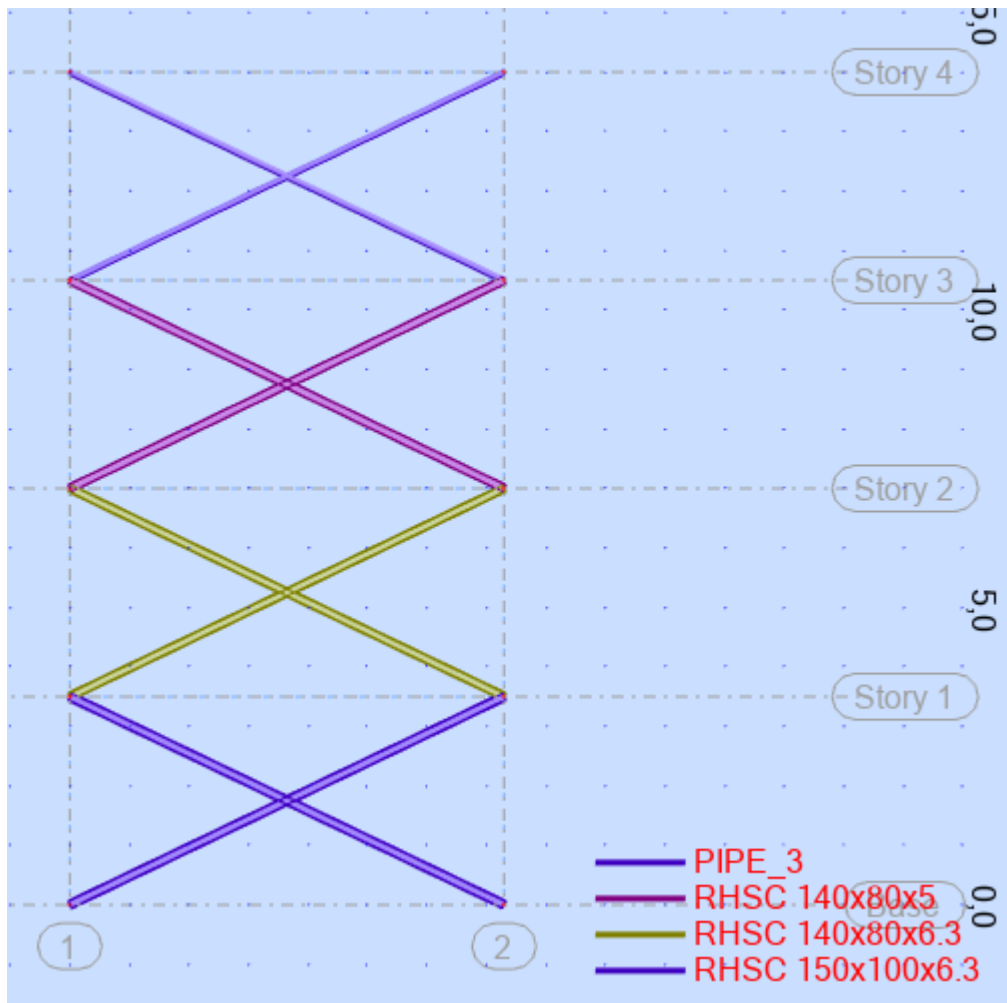
Όπως και στην διεύθυνση X, προκειμένου να εξασφαλιστεί ομοιογενής πλάσιμη συμπεριφορά καθ' ύψος του κτιρίου και να προσδιοριστούν οι κατάλληλες διατομές που ικανοποιούν και το κριτήριο λυγηρότητας, ακολουθήθηκε μια επαναληπτική διαδικασία κατά την οποία παρουσιάστηκε μικρή μεταβολή στις αξονικές δυνάμεις. Μετά από διαδοχικές επιλύσεις και επιλογές διατομών, προέκυψαν οι αξονικές των ράβδων για την φόρτιση «Seismic EC 8 Direction\_Y» σε συνδυασμό CQC, υπολογίστηκε η πραγματική τιμή του συντελεστή  $\theta_y=0,11$ , έγινε επαύξηση των αξονικών δυνάμεων με  $1/(1-\theta_y)$  και υπολογίσθηκαν οι υπεραντοχές  $\Omega_i$ , Πίνακας. Τοποθετήθηκαν κοίλες ορθογωνικές διατομές της σειράς RHCS, Πίνακας, Σχήμα.

Πίνακας 3.7: Διατομές κατακόρυφων συνδέσμων φορέα στην διεύθυνση Y.

Διατομή	A(cm <sup>2</sup> )
RHSC 150x100x6.3	29,5
RHSC 140x80x6.3	20,2
RHSC 140x80x5	16,3
CHS 101.6X4	12,3

Πίνακας 3.8: Αξονικές δυνάμεις ράβδων στην διεύθυνση Y και υπολογισμός  $\Omega_i$

αριθμός χιαστί	όροφος	Διατομή	$F_y$	$N_{pl,Rd}$	$(1/(1-\theta_y))*F_y$	$\Omega_i$
1	1	RHSC 150x100x6.3	453,92	1047,25	508,39	2,06
2	2	RHSC 140x80x6.3	391,82	912,35	438,84	2,08
3	1	RHSC 150x100x6.3	462,47	1047,25	517,97	2,02
4	2	RHSC 140x80x6.3	400,09	912,35	448,10	2,04
1	3	RHSC 140x80x5	310,89	734,85	348,20	2,11
2	4	CHS 101.6x4	207,76	436,65	232,69	1,88
3	3	RHSC 140x80x5	318,73	734,85	356,98	2,06
4	4	CHS 101.6x4	212,19	436,65	237,65	1,84
$\Omega_{max}/\Omega_{min}$						1,15



Σχήμα 3.31: Όψη κατά των καθολικό άξονα Y – διατομές κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων.



## 4 Συνδέσεις

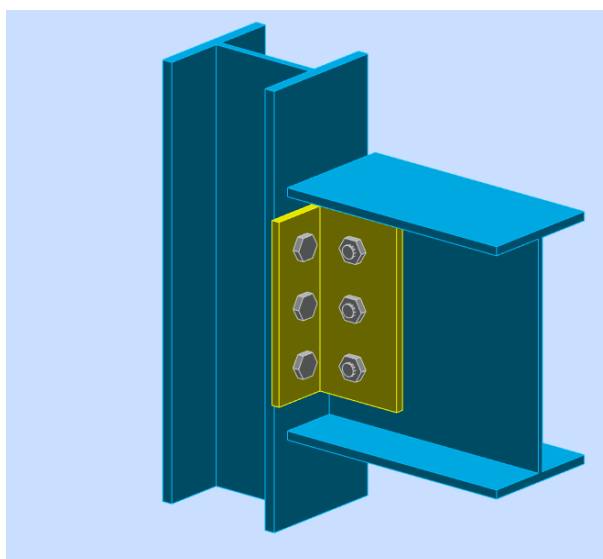
Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε απλές συνδέσεις και σε συνδέσεις ροπής.

