



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ



**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΚΟΥΦΟΛΑΜΠΡΟΣ ΓΙΑΝΝΗΣ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΠΑΥΛΟΣ ΘΑΝΟΠΟΥΛΟΣ**

ΑΘΗΝΑ , ΙΟΥΛΙΟΣ 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021 / 14

Κουφολάμπρος Γιάννης (2021)

Μελέτη Πενταώροφου Σύμμικτου Κτιρίου Γραφείων

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021 / 14

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Koufolampros Giannis (2021)

Μελέτη Πενταώροφου Σύμμικτου Κτιρίου Γραφείων

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021 / 14

Institute of steel structures, National Technical University of Athens, Greece

## Πίνακας περιεχομένων

<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</b> .....	<b>5</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>6</b>
<b>ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ</b> .....	<b>7</b>
<b>1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b> .....	<b>9</b>
1.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	9
1.2 ΣΧΕΔΙΑ ΚΑΙ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	10
1.2.1 Αρχιτεκτονικά σχέδια κτιρίου.....	10
1.2.1.1 Κατόψεις κτιρίου .....	10
1.2.1.2 Όψεις κτιρίου.....	12
1.2.2 Φέρων οργανισμός .....	13
1.3 ΥΛΙΚΑ.....	15
1.3.1 Σκυρόδεμα.....	15
1.3.2 Δομικός χάλυβας.....	16
1.3.3 Χάλυβας οπλισμού .....	16
1.3.4 Διατμητικοί ήλοι.....	17
1.3.5 Χαλυβδόφυλλο .....	17
1.4 ΦΟΡΤΙΑ- ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	17
1.4.1 Γενικά .....	17
1.4.2 Μόνιμες δράσεις.....	18
1.4.3 Μεταβλητές δράσεις- κινητά φορτία δαπέδων .....	18
1.4.4 Φορτίο χιονιού.....	20
1.4.5 Φορτίο ανέμου.....	22
1.4.5.1 Γενικά.....	22
1.4.5.2 Πίεση ταχύτητας αιχμής.....	22
1.4.5.3 Συντελεστής πίεσης $C_{pe}$ - $C_{pi}$ .....	28
1.4.5.4 Υπολογισμός τελικών εσωτερικών και εξωτερικών πιέσεων ανέμου .....	31
1.4.5.5 Υπολογισμός τελικών πιέσεων οριζόντιου ανέμου .....	37
1.4.5.6 Πιέσεις κατακόρυφου ανέμου .....	38
1.4.6 Σεισμικές δράσεις.....	41
1.5 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	43
<b>2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΜΕΛΩΝ</b> .....	<b>45</b>
2.1 ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΠΛΑΚΕΣ.....	45
2.1.1 Γενικά στοιχεία.....	45
2.1.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών.....	45
2.2 ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΔΟΚΟΙ .....	50
2.2.1 Γενικά στοιχεία.....	50
2.2.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτων δοκών.....	51
<b>3 ΔΟΚΟΙ ΜΕ ΚΥΚΛΙΚΑ ΔΙΑΚΕΝΑ ΚΟΡΜΟΥ</b> .....	<b>58</b>
3.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ .....	58
3.2 ΕΝΤΑΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΟΚΩΝ.....	60
3.3 ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΟΙ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ .....	60
3.4 ΚΑΤΗΓΟΡΙΟΠΟΙΗΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....	62

3.5	ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ .....	62
3.6	ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ .....	62
3.7	ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ Τ .....	63
3.8	ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΣΥΜΠΑΓΩΝ ΤΜΗΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ.....	64
3.9	ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΣΥΜΠΑΓΩΝ ΤΜΗΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ .....	64
3.10	ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΚΡΑΙΩΝ ΣΥΜΠΑΓΩΝ ΤΜΗΜΑΤΩΝ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ .....	65
3.11	ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΚΡΑΙΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΣΥΜΠΑΓΟΥΣ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ .....	66
<b>4</b>	<b>ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ .....</b>	<b>67</b>
4.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	67
4.2	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ ROBOT .....	67
	4.2.1 Προσομοίωση τρισδιάστατου καννάβου κτιρίου .....	67
	4.2.2 Προσομοίωση φερόντων δομικών στοιχείων.....	68
	4.2.3 Προσομοίωση διαφράγματος .....	69
	4.2.4 Προσομοίωση στηρίξεων.....	70
	4.2.5 Συνολικός φορέας.....	71
	4.2.6 Προσομοίωση φορτίσεων.....	73
4.3	ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ- ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ.....	76
4.4	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ- ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΜΕΛΩΝ .....	79
	4.4.1 Επιλογή και προσομοίωση συστήματος παραλαβής σεισμικών δράσεων.....	79
	4.4.2 Φαινόμενα 2 <sup>ας</sup> τάξης .....	81
	4.4.3 Ικανοτικός σχεδιασμός.....	84
	4.4.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....	92
<b>5</b>	<b>ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ.....</b>	<b>94</b>
5.1	ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ.....	94
5.2	ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ .....	98
5.3	ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ .....	101
5.4	ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ .....	105
5.5	ΕΔΡΑΣΗ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ.....	108
<b>6</b>	<b>ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....</b>	<b>113</b>
6.1	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΧΑΛΥΒΑ .....	113
6.2	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ .....	114
<b>7</b>	<b>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>	<b>115</b>
<b>8</b>	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>	<b>116</b>

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ**

ΚΟΥΦΟΛΑΜΠΡΟΣ ΓΙΑΝΝΗΣ ( ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΘΑΝΟΠΟΥΛΟΣ ΠΑΥΛΟΣ)

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός 5όροφου σύμμικτου κτιρίου που θα στεγάζει χώρους γραφείων με τη βοήθεια του προγράμματος Robot. Το κτίριο έχει διαστάσεις σε κάτοψη 54.00m\*13.50m , η οποία είναι σταθερή σε κάθε όροφο ενώ έχει συνολικό ύψος τα 19.00m (στάθμη 5<sup>ου</sup> ορόφου). Αποτελείται από σύμμικτες πλάκες και δοκούς, αλλά μεταλλικά υποστυλώματα και κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας . Σημειώνεται ότι στην οροφή του 5<sup>ου</sup> ορόφου τοποθετούνται κυψελωτές δοκοί για να στεγάσουν το εστιατόριο του κτιρίου που απαιτεί μεγάλο άνοιγμα.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση των αρχιτεκτονικών και στατικών σχεδίων του κτιρίου, ορίζονται τα υλικά δόμησης και τα φορτία που δρουν στην κατασκευή καθώς επίσης και οι συνδυασμοί σχεδιασμού.

Στο δεύτερο κεφάλαιο διαστασιολογούνται οι σύμμικτες πλάκες και οι σύμμικτες δοκοί του κτιρίου σύμφωνα με τα βοηθητικά προγράμματα (Symdeck-designer2 , ABC).

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση των κυψελωτών δοκών που βρίσκονται στην οροφή του 5<sup>ου</sup> ορόφου.

Στο τέταρτο κεφάλαιο διαστασιολογούνται τα κατακόρυφα μέλη (υποστυλώματα και χιαστί σύνδεσμοι) σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό, ενώ παρουσιάζονται και τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών από διάφορους συνδυασμούς φόρτισης.

Στο πέμπτο κεφάλαιο υλοποιούνται 5 συνδέσεις της κατασκευής μεταξύ δοκών-υποστυλωμάτων- συνδέσμων δυσκαμψίας και παρουσιάζονται οι έλεγχοι τους.

Στο έκτο και τελευταίο κεφάλαιο υπολογίζεται το συνολικό κόστος της κατασκευής το οποίο προκύπτει από τη συνολική ποσότητα χάλυβα και σκυροδέματος που χρησιμοποιείται.

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

**DIPLOMA THESIS**

Design of a five- storey office building

KOUFOLAMPROS GIANNIS (supervised by Thanopoulos Pavlos)

**Abstract**

The subject of this diploma thesis is the design and the dimensioning of a five- storey office building with the Robot Structural Analysis program. The building consists of office space and a restaurant on the top floor. The dimensions of the building are 54.00m\*13.50m (in plan) and the total height is 19.00m (level of the 5<sup>th</sup> floor). It is made by composite slabs and beams but its columns and vertical stiffness joints are made by steel. On the top of 5<sup>th</sup> floor, there have been placed castellated beams so that the opening (for the restaurant's needs) could be larger than usual.

In the first chapter, the architectural and static designs are presented. Also the materials which are going to be used, the loads and the combinations of loads are determined.

In the second chapter, the composite slabs and beams of the building are being dimensioned with the programs Symdeck-designer2 and ABC.

In the third chapter, the castellated beams (which are placed on the top of the 5<sup>th</sup> floor) are being dimensioned by the program ACB.

In the fourth chapter, the columns and vertical braces are being dimensioned according to the seismic regulation, while some results of the static analysis are being presented.

In the fifth chapter, 5 connections (between beams-columns and the vertical braces) and their exploitation ratios are being presented.

In the sixth chapter, the total building's cost is calculated, taking into account the dead load of steel members , the composite slabs and beams and the total concrete which is going to be used.

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα ήθελα να αποδώσω θερμές ευχαριστίες σε όλους όσους συνεισέφεραν όλα αυτά τα χρόνια ώστε να φτάσω στο σημείο να γράφω αυτή τη διπλωματική μου εργασία την παρούσα στιγμή. Ιδιαίτερες ευχαριστίες θέλω να δώσω στον κύριο Θανόπουλο Παύλο, Λέκτορα του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για τις συμβουλές και την καθοδήγησή του κατά την εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας. Η βοήθειά του και οι παρεμβάσεις του ήταν καθοριστικές και πάντα εύστοχες, ενώ η επικοινωνία μας ήταν άριστη, βοηθώντας εμένα να προχωρήσω έγκαιρα το θέμα που μου ανατέθηκε χωρίς να καθυστερεί η διαδικασία.





# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

---

## 1.1 Αντικείμενο της εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η μελέτη ενός πεντάωροφου σύμμικτου κτιρίου, το οποίο βρίσκεται στην περιοχή της Αθήνας σε παραθαλάσσια περιοχή (λιμάνι) και στεγάζει χώρους γραφείων. Το κτίριο πρόκειται για παραλλαγή του πραγματικού κτιρίου που υφίσταται στην περιοχή Μιμαρλίκ της Τουρκίας (πρόκειται για υλοποιημένο κτίριο που στεγάζει χώρους γραφείων και από το οποίο πήραμε τα σχέδια). Το συνολικό ύψος του κτιρίου φτάνει τα 19,00m και το συνολικό εμβαδόν του τα 2925m<sup>2</sup>, ενώ λόγω της γεωμετρίας του θεωρείται κανονικό σε όψη αλλά μη κανονικό σε κάτοψη. Το κτίριο αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, σύμμικτες αμφιαρθρωτές δοκούς και σύμμικτες πλάκες, ενώ και στις δύο διευθύνσεις του υπάρχουν κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων. Στον ανώτερο όροφο, λόγω της απαίτησης μεγάλων ανοιγμάτων –συνολικού μήκους 13,50m- έχει επιλεγεί η τοποθέτηση δοκών castellated σε συγκεκριμένες θέσεις.

Η προσομοίωση, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των κατακόρυφων στοιχείων του εν λόγω κτιρίου της παρούσας διπλωματικής έγιναν με τη χρήση του προγράμματος Robot της Autodesk, ενώ για τους ελέγχους των σύμμικτων μελών του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν τα προγράμματα Symdeck designer2 – για τις σύμμικτες πλάκες, το ABC της Arcelormittal -για τις σύμμικτες δοκούς και το ACB της Arcelormittal για τις castellated δοκούς. Σημειώνεται επίσης ότι οι δοκοί και οι πλάκες δεν ελέγχθηκαν από το πρόγραμμα Robot, συμπεριλήφθηκαν όμως στο προσομοίωμά του ώστε να γίνει η σωστή κατανομή των κατακόρυφων φορτίων στα υποστυλώματα και στους συνδέσμους.

Κατά την ανάλυση του κτιρίου στο Robot, τα μόνιμα και κινητά κατακόρυφα φορτία περάστηκαν ως γραμμικά κατανεμημένα στις δευτερεύουσες δοκούς –διαδοκίδες-, ενώ ο άνεμος επιβλήθηκε στα εξωτερικά υποστυλώματα του κτιρίου ως επιφανειακό φορτίο στις επιφάνειες –claddings- που δημιουργήθηκαν στο Robot. Για τα οριζόντια σεισμικά φορτία χρησιμοποιήθηκε η δυναμική φασματική μέθοδος με χρήση του φάσματος του EC8, έγινε έλεγχος για την επιρροή των φαινομένων 2<sup>ος</sup> τάξης, καθώς και για τις διατμητικές παραμορφώσεις των ορόφων και τελικά διαστασιολογήθηκαν οι κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας με τους προσαυξημένους συντελεστές και έπειτα διαστασιολογήθηκαν ικανοτικά τα μεταλλικά υποστυλώματα.

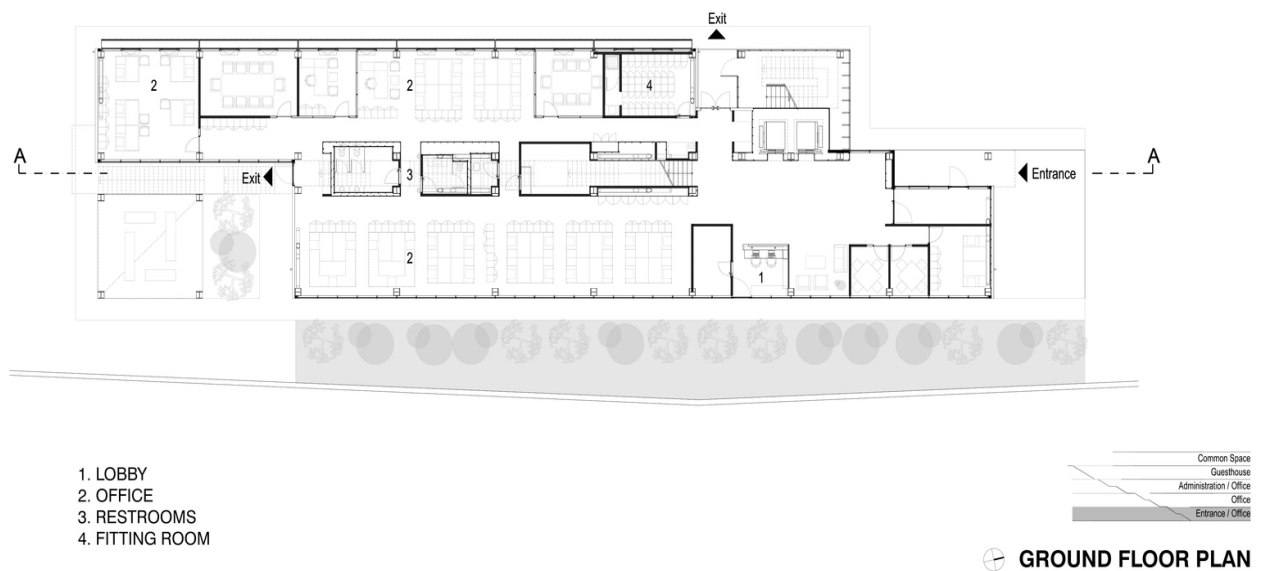
Ακόμη μελετήθηκαν και διαστασιολογήθηκαν 5 βασικές συνδέσεις του κτιρίου μεταξύ κύριας-δευτερεύουσας δοκού, κύριας δοκού-υποστυλώματος, δευτερεύουσας δοκού-υποστυλώματος, βάσης υποστυλώματος στο έδαφος και κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας-υποστυλώματος.

## 1.2 ΣΧΕΔΙΑ ΚΑΙ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

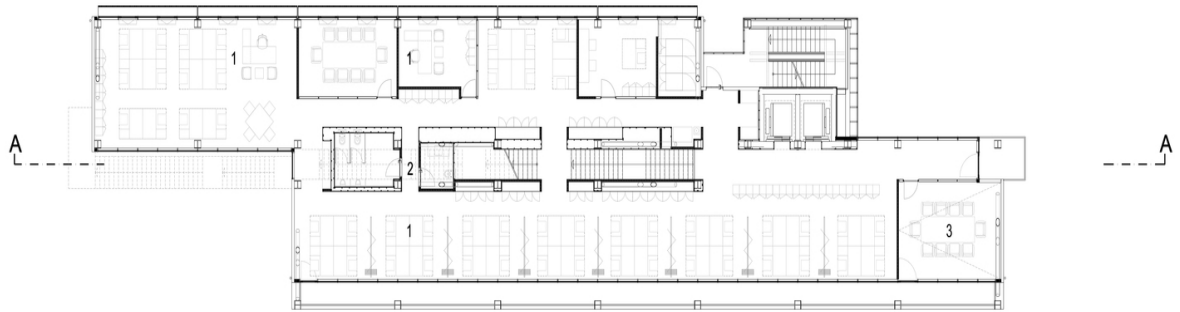
### 1.2.1 Αρχιτεκτονικά Σχέδια Κτιρίου

Όπως φαίνεται και από τα ακόλουθα σχέδια, το υπό μελέτη κτίριο πρόκειται για μακρόστενο κτίριο διαστάσεων κάτοψης 54,00m\*13,50m με δύο χαρακτηριστικές άνισες εσοχές. Η κάτοψη είναι η ίδια για όλους τους ορόφους. Αυτό που αλλάζει είναι η χρήση του κάθε ορόφου. Συγκεκριμένα ο 1<sup>ος</sup>, 2<sup>ος</sup> και 3<sup>ος</sup> όροφος ως προς τη χρήση τους διακρίνονται σε χώρους γραφείων, ο 4<sup>ος</sup> όροφος έχει χρήση υπνοδωματίων για τους εργαζόμενους, ενώ στον 5<sup>ο</sup> όροφο η χρήση διακρίνεται ως εστιατόριο. Ο κάθε όροφος έχει σταθερό ύψος 3,80m.

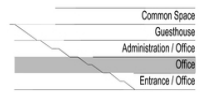
#### 1.2.1.1 ΚΑΤΟΨΕΙΣ ΚΤΙΡΙΟΥ



Σχήμα 1.1 ΚΑΤΟΨΗ 1<sup>ΟΥ</sup> ΟΡΟΦΟΥ-ΙΣΟΓΕΙΟΥ

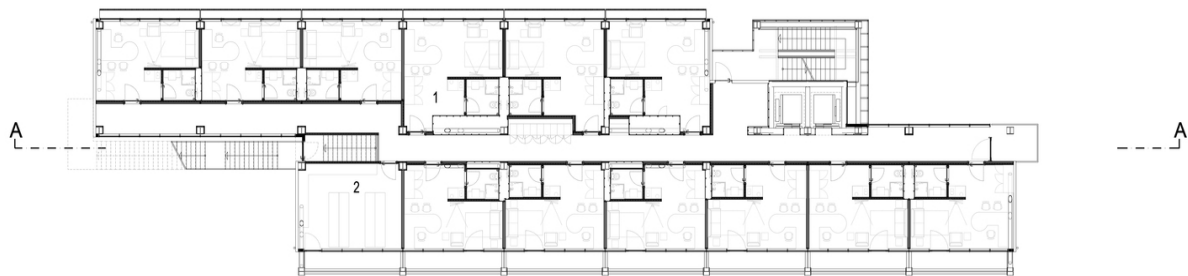


- 1. OFFICE
- 2. RESTROOMS
- 3. MEETING ROOM

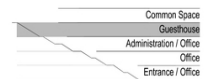


**FIRST FLOOR PLAN**

Σχήμα 1.2 ΚΑΤΟΨΗ 2<sup>ου</sup>-3<sup>ου</sup> ΟΡΟΦΟΥ

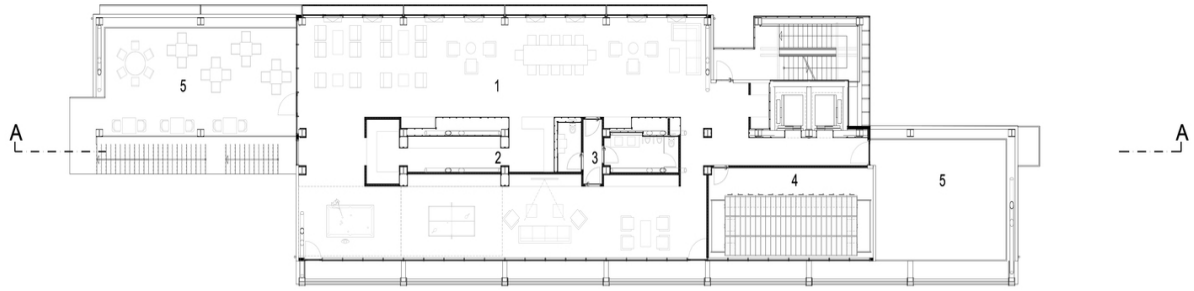


- 1. GUESTROOMS
- 2. STORAGE

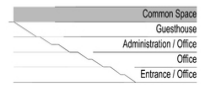


**THIRD FLOOR PLAN**

Σχήμα 1.3 ΚΑΤΟΨΗ 4<sup>ου</sup> ΟΡΟΦΟΥ



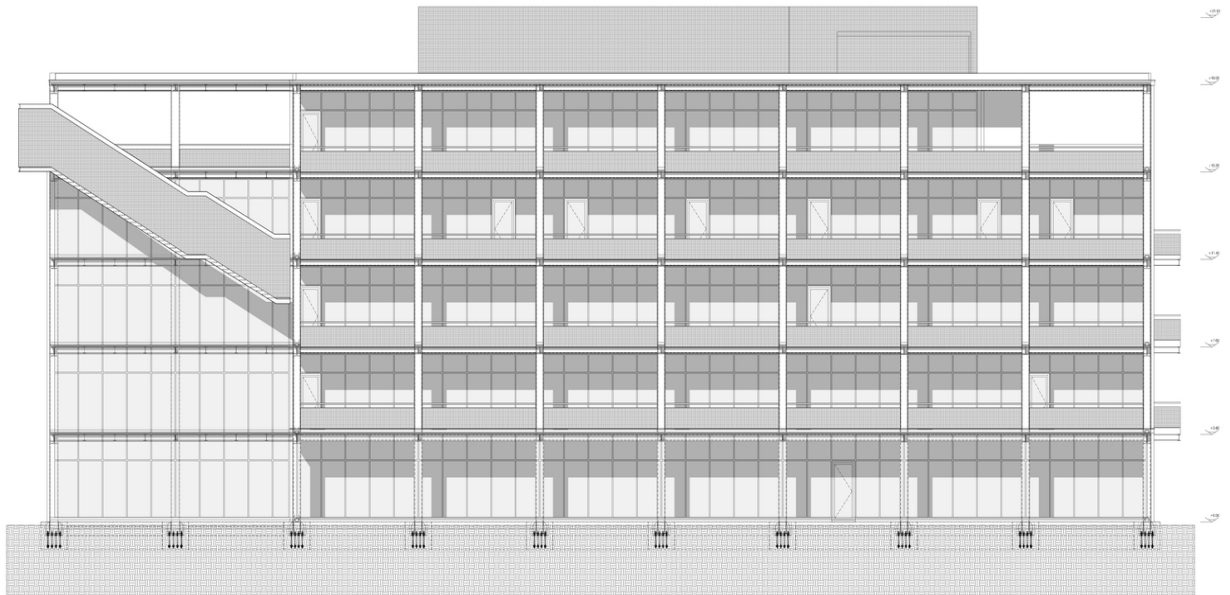
- 1. COMMON SPACE
- 2. KITCHEN
- 3. RESTROOMS
- 4. ARCHIVE
- 5. TERRACES



 **FOURTH FLOOR PLAN**

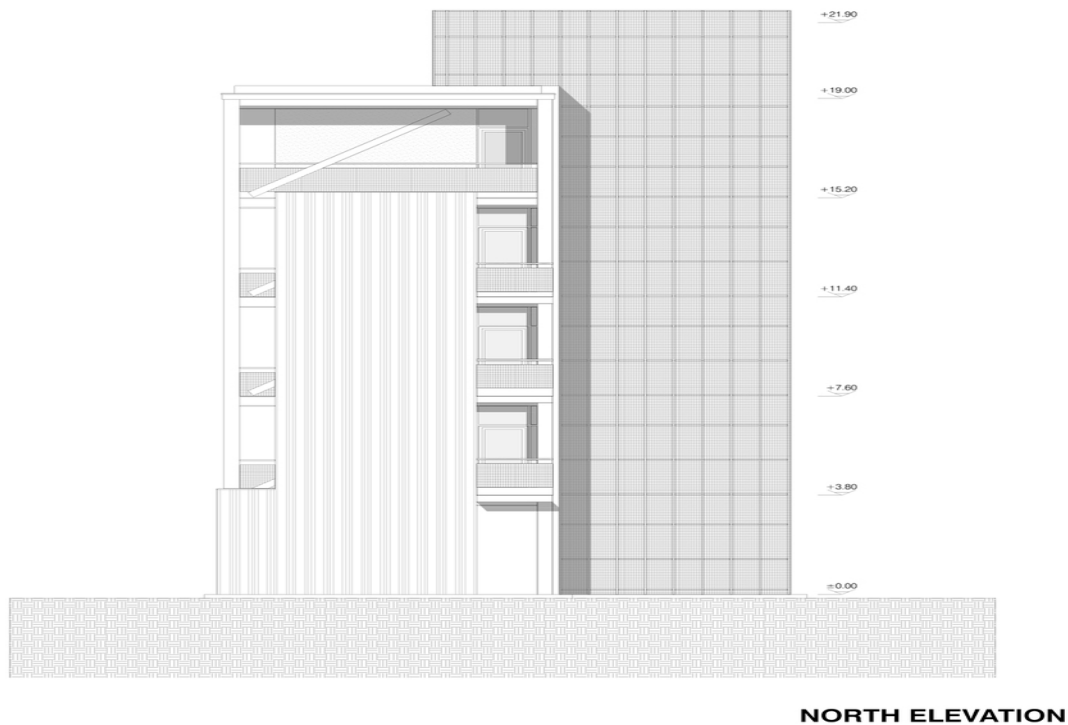
Σχήμα 1.4 ΚΑΤΟΨΗ 5<sup>ΟΥ</sup> ΟΡΟΦΟΥ

### 1.2.1.2 ΟΨΕΙΣ ΚΤΙΡΙΟΥ



**EAST ELEVATION**

Σχήμα 1.5 ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ ΚΤΙΡΙΟΥ



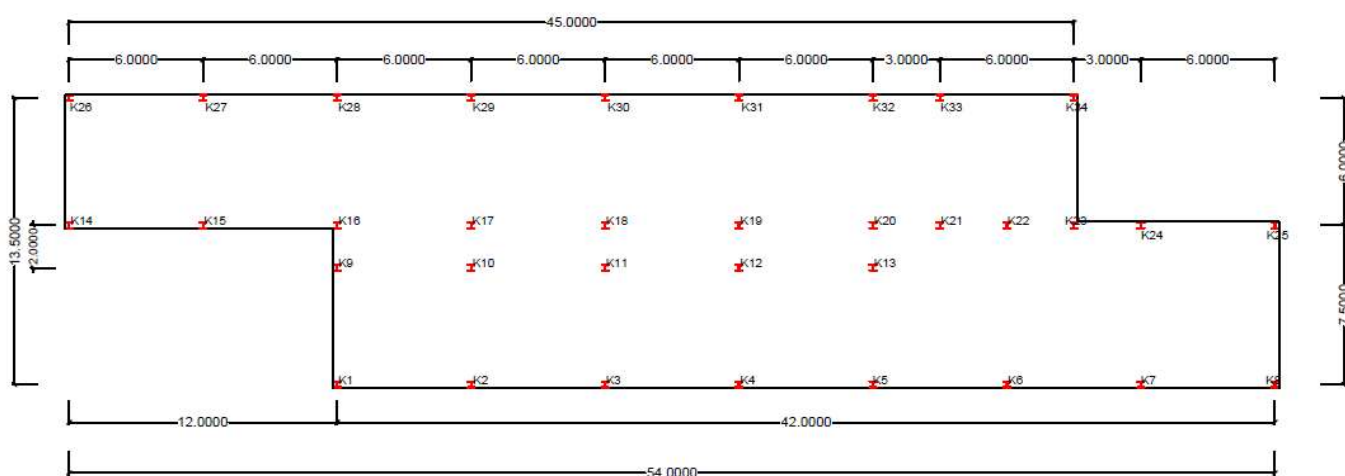
Σχήμα 1.6 ΒΟΡΙΝΗ ΟΨΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

### 1.2.2 ΦΕΡΩΝ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ

Τον φέρων οργανισμό του κτιρίου συντελούν οι σύμμικτες πλάκες, τα σύμμικτα δοκάρια, τα μεταλλικά υποστυλώματα και οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