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

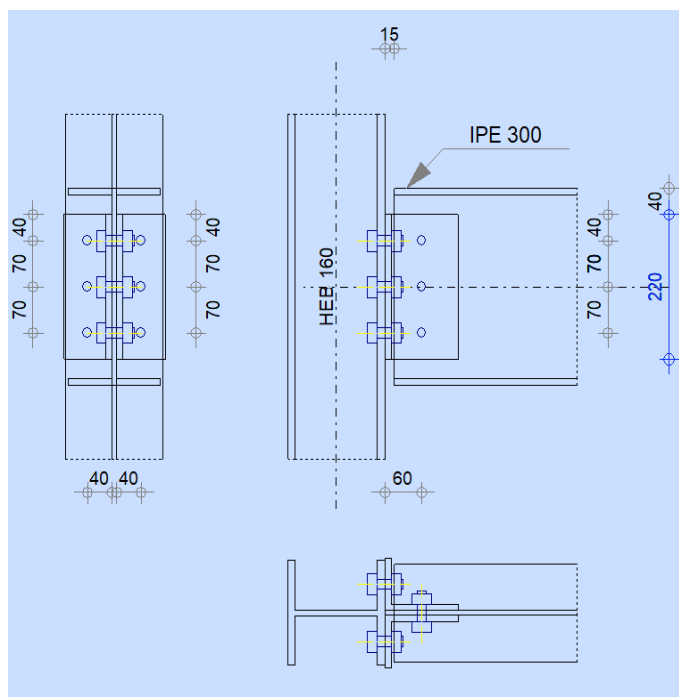
Στα κεφάλαια 4.2, 4.3 παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση σύνδεσης υποστυλώματος-κύριας δοκού και υποστυλώματος-διαδοκίδας αντίστοιχα, ενώ στο κεφάλαιο 4.4 η σύνδεση κύριας δοκού διαδοκίδας. Τέλος στο κεφάλαιο 4.5 παρουσιάζεται η σύνδεση με τη μεγαλύτερη διατομή χιαστί συνδέσμου στην διεύθυνση X, CHS 88.9x6, υπολογισμένη στο χέρι.

### 4.1 Κόμβος υποστυλώματος- Κύριας Δοκού


Στην ενότητα αυτή υπολογίζεται η σύνδεση μίας κύριας δοκού IPE300 με ένα υποστύλωμα HEB160. Η τελική διάταξη φαίνεται στα Σχήματα 4.1 και 4.2 και ακολουθεί το αναλυτικό τεύχος υπολογισμού. Ως δρώσα τέμνουσα θεωρήθηκε η μέγιστη που παρουσιάζεται στον φορέα για τους συνδυασμούς φόρτισης.



Σχήμα 4.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης δοκού στο πέλμα του υποστυλώματος.




Σχήμα 4.2: Όψεις σύνδεσης δοκού στο πέλμα του υποστυλώματος σε CAD.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

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



ΛΟΓΟΣ  
**0,98**

### ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 9  
 Όνομα σύνδεσης: Beam-column (flange)  
 ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ 204  
 ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 241, 256

### ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

#### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEB 160		
ΡΑΒΔΟΣ no.:	241		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_c =$	160	[mm]	ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$b_{fc} =$	160	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{wc} =$	8	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{fc} =$	13	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$r_c =$	15	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$A_c =$	54,25	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$I_{yc} =$	2492,00	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yc} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{uc} =$	490,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΙΡΕ 300		
ΡΑΒΔΟΣ no.:	256		
$\alpha$ =	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_b$ =	300	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_b$ =	150	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb}$ =	7	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fb}$ =	11	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b$ =	15	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b$ =	53,81	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΩΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{yb}$ =	8356,11	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	Steel		
$f_{yb}$ =	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ub}$ =	360,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	CAI 120x80x10		
$h_k$ =	120	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_k$ =	80	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{fk}$ =	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_k$ =	11	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
$l_k$ =	220	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
ΥΛΙΚΟ	Steel		
$f_{yk}$ =	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{uk}$ =	360,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	CAI 120x80x10		
$h_k$ =	120	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_k$ =	80	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{fk}$ =	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_k$ =	11	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
$l_k$ =	220	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yk}$ =	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{uk}$ =	490,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΚΟΧΛΙΕΣ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.			
ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d$ =	16	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0$ =	18	[mm]	Διάμετρος σπής κοχλία
$A_S$ =	1,57	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_V$ =	2,01	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub}$ =	1000,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k$ =	1		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w$ =	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1$ =	40	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1$ =	70	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.			
ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d$ =	16	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0$ =	18	[mm]	Διάμετρος σπής κοχλία
$A_S$ =	1,57	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_V$ =	2,01	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub}$ =	1000,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k$ =	1		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w$ =	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1$ =	40	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1$ =	70	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

## ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0}$	=	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2}$	=	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

## ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{b,Ed}$	=	0,00	[kN]	ΑΣΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b,Ed}$	=	140,26	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b,Ed}$	=	0,00	[kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd}$	=	96,51	[kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd}$	=	113,04	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΠΕΛΜΑ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Διεύθυνση x					
$k_{1x}$	=	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bx}$	=	0,68	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$			0,68 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd1x}$	=	137,59	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t / \gamma_{M2}$
Διεύθυνση z					
$k_{1z}$	=	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bz}$	=	1,00	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$			1,00 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd1z}$	=	203,84	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t / \gamma_{M2}$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x					
$k_{1x}$	=	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bx}$	=	0,74	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$			0,74 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd2x}$	=	116,15	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t / \gamma_{M2}$
Διεύθυνση z					
$k_{1z}$	=	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bz}$	=	0,74	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$			0,74 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd2z}$	=	116,15	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t / \gamma_{M2}$

#### ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

##### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e$	=	44	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_0$	=	3,05	[kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz}$	=	23,38	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx}$	=	21,82	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} =  M_0  \cdot z / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed}$	=	21,82	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{Mx} + F_{Vz}$
$F_{z,Ed}$	=	23,38	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed}$	=	31,97	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx}$	=	116,15	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz}$	=	116,15	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$			21,82  < 116,15	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,19)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$			23,38  < 116,15	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,20)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$			31,97 < 96,51	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,33)

##### ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e$	=	67	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	
$M_0$	=	4,66	[kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{t,Ed}$	=	33,31	[kN]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{t,Ed} = M_0 \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$			33,31 < 113,04	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,29)

#### ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{V,Ed}$	=	31,97	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{V,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$			0,54 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,54)

## ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 193,02$  [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m \cdot \gamma_{M2}$

### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x				
$k_{1x} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΑΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bx} =$	0,83	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΑΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,83 > 0,00	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd1x} =$	68,16	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z				
$k_{1z} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΑΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bz} =$	1,00	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΑΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		1,00 > 0,00	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd1z} =$	81,79	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot \gamma_{M2}$

### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x				
$k_{1x} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΑΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bx} =$	1,00	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΑΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		1,00 > 0,00	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd2x} =$	313,60	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z				
$k_{1z} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΑΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bz} =$	0,74	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΑΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,74 > 0,00	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd2z} =$	232,30	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot \gamma_{M2}$

### ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	67	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	
$M_D =$	9,33	[kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_D = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{vz} =$	46,75	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	66,62	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} =  M_D  \cdot z / S_z^2$
$F_{x,Ed} =$	66,62	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{Mx} + F_{vz}$
$F_{z,Ed} =$	46,75	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	81,39	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	68,16	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} =$	81,79	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$			166,62 < 68,16	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,98)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$			146,75 < 81,79	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,57)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$			81,39 < 193,02	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,42)

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

#### ΓΩΝΙΑΚΟ

$A_{nt} =$	5,10	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	13,50	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	376,66	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} \cdot \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} \cdot \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$			170,13 < 376,66	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,19)

#### ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} =$	2,56	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	12,42	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	205,39	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} \cdot \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} \cdot \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$			1140,26 < 205,39	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,68)

### ΕΠΛΗΘΕΥΣΗ ΓΩΝΙΑΚΗΣ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$A_t =$	11,00	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	
$A_{t,net} =$	9,20	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$			0,75 < 0,91	
$W_{net} =$	76,21	[cm <sup>3</sup> ]	ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	
$M_{c,Rd,net} =$	27,06	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	$M_{c,Rd,net} = W_{net} \cdot f_{yp} \cdot \gamma_{M0}$
$ M_D  \leq M_{c,Rd,net}$			14,661 < 27,06	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,17)
$A_v =$	22,00	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	$A_v = I_a \cdot t_a$
$A_{v,net} =$	16,60	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	$A_{v,net} = A_v \cdot n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} =$	450,91	[kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_u) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$			170,13 < 450,91	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,16)

### ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

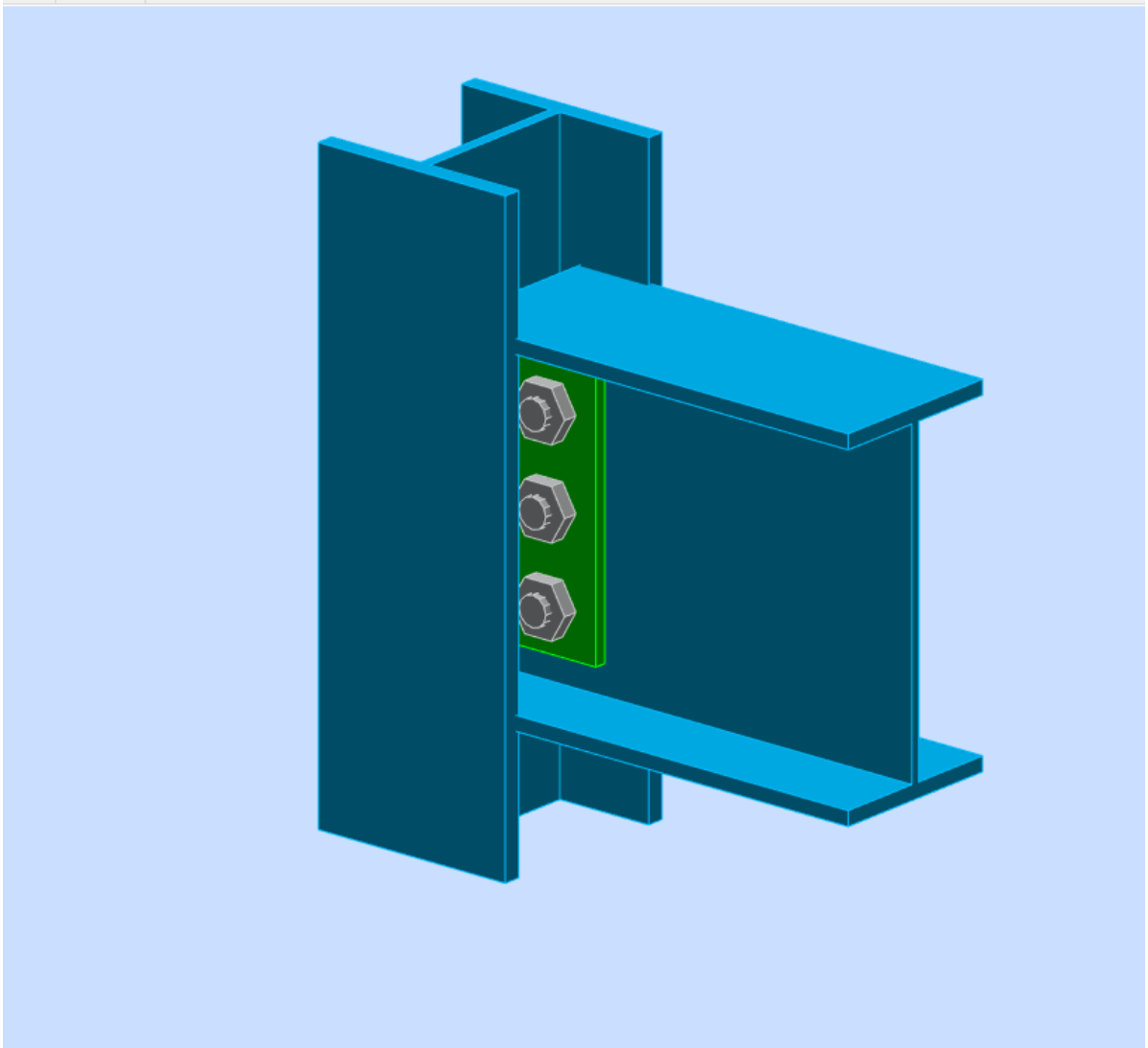
$A_t =$	10,65	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	
$A_{t,net} =$	8,09	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$0,9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y^* / \gamma_{M2}) / (f_u^* / \gamma_{M0})$			0,68 < 0,82	
$W_{net} =$	100,31	[cm <sup>3</sup> ]	ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	
$M_{c,Rd,net} =$	23,57	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	$M_{c,Rd,net} = W_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0}$ (0,40)
$ M_0  \leq M_{c,Rd,net}$			9,33  < 23,57	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$A_v =$	21,30	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$A_{v,net} =$	17,47	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	$A_{v,net} = A_v \cdot \eta_v \cdot \eta_0$
$V_{pl,Rd} =$	288,99	[kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ (0,49)
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$			140,26  < 288,99	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