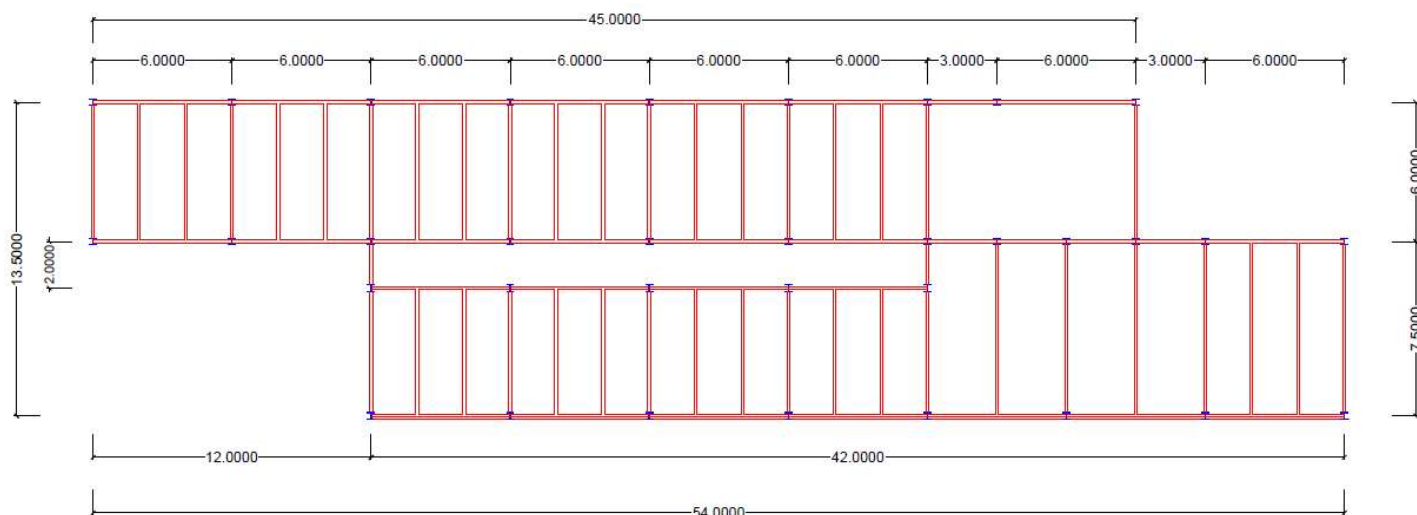
- Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από έγχυτο σκυρόδεμα –μικρού πάχους- και από χαλυβδόφυλλο. Στο άνω μέρος της πλάκας, τοποθετείται οπλισμός, συνήθως σε μορφή πλέγματος, ώστε να παραλαμβάνει τις αρνητικές ροπές που θα αναπτυχθούν στις στηρίξεις. Η συνεργασία του σκυροδέματος με το χαλυβδόφυλλο επιτυγχάνεται μέσω διατμητικών συνδέσμων στις θέσεις στήριξης των χαλυβδόφυλλων.

- Αρχικά η θέση των υποστυλωμάτων έχει οριστεί τέτοια ώστε τα ανοίγματα που προκύπτουν να είναι σταθερά και επαναλαμβανόμενα και να έχουν μήκος 6,00 κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Βέβαια λόγω των ειδικών απαιτήσεων των κλιμακοστασίων δημιουργήθηκαν και ορισμένα μικρότερα ανοίγματα της τάξης των 3,00m. Κατά την εγκάρσια διεύθυνση δημιουργούνται δύο ανοίγματα των 6,00m και 7,50m αντιστοίχως. Ο προσανατολισμός των υποστυλωμάτων είναι τέτοιος ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός τους άξονας κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Οι διατομές των υποστυλωμάτων έχουν επιλεγεί ως πλατύπελμες διπλού ταυ, δηλαδή πρόκειται για πρότυπες διατομές ΗΕΒ, ΗΕΑ. Συνολικά σε κάθε στάθμη υπάρχουν 34 υποστυλώματα τα οποία παραμένουν συνεχή έως τον ανώτερο όροφο. Η σύνδεση των υποστυλωμάτων με το έδαφος έχει θεωρηθεί ως αρθρωτή.



Σχήμα 1.7 ΘΕΣΕΙΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ

- Όλες οι δοκοί της κατασκευής – και οι κύριες κατά τη διαμήκη διεύθυνση X και οι δευτερεύουσες κατά την εγκάρσια διεύθυνση Y- μορφώνονται ως σύμμικτες αμφιέρειστες. Πρόκειται για δοκούς πρότυπων διατομών ΙΡΕ, ΗΕΑ και πλάκα από σκυρόδεμα η οποία αποτελεί και το άνω πέλμα της σύμμικτης δοκού. Η συνεργασία τους επιτυγχάνεται μέσω διαμηθικών ήλων στο άνω πέλμα των δοκών.



**Σχήμα 1.8 ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΤΑ ΤΟΥΣ ΑΞΟΝΕΣ Χ ΚΑΙ Υ**

Οι δευτερεύουσες δοκοί παραλαμβάνουν το σύνολο των κατακόρυφων φορτίων και το διαβιβάζουν στις κύριες δοκούς με τις οποίες είναι συνδεδεμένες μέσω αρθρωτών συνδέσεων (ώστε να μη συμμετέχουν στην παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων). Οι κύριες δοκοί με τη σειρά τους διαβιβάζουν τα κατακόρυφα φορτία στα υποστυλώματα και εκείνα στη θεμελίωση και στο έδαφος. Τις οριζόντιες φορτίσεις -όπως τον σεισμό- τον παραλαμβάνουν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι οποίοι συναντώνται και στις δύο διευθύνσεις και οι οποίοι όπως θα δούμε και στο Κεφάλαιο 4, επιλέγονται να είναι κεντρικοί χιαστί. Επίσης, στην πλευρική ευστάθεια του κτιρίου –πέραν των συνδέσμων δυσκαμψίας- βοηθούν και οι πλάκες των ορόφων οι οποίες λειτουργούν ως διαφράγματα.

### 1.3 ΥΛΙΚΑ

Όπως αναφέρθηκε το κτίριο διαθέτει μεταλλικά αλλά και σύμμικτα στοιχεία. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται για τις μεταλλικές διατομές των υποστυλωμάτων και των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι ο S355, ενώ η ποιότητα του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για τη διαμόρφωση των σύμμικτων πλακών και των σύμμικτων δοκών είναι C20/25. Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν ορισμένες από τις χαρακτηριστικές ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιούνται στο υπό μελέτη έργο, όπως χαρακτηριστικές τιμές αντοχών, τιμές σχεδιασμού κ.α.

#### 1.3.1 Σκυρόδεμα

Η ποιότητα σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για τις σύμμικτες πλάκες όλων των επιπέδων είναι C20/25, το οποίο αντιστοιχεί σε χαρακτηριστική αντοχή κυλίνδρου ίση με 25MPa. Σημαντικές ιδιότητες για το σκυρόδεμα είναι οι ακόλουθες:

- Μέση τιμή μέτρου ελαστικότητας  $E_{cm}=30.500 \text{ MPa}$
- Ειδικό βάρος σπλισμένου σκυροδέματος  $\gamma = 25\text{KN/m}^3$
- Λόγος Poisson για ελαστική περιοχή  $\nu = 0.2$
- Τάση σχεδιασμού  $f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$ , όπου  $\gamma_c=1.50$

### 1.3.2 Δομικός Χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας που χρησιμοποιείται σε όλα τα μέλη του κτιρίου είναι S355. Ορισμένα χαρακτηριστικά του συγκεκριμένου χάλυβα είναι:

- Μέτρο ελαστικότητας  $E_s = 210 \text{ GPa}$
- Μέτρο διάτμησης  $G = 81 \text{ GPa}$
- Ειδικό βάρος  $\gamma = 78,5\text{KN/m}^3$
- Λόγος Poisson για ελαστική περιοχή  $\nu = 0.3$
- Τάση σχεδιασμού  $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_M$ , όπου  $\gamma_M=1,00$

Οι χαρακτηριστικές τιμές για το όριο διαρροής του χάλυβα και το όριο θραύσης δίνονται στον ακόλουθο Πίνακα του EN1993-1-1.

Πίνακας 1.1: Ονομαστικές τιμές της αντοχής  $f_y$  και της οριακής εφελκυστικής αντοχής  $f_u$

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
<b>S 355</b>	<b>355</b>	<b>510</b>	<b>335</b>	<b>470</b>
S 450	440	550	410	550

### 1.3.3 Χάλυβας Οπλισμού

Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται κατά τον σχεδιασμό των σύμμικτων δοκών είναι B500C με όριο διαρροής  $f_{ys} = 500\text{MPa}$ .

- Μέτρο ελαστικότητας  $E_s = 210 \text{ GPa}$
- Ειδικό βάρος  $\gamma = 78,5\text{KN/m}^3$
- Τάση σχεδιασμού  $f_{sd}=f_{ys}/\gamma_s$ , όπου  $\gamma_s=1,15$



### 1.3.4 Διατμητικοί Ήλοι

Οι διατμητικοί ήλοι που θα χρησιμοποιηθούν τις σύμμικτες δοκούς για τη σύνδεση της μεταλλικής διατομής των δοκών με την πλάκα σκυροδέματος είναι δύο διαφορετικοί διατμητικοί ήλοι κεφαλής με ύψος 125mm έκαστοι και διάμετρο  $d=16\text{mm}$  και  $d=19\text{mm}$  αντίστοιχα για τις διαφορετικές απαιτήσεις που θα βρεθούμε να αντιμετωπίσουμε. Ποιότητα ήλων: S235.

### 1.3.5 Χαλυβδόφυλλο

Το χαλυβδόφυλλο που χρησιμοποιείται για τις σύμμικτες πλάκες είναι το Symdeck73. Πρόκειται για ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς διατομής που χρησιμοποιείται εν γένη για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων, ενώ πολλές φορές χρησιμοποιείται ως αμιγώς μεταλλικός φορέας που καλύπτει με επιτυχία μεγάλα ανοίγματα. Το άνω πέλμα του είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό του 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.

- Ανάπτυγμα: 1250mm
- Πάχος: 0.75mm και 1.25mm
- Κάλυψη: 750mm
- Βάθος: 73mm
- Πάτημα: 187,5mm

## 1.4 ΦΟΡΤΙΑ - ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### 1.4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η κάθε κατασκευή καλείται να αντιμετωπίσει αρκετές διαφορετικές φορτίσεις και αρκετούς διαφορετικούς συνδυασμούς αυτών των φορτίσεων κατά τη διάρκεια της ζωής της και πρέπει να μπορεί να τις αντιμετωπίσει και να παραμένει κατάλληλη προς χρήση. Αρκετές από αυτές τις φορτίσεις προέρχονται από το περιβάλλον της κατασκευής ή από τη χρήση που της προσδίδουμε εμείς οι άνθρωποι. Οπότε, η θέση της κατασκευής αλλά και η χρήση της είναι αυτά τα βασικά στοιχεία που καθορίζουν τελικά τις τιμές των δράσεων που θα κληθεί να παραλάβει. Αρμόδιος για τον καθορισμό αυτών των δράσεων είναι ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος χωρίζει το σύνολο των δράσεων σε 3 επιμέρους μεγάλες κατηγορίες ανάλογα με την χρονική τους δράση πάνω στις κατασκευές:

1. Μόνιμες δράσεις (G), ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.
2. Μεταβλητές δράσεις (Q), επιβαλλόμενα φορτία στα πατώματα, πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού και φορτία από γερανογέφυρες.

3. Τυχηματικές δράσεις (Α), εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.

#### 1.4.2 ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Στην κατηγορία των μόνιμων δράσεων ανήκουν όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς (πχ. για τα κτίρια 50έτη) και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα, δηλαδή υπάρχουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Τέτοιες δράσεις είναι τα ίδια βάρη των στοιχείων, οι τοίχοι πλήρωσης, οι επικαλύψεις και επιστρώσεις των δαπέδων, διάφορες μονώσεις επί των δαπέδων ή των περιμετρικών τοίχων, μηχανολογικοί εξοπλισμοί κ.α. Στην παρούσα διπλωματική εργασία οι μόνιμες δράσεις που λαμβάνονται υπόψη είναι:

- |  |                       |
|--|-----------------------|
| 1. Ίδιο βάρος μεταλλικών στοιχείων   |                       |
| 2. Ίδιο βάρος των σύμμικτων πλακών   | 2,85KN/m <sup>2</sup> |
| 3. Πρόσθετα μόνιμα φορτία  | 3,50KN/m <sup>2</sup> |
| 4. Μόνιμο φορτίο μηχανολογικού εξοπλισμού στο δώμα   | 5,00KN/m <sup>2</sup> |
| 5. Στηθαίο ασφαλείας στέγης ύψους 1,00m και πάχους 12cm<br>(γραμμικό φορτίο πάνω στις περιμετρικές δοκούς) | 3,00KN/m              |

#### 1.4.3 ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ - ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΔΑΠΕΔΩΝ

Στην κατηγορία των κινητών φορτίων -μεταβλητών δράσεων- συμπεριλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής που προκύπτουν από τη χρήση της, όπως αυτή ορίζεται από τον Πίνακα 6.1 του EN1991-1-1 (Πίνακας 1.4.1 πιο κάτω). Αυτά τα φορτία έχουν να κάνουν με την παρουσία ανθρώπων κατά τη λειτουργία της κατασκευής, με τα έπιπλα που υπάρχουν σε αυτήν, με κινητό εξοπλισμό, αποθηκεύσεις υλικών κ.α.

Στη δική μας περίπτωση το κτίριο θα στεγάζει χώρους γραφείων, οπότε κατατασσόμαστε ως προς τη χρήση στην κατηγορία Β, η οποία μας ορίζει φορτίο  $q=2\text{KN/m}^2$  για τα δάπεδα και  $3,5\text{KN/m}^2$  για τη σκάλα. Για τα μπαλκόνια το φορτίο που λαμβάνεται υπόψη ως κινητό είναι τα  $5\text{KN/m}^2$ . Όσο αφορά τη στέγη, επειδή στην περίπτωσή μας είναι βατή για την επισκευή του μηχανολογικού εξοπλισμού, κατηγορία Ι, το φορτίο που λαμβάνεται υπόψη είναι  $q=2\text{KN/m}^2$ .

Στον παρακάτω Πίνακα 1.4.1, φαίνονται οι κατηγορίες που κατατάσσονται τα κτίρια από τον Ευρωκώδικα, ανάλογα με τη χρήση για την οποία προορίζονται, ενώ στον Πίνακα 1.4.2, δίνονται τα φορτία που πρέπει να ληφθούν υπόψη ανάλογα με την κατηγορία του κτιρίου.

Πίνακας 1.2: Κατηγορίες Χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι για οικιακές δραστηριότητες	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σε στίπα. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι συνάθροισης ανθρώπων (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, D)	C1: Χώροι με τραπέζια π.χ. καφενεία, εσπατόρια, σχολικοί χώροι.
		C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα, αίθουσες συνεδριάσεων, χώροι αναμονής.
		C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κλπ., και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία.
		C4: Χώροι για πιθανές κινητικές δραστηριότητες π.χ. αίθουσες χορού, γυμναστικής και θεατρικές σκηνές.
		C5: Χώροι προοριζόμενοι για μεγάλα πλήθη π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες.
D	Χώροι σε εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης.
		D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

Πίνακας 1.3: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα κτιρίων σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991 (μεταβλητές δράσεις)

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Κατηγορία A</b>		
- Δάπεδα	1,5 έως <u>2,0</u>	<u>2,0</u> έως 3,0
- Σκάλες	<u>2,0</u> έως 4,0	<u>2,0</u> έως 4,0
- Μπαλκόνια	<u>2,5</u> έως 4,0	<u>2,0</u> έως 3,0
<b>Κατηγορία B</b>	2,0 έως <u>3,0</u>	1,5 έως <u>4,5</u>
<b>Κατηγορία C</b>		
- C1	2,0 έως <u>3,0</u>	3,0 έως <u>4,0</u>
- C2	3,0 έως <u>4,0</u>	2,5 έως 7,0 ( <u>4,0</u> )
- C3	3,0 έως <u>5,0</u>	<u>4,0</u> έως 7,0
- C4	4,5 έως <u>5,0</u>	<u>3,5</u> έως <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> έως 7,5	3,5 έως <u>4,5</u>
<b>Κατηγορία D</b>		
- D1	<u>4,0</u> έως 5,0	3,5 έως 7,0 ( <u>4,0</u> )
- D2	4,0 έως <u>5,0</u>	3,5 έως <u>7,0</u>

#### 1.4.4 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ

Η δράση του χιονιού απαντάται στον Ευρωκώδικα EN1991-1-3. Θεωρείται ως στατικό φορτίο και είναι μεταβλητή δράση λόγω της μη συνεχούς ύπαρξής του. Το φορτίο του χιονιού εξασκείται στις στέγες των κτιρίων και υπολογίζεται από το ίδιο βάρος του χιονιού που συσσωρεύεται από την ελεύθερη πτώση του χιονιού στο σημείο εκείνο, αλλά και από εκείνη την ποσότητα χιονιού που θα παρασυρθεί στο σημείο αυτό. Ο τύπος με τον οποίο θα υπολογίσουμε το φορτίο του χιονιού είναι ο 5.1 που βρίσκεται στο Κεφάλαιο 5.2 του EN1991-1-3 για τις «με διάρκεια/παροδικές» καταστάσεις σχεδιασμού. Σύμφωνα με αυτόν έχουμε:

$$S = \mu_i * c_e * c_t * s_k \quad , \text{ όπου}$$

$c_e$ : συντελεστής έκθεσης

$c_t$ : θερμικός συντελεστής

$s_k$ : χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους

$\mu_i$ : συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού

• Η τιμή του συντελεστή έκθεσης δίνεται στον Πίνακα 5.1 του EN1991-1-3 και σχετίζεται με τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής . Διακρίνονται τρεις περιπτώσεις ανάλογα με τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά του κτιρίου:

1. Εκτεθειμένο  $c_e = 0.80$

2. Κανονικό  $c_e = 1.00$

3. Προφυλαγμένο  $c_e = 1.20$

Στην περίπτωση μας αναλογεί  $c_e = 1.00$ , γιατί το κτίριο μας θεωρείται **κανονικό**. Κανονικό σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα –ως προς τον συντελεστή έκθεσης- θεωρείται ένα κτίριο όταν βρίσκεται σε περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών ή των δέντρων.

• Ο θερμικός συντελεστής  $c_t$  ,σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, θα πρέπει να υπολογίζεται και να λαμβάνεται υπόψη όταν πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση πχ. σε γυάλινες στέγες. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις –όπως και στη δική μας- θα πρέπει να λαμβάνεται ίσος με  **$c_t = 1,00$** .

• Ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού για οριζόντιες στέγες είναι ίσος με  **$\mu_i=0.80$**

• Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους,  $s_k$  , δίνεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$S_k = S_{k,0} * (1 + (A/917)^2) \quad , \text{ όπου:}$$

$S_{k,0}$ : είναι το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού σε έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας ( $A=0$ ). Η τιμή του δίνεται στον Πίνακα 1 του Εθνικού Προσαρτήματος, συναρτήσει της ζώνης που βρίσκεται το κτίριο, την οποία ζώνη -που υπάγεται το κτίριο-την βρίσκουμε στο σχήμα Γ.4 του Παραρτήματος Γ του EN1991-1-3.

$A$ : είναι το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας (σε m). Το υψόμετρο  $A$  μετριέται με ακρίβεια 100m. Το υψόμετρο στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα.

Στην δική μας κατασκευή, η οποία βρίσκεται στη ζώνη Β ( $S_{k,0} = 0,8\text{KN/m}^2$ ) και για την οποία θεωρούμε  $A=0$  αφού πρόκειται για κατασκευή που βρίσκεται πλησίον λιμανιού, προκύπτει:

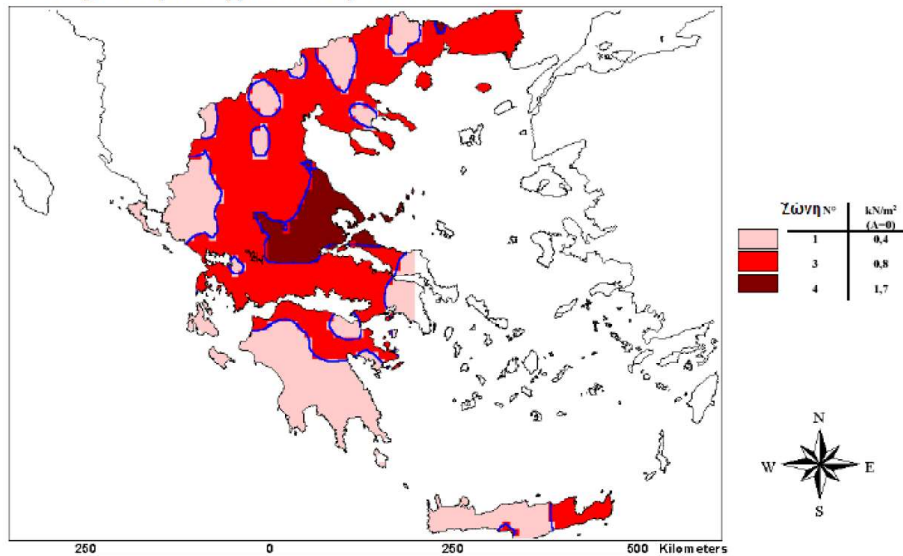
$$S_k = 0,80\text{KN/m}^2$$

Οπότε, την τελική τιμή του φορτίου του χιονιού που θα ληφθεί υπόψη κατά την διαστασιολόγηση, την υπολογίζουμε σύμφωνα με τον τύπο:

$$S = \mu_i * c_e * c_t * S_k = 0,64\text{KN/m}^2$$

Όμως, από ότι φαίνεται, η τιμή αυτή είναι μικρότερη από το κινητό φορτίο στέγης που θα πρέπει να λάβουμε υπόψη ( $q=2,00\text{KN/m}^2$ ) -δεδομένου ότι η στέγη μας είναι βατή-. Οπότε, θα την αμελήσουμε κατά τη διαστασιολόγηση.

#### Ελλάς: Φορτίο χιονιού για $A=0$



σχ.: Γ.4

Σχήμα 1.9 Εθνικός χάρτης ζωνών για τους συντελεστές του φορτίου του χιονιού

## 1.4.5 ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΕΜΟΥ

### 1.4.5.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο άνεμος σαν δράση είναι μία από τις πιο καθοριστικές δράσεις για τα μεταλλικά κτίρια και για τον σχεδιασμό των κατακόρυφων στοιχείων τους. Ειδικά στα βιομηχανικά κτίρια – που δεν έχουν πολλούς ορόφους- αποτελεί τη βασική δράση σχεδιασμού. Για τον άνεμο λαμβάνονται υπόψη τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης για διευθύνσεις +X, -X, +Y, -Y ( Άνεμος 0°, Άνεμος 90°, Άνεμος 180°, Άνεμος 270°). Πρόκειται για μεταβλητή δράση η οποία εξαρτάται από τη θέση του έργου, τη γεωμετρία του (σχήμα, μέγεθος) και τις εδαφικές συνθήκες του. Με βάση αυτά τα στοιχεία του έργου υπολογίζονται τα ανεμολογικά δεδομένα του και κατ'επέκταση οι πιέσεις του ανέμου που δρουν στο κτίριο. Ο αντίστοιχος Ευρωκώδικας στον οποίο συναντάται και αναλύεται η δράση του ανέμου είναι ο EN1991-1-4.

- Οι καθολικές δράσεις του ανέμου ( $W_{tot}$ ) είναι επιφανειακά φορτία ( $\text{KN/m}^2$ ) που δρουν στις πλαϊνές όψεις της κατασκευής ( ή και στη στέγη) και υπολογίζονται από τη διαφορά των εξωτερικών πιέσεων ανέμου ( $W_e$ ) και των εσωτερικών πιέσεων ανέμου ( $W_i$ ). Σημειώνεται ότι οι τιμές των πιέσεων μπαίνουν προσημασμένες. Θετικές θεωρούνται οι πιέσεις που έχουν κατεύθυνση προς την μελετούμενη επιφάνεια, ενώ αρνητικές εκείνες που απομακρύνονται από την επιφάνεια (αναρρόφηση):

$$W_{tot} = W_e - W_i$$

- Οι εξωτερικές-εσωτερικές πιέσεις ανέμου υπολογίζονται από το γινόμενο της πίεσης ταχύτητας αιχμής  $-q_p(z)$ - επί τον αντίστοιχο συντελεστή πίεσης  $-c_p$ -:

$$W_e = q_p(z_e) * c_{pe} \quad , \text{ εξίσωση για τις εξωτερικές πιέσεις}$$

$$W_i = q_p(z_i) * c_{pi} \quad , \text{ εξίσωση για τις εσωτερικές πιέσεις}$$

### 1.4.5.2 ΠΙΕΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ

Η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  αναφέρεται σε ύψος  $z$ , μετριέται σε  $\text{KN/m}^2$  και περιλαμβάνει τη μέση ταχύτητα και μικρές διακυμάνσεις της ταχύτητας. Ο τύπος με τον οποίο υπολογίζεται είναι:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 0.5 * \rho * v_m^2(z) \quad , \text{ όπου}$$

- $z$ : ύψος αναφοράς
- $v_m$ : μέση ταχύτητα ανέμου για ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος
- $\rho$ : η πυκνότητα του αέρα που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και το βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια των

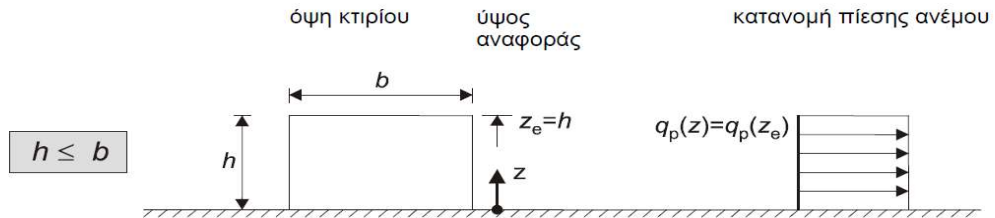
ανεμοθυελλών. Η τιμή της ορίζεται ως:  $1,25\text{kg/m}^3$  σύμφωνα με την παράγραφο 4.5 του EN1991-1-4.

- $I_v(z)$ : ένταση του στροβιλισμού για ύψος  $z$

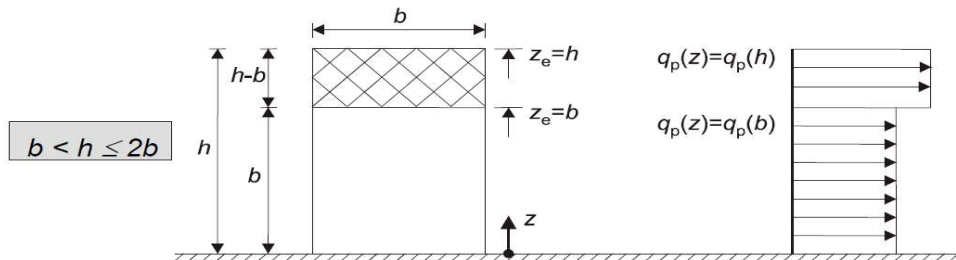
**ΥΨΟΣ ΑΝΑΦΟΡΑΣ  $z_e$ :**

Για τους κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης ( η δική μας κάτοψη αν και έχει δύο μικρές εσοχές θεωρείται προσεγγιστικά ορθογωνική), τα ύψη αναφοράς  $z_e$  εξαρτώνται από τον λόγο  $h/b$  και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Ο Ευρωκώδικας λαμβάνει υπόψη τις τρεις ακόλουθες περιπτώσεις:

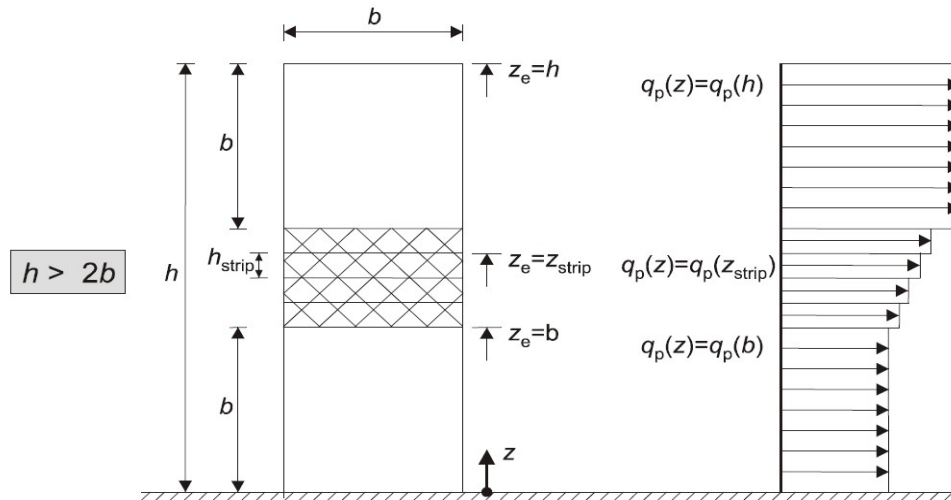
1. Κτίριο του οποίου το ύψος  $h$  είναι μικρότερο από  $b$  θα πρέπει να λαμβάνεται ως ένα τμήμα.