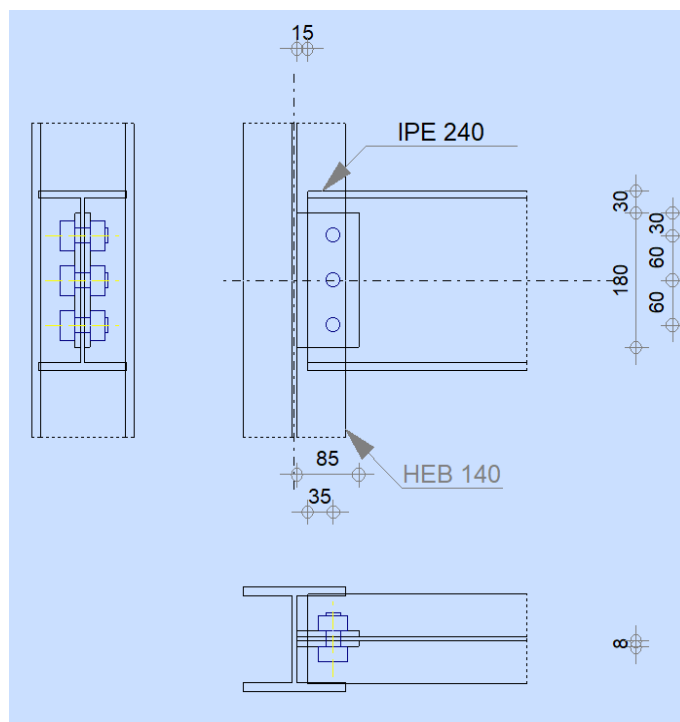
ΛΟΓΟΣ 0,98

## 4.2 Κόμβος υποστυλώματος – διαδοκίδας


Στην ενότητα αυτή υπολογίζεται η σύνδεση μίας κύριας δοκού IPE240 με ένα υποστύλωμα HEB140. Η τελική διάταξη φαίνεται στα Σχήματα 4.3 και 4.4 και ακολουθεί το αναλυτικό τεύχος υπολογισμού. Ως δρώσα τέμνουσα θεωρήθηκε η μέγιστη που παρουσιάζεται στον φορέα για τους συνδυασμούς φόρτισης.



Σχήμα 4.3: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης δοκού στον κορμό του υποστυλώματος.




Σχήμα 4.4: Όψεις σύνδεσης δοκού στον κορμό του υποστυλώματος σε CAD.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

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



ΛΟΓΟΣ  
**0,93**

### ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 12  
 Όνομα σύνδεσης: Beam-column (web)  
 ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ 186  
 ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 223, 278

### ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

#### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEB 140		
ΡΑΒΔΟΣ no.:	223		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_c =$	140	[mm]	ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$b_{fc} =$	140	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{wc} =$	7	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{fc} =$	12	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$r_c =$	12	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$A_c =$	42,96	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$I_{yc} =$	1509,23	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yc} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{uc} =$	490,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ



## ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΙΡΕ 240		
ΡΑΒΔΟΣ no.:	278		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_b =$	240	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_b =$	120	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb} =$	6	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fb} =$	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b =$	15	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b =$	39,12	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{yb} =$	3891,63	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yb} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ub} =$	490,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΠΛΑΚΑ

ΤΥΠΟΣ:	ΔΙΠΛΕΥΡΟ		
$l_p =$	85	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ
$h_p =$	180	[mm]	ΥΨΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
$t_p =$	8	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yp} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{up} =$	490,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΚΟΧΛΙΕΣ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.			
ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	20	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	22	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s =$	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	3,14	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k =$	1		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w =$	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	30	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1 =$	60	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

## ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_{cp} =$	5	[mm]	Συγκολλήσεις εξωραφής λεπίδας και υποστυλώματος
------------	---	------	---

## ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} =$	1,00		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

## ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 16: COMB1 (1+3+4) \*1.35+2\*1.50+5\*0.75+(6+49) \*0.90

$N_{b,Ed} =$	0,00	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b,Ed} =$	114,11	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b,Ed} =$	0,00	[kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} =$	301,59	[kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------	--------	------	---	---

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x				
$k_{1x} =$	2,12		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$			2,12 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	0,53		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			0,53 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1x} =$	54,60	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d^2 * t_p / M2$
Διεύθυνση z				
$k_{1z} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bz} =$	0,66		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0,25, f_{ub}/f_{ur}, 1]$
$\alpha_{bz} > 0,0$			0,66 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1z} =$	80,09	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 t_f / m_2$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ

Διεύθυνση x				
$k_{1x} =$	2,12		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2,8 \cdot (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1,7, 2,5]$
$k_{1x} > 0,0$			2,12 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	0,53		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_{ur}, 1]$
$\alpha_{bx} > 0,0$			0,53 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2x} =$	140,90	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 t_f / m_2$

Διεύθυνση z				
$k_{1z} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2,8 \cdot (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$
$k_{1z} > 0,0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} =$	0,45		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0,25, f_{ub}/f_{ur}, 1]$
$\alpha_{bz} > 0,0$			0,45 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2z} =$	142,55	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 t_f / m_2$

#### ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗ ΛΕΠΙΔΑ - Σ'ΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

##### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	54	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$M_0 =$	6,11	[kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$F_{Nx} =  N_{b,Ed} /n$
$F_{Nx} =$	0,00	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	$F_{Vz} =  V_{b,Ed} /n$
$F_{Vz} =$	38,04	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Mx} =  M_0  \cdot z / (\chi^2 + z^2)$
$F_{Mx} =$	50,88	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction	$F_{Mz} =  M_0  \cdot x / (\chi^2 + z^2)$
$F_{Mz} =$	0,00	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Z ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{x,Ed} =$	50,88	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{z,Ed} =$	38,04	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed})^2 + (F_{z,Ed})^2}$
$F_{Ed} =$	63,52	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{Rdx} = \min(F_{BRd1x}, F_{BRd2x})$
$F_{Rdx} =$	54,60	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdz} = \min(F_{BRd1z}, F_{BRd2z})$
$F_{Rdz} =$	80,09	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$			$ 50,88  < 54,60$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,93)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$			$ 38,04  < 80,09$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,47)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$			$63,52 < 301,59$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,21)

#### ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} =$	4,71	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	2,98	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	245,71	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / m_2 + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / m_0$
$ N_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$			$ 0,00  < 245,71$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,00)

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

##### ΠΛΑΚΑ

$A_{nt} =$	1,92	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	7,60	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	193,40	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / m_2 + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / m_0$
$ 0,5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$			$ 57,06  < 193,40$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,30)

##### ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} =$	1,49	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	7,75	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	188,01	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / m_2 + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / m_0$
$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$			$ 114,11  < 188,01$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,61)

#### ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΚΑΘΑΡΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΧΩΡΙΣ ΤΑ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$A_t =$	7,20	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	
$A_{t,net} =$	5,44	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$			$0,68 < 0,91$	
$W_{net} =$	38,69	[cm <sup>3</sup> ]	ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	
$M_{c,Rdnet} =$	13,74	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$			$ 3,05  < 13,74$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,22)
$A_v =$	14,40	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	$A_v = h_p \cdot t_f$
$V_{pl,Rd} =$	295,14	[kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ 0,5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$			$ 57,06  < 295,14$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,00)

### ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$A_t =$	7,44	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	
$A_{t,net} =$	4,71	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$0.9(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot I_{M2}) / (f_u \cdot I_{M0})$				0,57 < 0,91
$W_{net} =$	53,35	[cm <sup>3</sup> ]	ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	
$M_{c,Rd,net} =$	18,94	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	$M_{c,Rd,net} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$ (0,32)
$ M_0  \leq M_{c,Rd,net}$				6,11  < 18,94 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$A_v =$	14,88	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$A_{v,net} =$	10,79	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	$A_{v,net} = A_v \cdot \rho_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} =$	304,98	[kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ (0,37)
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$				114,11  < 304,98 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

#### ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ ΛΕΠΙΔΑΣ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

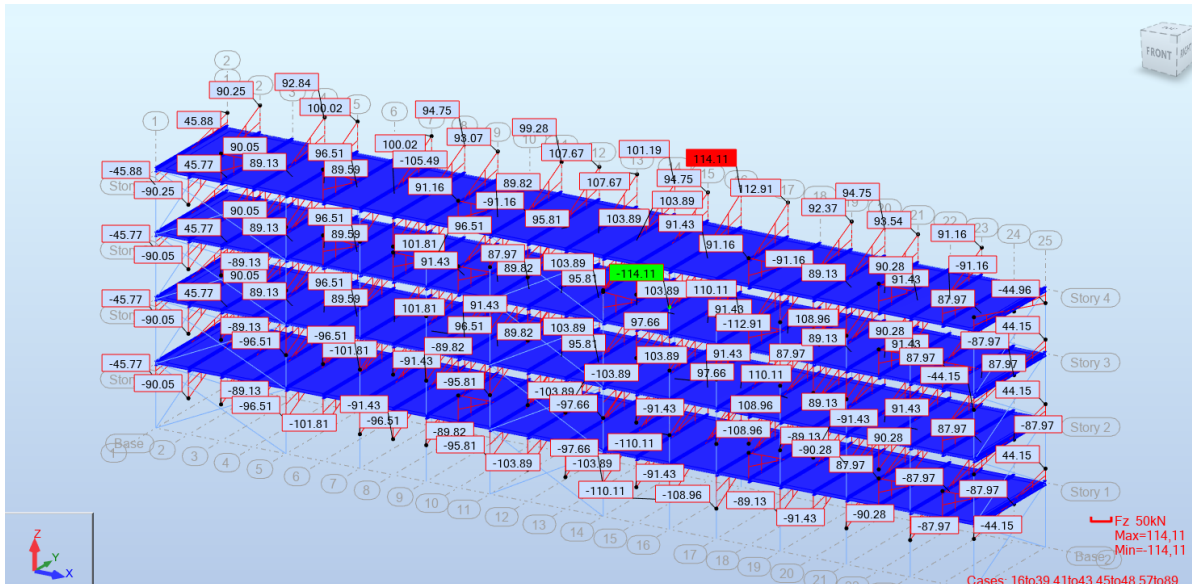
$A_w =$	9,00	[cm <sup>2</sup> ]	Εμβαδόν συγκόλλησης	$A_w = h_p \cdot a_{gp}$
$\sigma =$	105,66	[MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	$\sigma = 0.5 \cdot [N_{b,Ed} / A_s + M_y / W_{yy}]$
$\sigma_{\perp} =$	74,71	[MPa]	Ονομαστική ορθή τάση στη συγκόλληση	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$ (0,21)
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2}$				74,71  < 352,80 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$\tau_{\perp} =$	74,71	[MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} =$	63,40	[MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	$\tau_{\parallel} = 0.25 \cdot V_{b,Ed} / A_w$
$\beta_w =$	0,90		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$				185,44 < 435,56 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,43)