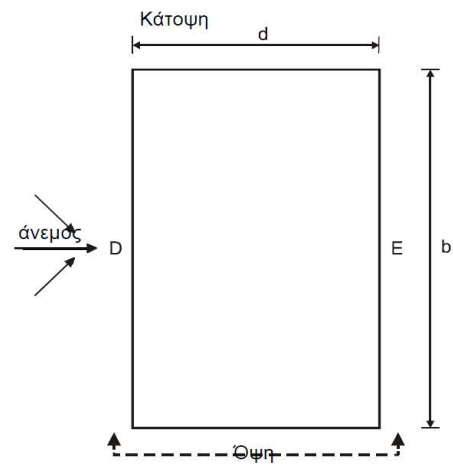
2. Κτίριο του οποίου το ύψος  $h$  είναι μεγαλύτερο από  $b$ , αλλά μικρότερο από  $2b$ , μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από δύο τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με  $b$  και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο.



3. Κτίριο του οποίου το ύψος  $h$  είναι μεγαλύτερο από  $2b$  μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από πολλά τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με  $b$  και μια μεσαία περιοχή μεταξύ του ανώτερου και του κατώτερου τμήματος η οποία μπορεί να διαιρεθεί σε οριζόντιες λωρίδες με ύψος  $h_{strip}$  όπως φαίνεται και στο ακόλουθο σχήμα.



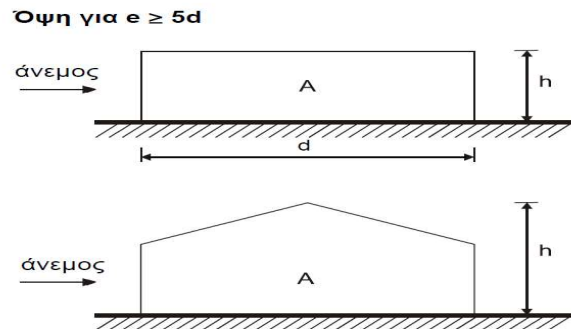
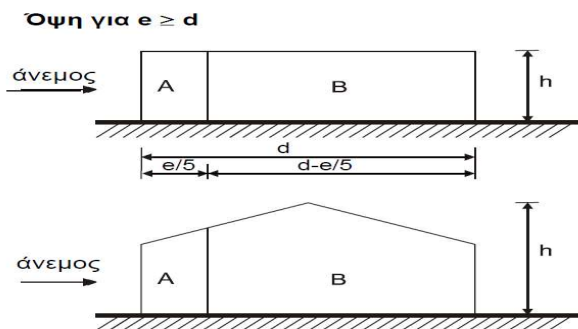
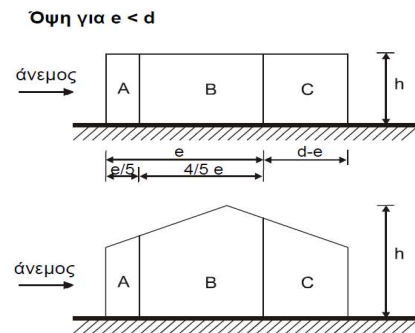
Στη συνέχεια ο Ευρωκώδικας με το ακόλουθο χαρακτηριστικό σχήμα αποσαφηνίζει ότι για κάθε περίπτωση ανέμου λαμβάνουμε ως  $b$  την εκάστοτε εγκάρσια πλευρά στη διεύθυνση του ανέμου. Ταυτόχρονα στο σχήμα φαίνεται και ο όρος  $d$  (παράλληλη πλευρά ως προς τη διεύθυνση του ανέμου), ο οποίος χρειάζεται ώστε να υπολογιστεί ο όρος  $e = \min(b, 2h)$ .



Ο όρος  $e$  χρειάζεται να υπολογιστεί για κάθε διεύθυνση ανέμου γιατί σύμφωνα με τη σύγκριση αυτού και του όρου  $d$  προκύπτει το σε πόσες ζώνες θα χωριστεί η κάθε πλευρά του κτιρίου, καθώς και τί μήκος θα έχουν αυτές. Στη συνέχεια θα δούμε πως για να προκύψουν οι συντελεστές πίεσης είναι απαραίτητο να έχουν οριστεί οι ζώνες της κάθε πλευράς για την κάθε διεύθυνση ανέμου.



Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται το πώς γίνεται ο διαχωρισμός των ζωνών για οριζόντιες και επικλινείς στέγες αντίστοιχα. Τονίζεται ξανά ότι ο υπολογισμός γίνεται για κάθε διεύθυνση του ανέμου (+X, -X, +Y, -Y).



Στο δικό μας κτίριο η καθ ύψος κατανομή του ανέμου, όπως φαίνεται και στο πινακάκι που ακολουθεί, δεν είναι ίδια για όλες τις διευθύνσεις. Συγκεκριμένα η κατανομή του ανέμου για τις περιπτώσεις: Άνεμος\_0 και Άνεμος\_180 αποτελείται από δύο ξεχωριστά τμήματα πίεσης, ο διαχωρισμός γίνεται στα 13,50m και πρόκειται για την 2<sup>η</sup> περίπτωση όπως αυτή ορίζεται από τον Ευρωκώδικα. Για τις άλλες δύο περιπτώσεις: Άνεμος\_90 και Άνεμος\_270 - και επειδή ισχύει  $b > h$  - ακολουθούμε την 1<sup>η</sup> περίπτωση του Ευρωκώδικα σύμφωνα με την οποία η κατανομή καθ ύψος είναι σταθερή στο σύνολο του ύψους του τοίχου.

Πίνακας 1.4: Κατανομή καθ' ύψος για τις διαφορετικές διευθύνσεις ανέμου

Άνεμος_0	$b=13.50\text{m}$	$h=19.00\text{m}$	$b < h < 2b$	$z_e=b$ και $z_e=h$
Άνεμος_90	$b=54.00\text{m}$	$h=19.00\text{m}$	$b > h$	$z_e=h$
Άνεμος_180	$b=13.50\text{m}$	$h=19.00\text{m}$	$b < h < 2b$	$z_e=b$ και $z_e=h$
Άνεμος_270	$b=54.00\text{m}$	$h=19.00\text{m}$	$b > h$	$z_e=h$

### **ΑΝΕΜΟΛΟΓΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ:**

Τα ανεμολογικά δεδομένα του κτιρίου προκύπτουν από την τοπογραφία του κτιρίου και από το έδαφος που βρίσκεται το κτίριο. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1 του EN1991-1-4 η περίπτωση μας υπάγεται στην κατηγορία εδάφους 0 για θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε θάλασσα. Για αυτήν την κατηγορία ορίζονται οι ακόλουθες τιμές:

- $Z_0 = 0,003 \text{ m}$
- $Z_{\min} = 1 \text{ m}$
- $Z_{\max} = 200 \text{ m}$
- $Z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$

### **ΒΑΣΙΚΗ ΚΑΙ ΜΕΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΑΝΕΜΟΥ:**

Για να υπολογίσουμε τη μέση ταχύτητα ανέμου ( $v_m$ ) χρειάζεται να γνωρίζουμε τη βασική ταχύτητα ανέμου ( $v_b$ ) και για να γνωρίζουμε τη βασική ταχύτητα ανέμου πρέπει να ξέρουμε τη θεμελιώδη βασική ταχύτητα ανέμου ( $v_{b,0}$ ).

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου,  $v_{b,0}$ , είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από την τιμή του ανέμου και από την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Το εθνικό παράρτημα ορίζει για την  $v_{b,0}$  τα 33m/s ως κατάλληλη τιμή για τις περιοχές που βρίσκονται σε νησιά ή σε παράλια μέχρι 10km από την ακτή.

#### **ΒΑΣΙΚΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΑΝΕΜΟΥ**

$$\checkmark V_b = c_{\text{dir}} * c_{\text{season}} * v_{b,0} = 1,00 * 1,00 * 33 \text{ m/s} = 33 \text{ m/s}$$

Όπου:

- $v_{b,0}$  θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου, όπως ήδη ορίστηκε
- $c_{\text{dir}}$  συντελεστής διεύθυνσης, προτεινόμενη τιμή Εθνικού Προσαρτήματος: 1,00
- $c_{\text{season}}$  συντελεστής εποχής, προτεινόμενη τιμή Εθνικού Προσαρτήματος: 1,00

#### **ΜΕΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΑΝΕΜΟΥ**

$$\checkmark V_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b$$

Όπου:

- $c_r(z)$  συντελεστής τραχύτητας, η τιμή του υπολογίζεται παρακάτω
- $c_o(z)$  συντελεστής ανάγλυφου εδάφους, προτεινόμενη τιμή Εθνικού Προσαρτήματος: 1,00

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται από τον τύπο:

$$\checkmark c_r(z) = k_r * \ln(z/z_0)$$

Όπου:

$$\checkmark k_r = 0,19 * (z_0/z_{0,II})^{0,07}$$

Στη δική μας περίπτωση υπολογίζουμε ξεχωριστά την τιμή της μέσης ταχύτητας ανά δύο διευθύνσεις ανέμων, γιατί καθ ύψος δεν έχουμε την ίδια κατανομή για κάθε διεύθυνση ανέμου.