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

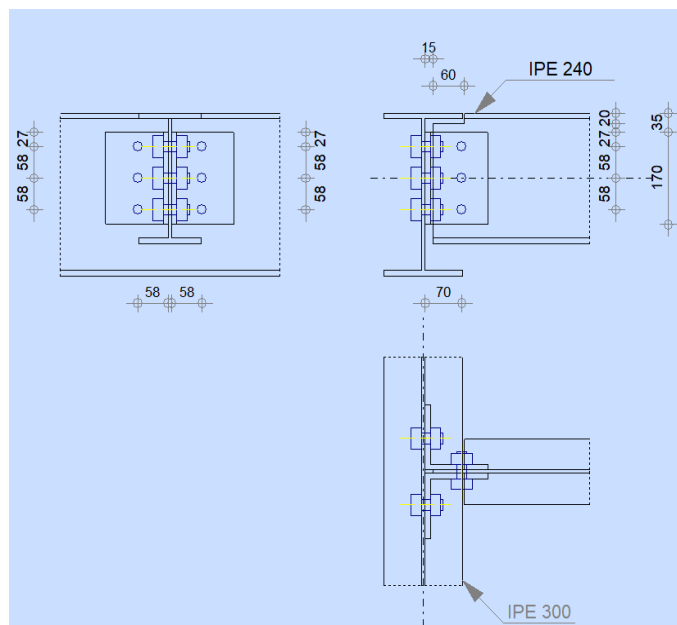
ΛΟΓΟΣ 0,93

### 4.3 Κόμβος Κύριας Δοκού – Διαδοκίδας

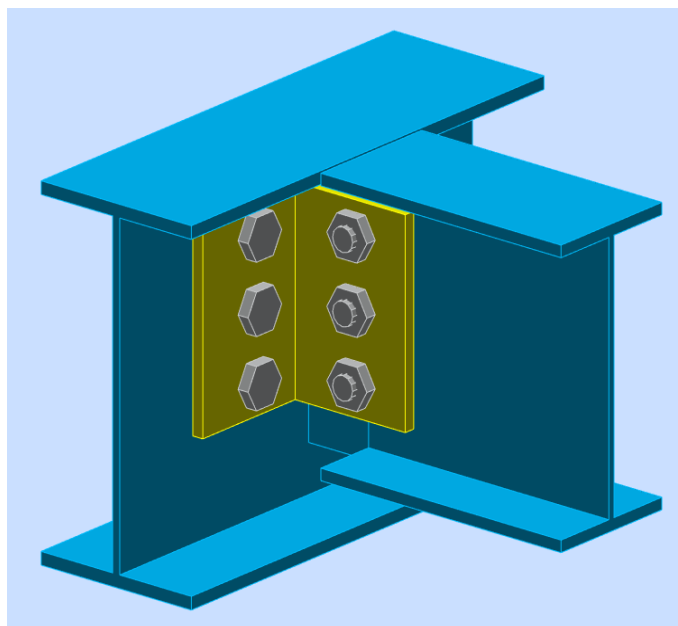
Στην ενότητα αυτή, υπολογίζεται η σύνδεση μιας κύριας δοκού IPE300 και μιας διαδοκίδας IPE 240. Η τελική διάταξη φαίνεται στα Σχήματα 4.6 και 4.7 και ακολουθεί το τεύχος υπολογισμού. Ως δρώσα τέμνουσα θεωρήθηκε η μέγιστη που παρουσιάζεται στο φορέα για τους συνδυασμούς φόρτισης Σχήμα 4.5.





Σχήμα 4.5: Τιμές  $V_{Ed,OKA}$  για όλες τις διαδοκίδες.



Σχήμα 4.6: Όψεις σύνδεσης δοκού-διαδοκίδας σε CAD.



Σχήμα 4.7: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης δοκού – διαδοκίδας.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	<b>ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009	

## ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 1  
 Ονομα σύνδεσης: Beam-beam (web)  
 ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ 197  
 ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 262, 278

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

### ΚΥΡΙΟ ΔΟΚΑΡΙ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	IPE 300		
ΡΑΒΔΟΣ no.:	262		
$\alpha$ =	-90,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_g$ =	300	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_{fg}$ =	150	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wg}$ =	7	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fg}$ =	11	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_g$ =	15	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_p$ =	53,81	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$I_{yp}$ =	8356,11	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	Steel		
$f_{yg}$ =	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

$f_{ug} = 360,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΙΡΕ 240

ΡΑΒΔΟΣ no.: 278

$\alpha = 0,0$	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_b = 240$	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_b = 120$	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb} = 6$	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fb} = 10$	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b = 15$	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b = 39,12$	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{yb} = 3891,63$	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ S355		
$f_{yb} = 355,00$	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ub} = 490,00$	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### ΤΟΜΗ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$h_1 = 20$	[mm]	ΑΝΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
$h_2 = 0$	[mm]	ΚΑΤΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
$l = 60$	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΑΠΟΤΜΗΣΗΣ

### ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ: СAE 120x10

$h_k = 120$	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_k = 120$	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{fk} = 10$	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_k = 13$	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
$l_k = 170$	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
ΥΛΙΚΟ S355		
$f_{yk} = 355,00$	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{uk} = 490,00$	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### ΚΟΧΛΙΕΣ

#### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

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

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d = 20$	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 = 22$	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s = 2,45$	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v = 3,14$	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} = 1000,00$	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k = 1$		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w = 3$		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

$e_1 = 27$	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1 = 58$	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

#### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

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

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d = 20$	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 = 22$	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s = 2,45$	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v = 3,14$	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} = 1000,00$	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k = 1$		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w = 3$		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 = 27$	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1 = 58$	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

### ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00$		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

## ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{b,Ed}$	=	0,00	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b,Ed}$	=	114,11	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b,Ed}$	=	0,00	[kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd}$	=	150,80	[kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt
$F_{t,Rd}$	=	176,40	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

Διεύθυνση x

$k_{1x}$	=	1,99		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$
$k_{1x} > 0.0$				1,99 > 0,00 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$\alpha_{bx}$	=	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$
$\alpha_{bx} > 0.0$				1,00 > 0,00 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$F_{b,Rd1x}$	=	81,42	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

Διεύθυνση z

$k_{1z}$	=	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$
$k_{1z} > 0.0$				2,50 > 0,00 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$\alpha_{bz}$	=	0,63		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$
$\alpha_{bz} > 0.0$				0,63 > 0,00 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$F_{b,Rd1z}$	=	64,29	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x}$	=	1,74		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$
$k_{1x} > 0.0$				1,74 > 0,00 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$\alpha_{bx}$	=	0,88		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$
$\alpha_{bx} > 0.0$				0,88 > 0,00 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$F_{b,Rd2x}$	=	119,63	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

Διεύθυνση z

$k_{1z}$	=	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$
$k_{1z} > 0.0$				2,50 > 0,00 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$\alpha_{bz}$	=	0,41		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$
$\alpha_{bz} > 0.0$				0,41 > 0,00 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$F_{b,Rd2z}$	=	80,18	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

#### ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ - Σ'ΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

##### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e$	=	61	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ
$M_0$	=	3,49	[kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ
$F_{Vz}$	=	19,02	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ
$F_{Mx}$	=	30,05	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ
$F_{x,Ed}$	=	30,05	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y
$F_{z,Ed}$	=	19,02	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z
$F_{Ed}$	=	35,56	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ
$F_{Rdx}$	=	81,42	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x
$F_{Rdz}$	=	64,29	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$				30,05  < 81,42 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$				19,02  < 64,29 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$				35,56 < 150,80 <b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>

##### ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e$	=	74	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ
$M_{0t}$	=	4,20	[kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ

$F_{t,Ed} = 36,18$ [kN]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ	
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$36,18 < 176,40$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

#### ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} = 35,56$ [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,38 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 301,59$ [kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt
--------------------------	---

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x		
$k_{1x} = 1,99$		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$
$k_{1x} > 0.0$	$1,99 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} = 0,83$		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1x} = 80,65$ [kN]		ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
Διεύθυνση z		
$k_{1z} = 2,50$		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} = 0,41$		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,41 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2z} = 160,36$ [kN]		ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

#### ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ - Σ' ΎΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΎ

##### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 74$ [mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ	
$M_0 = 8,39$ [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	
$F_{Vz} = 38,04$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	
$F_{Mx} = 72,35$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	
$F_{x,Ed} = 72,35$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	
$F_{z,Ed} = 38,04$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	
$F_{Ed} = 81,74$ [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	
$F_{Rdx} = 80,65$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	
$F_{Rdz} = 76,41$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 72,35  < 80,65$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 38,04  < 76,41$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$81,74 < 301,59$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

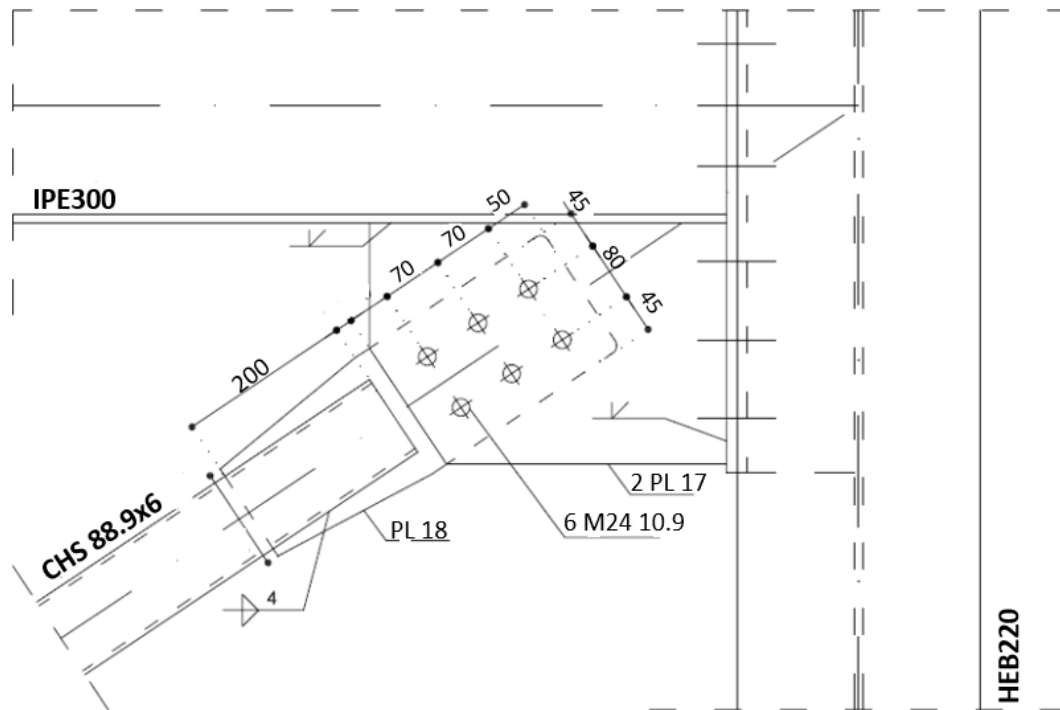
Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΛΟΓΟΣ 0,90



#### 4.4 Κόμβος υποστυλώματος -Κατακόρυφου συνδέσμου

Στην ενότητα αυτή υπολογίζεται η σύνδεση ενός ακραίου υποστυλώματος του 1<sup>ου</sup> ορόφου διατομής HEB220 με ένα διαγώνιο σύνδεσμο διατομής CHS 88.9x6, η οποία είναι η μέγιστη διατομή συνδέσμων του φορέα στην διεύθυνση X.



Σχήμα 4.8: Όψη σύνδεσης Υποστυλώματος - Διαγωνίου

Η σύνδεση διαστασιολογείται με βάση την ικανοτική αντοχή των διαγωνίων και πραγματοποιείται με 6 δίτητους προεντεταμένους κοχλίες διαμέτρου M24, ποιότητας 10.9, τύπου C.

$$\bullet N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 15,6 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/m}^2 / 1,0 = 553,8 \text{ kN} \quad (4.1)$$

$$\bullet N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 553,8 = 761,48 \text{ kN} \quad (4.2)$$

➤ *Έλεγχος αποστάσεων*

$$1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 26 = 31,2 < e_1 = 50 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 112 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 26 = 31,2 < e_2 = 45 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 112 \text{ mm}$$

$$2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 26 = 57,4 < p_1 = 70 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t; 200\} = 200 \text{ mm}$$

$$2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 26 = 62,4 < p_2 = 80 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t; 200\} = 200 \text{ mm}$$

➤ *Έλεγχος κοιλίωσης έναντι ολίσθησης*

Δύναμη προέντασης κοιλία:

$$\bullet F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_S = 0,7 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,53 \text{ cm}^2 = 247,1 \text{ kN} \quad (4.3)$$

Αντοχή έναντι ολίσθησης:

$$\bullet F_{s,Rd} = m \cdot \frac{(k_s \cdot n \cdot \mu)}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = 6 \cdot \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 247,1 \text{ kN} = 1186,08 \text{ kN} > N_{Ed} \quad (4.4)$$

Όπου  $\mu = 0,5$  για επιφάνειες τριβής Α (αμμοβολισμένες μεταλλικές επιφάνειες)

➤ *Έλεγχος κοιλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυνας*

$$\bullet a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{50}{3 \cdot 26}; \frac{70}{3 \cdot 26} - \frac{1}{4}; \frac{100}{51}; 1 \right\} = \min\{0,64; 0,65; 1,96; 1\} = 0,64 \quad (4.5)$$

$$\bullet a_b = \min \left\{ \frac{2,8 \cdot e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ \frac{2,8 \cdot 45}{26} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{80}{26} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5 \quad (4.6)$$

$$\bullet F_{b,Rd} = m \cdot \frac{(k_1 \cdot a_b \cdot f_{u,d} \cdot t_{min})}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,64 \cdot 51 \cdot 2,4 \cdot 1,8}{1,25} = 1692,05 \text{ kN} < 761,48 \text{ kN} \quad (4.7)$$

➤ *Έλεγχος αντοχής κοχλίωσης έναντι τέμνουσας*

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

$$\begin{aligned} \bullet \quad F_{V,Rd} &= m \cdot n \cdot \frac{(a_v \cdot f_{ub} \cdot \pi \cdot d^2 / 4)}{\gamma_{M2}} = \\ &= 6 \cdot 2 \cdot \frac{0,6 \cdot 100 \cdot \pi \cdot 2,4^2 / 4}{1,25} = 2604,4 \text{ kN} > 1,2 \cdot 1692,05 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.8)$$

➤ *Έλεγχος κομβοελασμάτων σε εφελκυσμό*

Ελέγχεται η επιφάνεια αστοχίας η οποία διέρχεται από τις οπές των κοχλιών, λαμβάνοντας συντηρητικά το πλάτος του ελάσματος στην θέση της πρώτης σειράς κοχλιών, 24 cm:

$$\bullet \quad A_{net,PL17} = (24 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,7 = 31,96 \text{ cm}^2 \quad (4.9)$$

Αντοχή ελάσματος PL17

$$\bullet \quad N_{net,Rd-PL17} = \frac{(A_{net} \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = \frac{31,96 \cdot 35,5}{1,0} = 1134,58 \text{ kN} > \frac{N_{Ed}}{2} = 380,74 \text{ kN} \quad (4.10)$$

➤ *Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης:*  
Τάση συγκόλλησης για χάλυβες S355:

$$\bullet \quad f_{vw,d} = \frac{(f_u / \sqrt{3})}{(\beta_w \cdot \gamma_{M2})} = \frac{51 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 26,17 \text{ kN / m}^2 \quad (4.21)$$

Η συγκόλληση πραγματοποιείται με 4 εξωραφές με πάχος  $a_w$  4mm. Ο Ευρωκώδικας 3 ορίζει ελάχιστο πάχος εξωραφών 3mm και μέγιστο πάχος ίσο με  $0,7 \cdot t_{min} = 0,7 \cdot 6 = 4,2 \text{ mm}$ . Η συγκόλληση έχει μήκος  $l_w = 200 \text{ mm} > l_{w,min} = \max(300 \text{ mm} ; 6 \cdot a_w)$ . Η αντοχή της είναι:

$$\begin{aligned} \bullet \quad N_{net,Rd-PL17} &= N_{w,Rd} \cdot 4 \cdot l_w \cdot a_w \cdot f_{vw,d} = \\ &= 4 \cdot 20 \cdot 0,4 \cdot 26,17 = 837,44 \text{ kN} > 761,48 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.32)$$

## 5 Συμπεράσματα

- Το προσομοίωμα της κατασκευής πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να ανταποκρίνεται στην συμπεριφορά που θέλουμε να έχει η πραγματική κατασκευή.
- Τα δομικά στοιχεία διαστασιολογούνται με βάση το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων, ο οποίος διαφοροποιείται ανάλογα με την λειτουργία του κάθε δομικού στοιχείου. Οι κύριες δοκοί, οι δευτερεύουσες δοκοί και τα υποστυλώματα σχεδιάζονται ώστε να παραλαμβάνουν τις κατακόρυφες δράσεις που ασκούνται στην κατασκευή και διαστασιολογούνται με βάση το δυσμενέστερο συνδυασμό που προκύπτει για την οριακή κατάσταση αστοχίας για καταστάσεις διάρκειας (1,35G+1,50Q).
- Οι στατικοί συνδυασμοί ΟΚΑ με βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο σε κάποιες περιπτώσεις μπορεί να είναι δυσμενέστεροι από τους σεισμικούς συνδυασμούς.
- Η σύμμικτη λειτουργία χάλυβα – σκυροδέματος προσφέρει πλήρη αποδοτικότητα σε αμφιέριστες δοκούς καθώς εκμεταλλευόμαστε πλήρως τις ιδιότητες των δύο συνεργαζόμενων υλικών. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται ώστε να επαλληλίζονται με κατάλληλο τρόπο τα εντατικά μεγέθη των σύμμικτων διατομών κατά τις διάφορες φάσεις κατασκευής.
- Ο αντισεισμικός σχεδιασμός είναι αναγκαίος για την αποφυγή ολικής ή μερικής κατάρρευσης για σεισμό μεγαλύτερο από τον σεισμό σχεδιασμού. Για να επιτευχθούν οι απαιτήσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού απαιτούνται μεγαλύτερες διατομές.
- Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται ώστε να προσφέρουν πλευρική δυσκαμψία στην κατασκευή. Κρίσιμοι για το σχεδιασμό τους είναι οι σεισμικοί συνδυασμοί.
- Για τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, οι περιορισμοί για την ανηγμένη λυγηρότητα μεταφράζονται σε περιορισμούς της ακτίνας αδρανείας  $i_z$  και άρα σε ένα συγκεκριμένο εύρος επιλογής διατομών. Για την επιλογή των διατομών τους, κρίσιμος ήταν ο έλεγχος εξασφάλισης ομοιόμορφης πλαστιμότητας καθ' ύψος του κτιρίου. Λόγω αυτού του περιορισμού δεν πρέπει να υπάρχουν μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ των υπεραντοχών των ορόφων.
- Τα υποστυλώματα των ορόφων που συνδέονται με τους κατακόρυφους συνδέσμους, δέχονται μεγάλα αξονικά φορτία και για το λόγο αυτό απαιτούνται μεγαλύτερες διατομές σε σχέση με τα υπόλοιπα υποστυλώματα του κάθε ορόφου.

## 6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
2. Βάγιας Ι. (2003):«Σιδηρές κατασκευές Ανάλυση και διαστασιολόγηση».Εκδόσεις Κλειδάριθμος
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
4. Βάγιας Ι. (2010): «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
5. 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
6. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3:Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού , CEN, Ιούλιος 2003
7. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
8. EN-1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
9. EN-1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004
10. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
11. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. , «Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73»