Σύμφωνα με τα δεδομένα μας έχουν προκύψει για τους ανέμους **Άνεμος\_0** και **Άνεμος\_180**  $c_r(z_1) = 1,312$  και  $c_r(z_2) = 1,366$ , ενώ για τους ανέμους **Άνεμος\_90** και **Άνεμος\_270** έχει προκύψει  $c_r(z_1) = 1,366$

• Οπότε για τους ανέμους **Άνεμος\_0** και **Άνεμος\_180** όπου οι πιέσεις καθ ύψος αλλάζουν στα 13,50m, παίρνουμε δύο τιμές για τη μέση ταχύτητα ανέμου:

$$\text{για } Z_1 = 13,50\text{m} \rightarrow \underline{v_m(z_1) = 43,296\text{m/s}}$$

$$\text{για } Z_2 = 19,00\text{m} \rightarrow \underline{v_m(z_1) = 45,064\text{m/s}}$$

• Ενώ για τους ανέμους **Άνεμος\_90** και **Άνεμος\_270** όπου οι πιέσεις καθ ύψος μένουν σταθερές έως τα 19,00m, παίρνουμε μία τιμή για τη μέση ταχύτητα ανέμου:

$$\text{για } Z_1 = 19,00\text{m} \rightarrow \underline{v_m(z_1) = 45,064\text{m/s}}$$

#### ΣΤΡΟΒΙΛΙΣΜΟΣ

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

Ο τύπος που προτείνει ο Ευρωκώδικας για την ένταση του στροβιλισμού είναι:

$$\checkmark I_v(z) = K_1 / [ c_0(z) * \ln(z/z_0) ]$$

Όπου:

$K_1$  συντελεστής στροβιλισμού, προτεινόμενη τιμή Εθνικού Προσαρτήματος: 1,00

$c_0(z)$  συντελεστής ανάγλυφου εδάφους, προτεινόμενη τιμή Εθνικού Προσαρτήματος: 1,00

$z_0$  μήκος τραχύτητας, όπως έχει ήδη οριστεί

• Οπότε για τους ανέμους **Άνεμος\_0** και **Άνεμος\_180** όπου οι πιέσεις καθ ύψος αλλάζουν στα 13,50m, παίρνουμε δύο τιμές για την ένταση στροβιλισμού:

$$\text{για } Z_1 = 13,50\text{m} \rightarrow \underline{I_v(z_1) = 0,119}$$

$$\text{για } Z_2 = 19,00\text{m} \rightarrow \underline{I_v(z_2) = 0,114}$$

• Ενώ για τους ανέμους **Άνεμος\_90** και **Άνεμος\_270** όπου οι πιέσεις καθ ύψος μένουν σταθερές έως τα 19,00m, παίρνουμε μία τιμή για την ένταση στροβιλισμού:

$$\text{για } Z_1 = 19,00\text{m} \rightarrow \underline{I_v(z_1) = 0,114}$$

Οπότε οι τελικές τιμές που προκύπτουν για τις πιέσεις ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  είναι:

• Για τους ανέμους **Άνεμος\_0** και **Άνεμος\_180** :

$$\text{για μέχρι } Z_1 = 13,50\text{m} \rightarrow \underline{q_p(z_1) = 2,148\text{KN/m}^2}$$

$$\text{για μέχρι } Z_2 = 19,00\text{m} \rightarrow \underline{q_p(z_2) = 2,282\text{KN/m}^2}$$

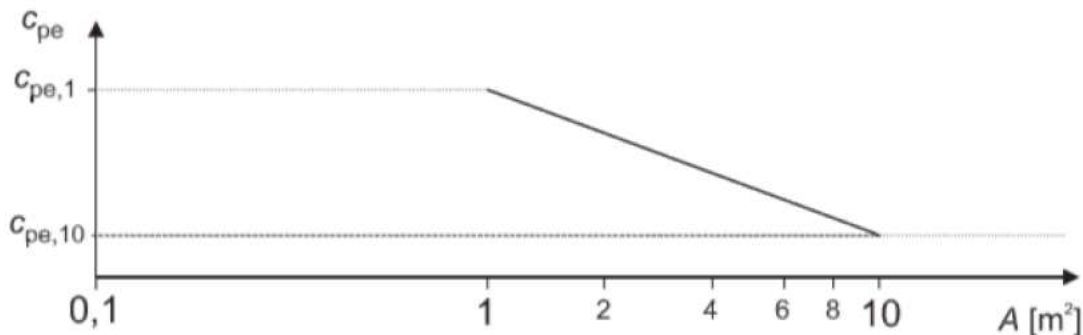
• Για τους ανέμους **Άνεμος\_90** και **Άνεμος\_270** :

$$\text{για όλο το ύψος} \rightarrow \underline{q_p(z_1) = 2,282\text{KN/m}^2}$$

### 1.4.5.3 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΙΕΣΗΣ $C_{pe}$ - $C_{pi}$

#### 1.4.5.3.A Συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, για τον υπολογισμό των συντελεστών εξωτερικής πίεσης, μας ενδιαφέρει να γνωρίζουμε το εμβαδό της επιφορτισμένης επιφάνειας. Στην περίπτωση όπου η επιφάνεια αυτή είναι μικρή (κάτω από  $1\text{m}^2$ ) ή μεγάλη (πάνω από  $10\text{m}^2$ ), υπάρχουν συγκεκριμένοι συντελεστές που δίνονται στον Πίνακα 7.1 του EN1991-1-4 και εξαρτώνται από τον λόγο  $h/d$ . Για τις περιπτώσεις όπου το εμβαδό της επιφορτισμένης επιφάνειας κυμαίνεται από:  $1\text{m}^2$ - $10\text{m}^2$ , οι τιμές των συντελεστών δίνονται από το ακόλουθο Σχήμα που βρίσκεται στο Κεφάλαιο 7.2 του αντίστοιχου Ευρωκώδικα.



Σχήμα 1.10 Προτεινόμενη διαδικασία για τον υπολογισμό του  $C_{pe}$  για κτίρια με φορτιζόμενη επιφάνεια  $A$  μεταξύ  $1\text{m}^2$  και  $10\text{m}^2$

Στην δική μας περίπτωση όλες οι επιφορτισμένες επιφάνειες είναι μεγάλες, οπότε οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ( $C_{pe}$ ) προκύπτουν από τον Πίνακα 7.1, ο οποίος παρατίθεται παρακάτω. Σημειώνεται ότι για περιπτώσεις όπου ο λόγος  $h/d$  βγει μεγαλύτερος από 5, τότε η συνολική φόρτιση ανέμου μπορεί να βασίζεται στις οδηγίες που δίνονται στις παρακάτω παραγράφους του αντίστοιχου κεφαλαίου.

Πίνακας 1.5: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών  $C_{pe}$

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Διακρίνουμε τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης για τις τέσσερις διευθύνσεις του ανέμου που έχουμε λάβει υπόψη:

❖ **Άνεμος 0**

$$e = \min(b, 2h) = \min(13,50 ; 38,00) = 13,50$$

- $d_1 = 45,00\text{m}$   
 $e < d_1 \rightarrow$  Χωρίζουμε σε ζώνες A,B,C  
 $L_A = e/5 = 2,70\text{m}$   
 $L_B = (4/5)*e = 10,80\text{m}$   
 $L_C = d_1 - e = 31,50\text{m}$
- $d_2 = 12,00\text{m}$   
 $e > d_2 \rightarrow$  Χωρίζουμε σε ζώνες A,B  
 $L_A = 2,70\text{m}$   
 $L_B = 9,30\text{m}$
- $d_3 = 42,00\text{m}$   
 $e < d_3 \rightarrow$  Χωρίζουμε σε ζώνες A,B,C  
 $L_A = 2,70\text{m}$   
 $L_B = 10,80\text{m}$   
 $L_C = 28,50\text{m}$

Για  $h/d = 19 / 12 = 1,58$  και με γραμμική παρεμβολή στον Πίνακα 7.1 παίρνουμε τις ακόλουθες τιμές για τους συντελεστές:

$$C_{pe,10}^A = -1,20$$

$$C_{pe,10}^B = -0,80$$

$$C_{pe,10}^C = -0,50$$

$$C_{pe,10}^D = 0,80$$

$$C_{pe,10}^E = -0,53$$

❖ **Άνεμος 90**

$$e = \min(b, 2h) = \min(54,00 ; 38,00) = 38,00$$

- $d_1 = 7,50\text{m}$   
 $e > 5*d_1 \rightarrow$  Χωρίζουμε σε ζώνη A
- $d_2 = 7,50\text{m}$   
 $e > 5*d_2 \rightarrow$  Χωρίζουμε σε ζώνη A

- $d_3 = 6,00\text{m}$   
 $e > 5 \cdot d_3 \rightarrow$  Χωρίζουμε σε ζώνη Α

Για  $h/d = 38 / 7,50 \approx 5$  από τον Πίνακα 7.1 παίρνουμε τις ακόλουθες τιμές για τους συντελεστές:

$$C_{pe,10}^A = -1,20$$

$$C_{pe,10}^B = -0,80$$

$$C_{pe,10}^C = -0,50$$

$$C_{pe,10}^D = 0,80$$

$$C_{pe,10}^E = -0,70$$

#### ❖ Άνεμος 180

$$e = \min(b, 2h) = \min(13,50 ; 38,00) = 13,50$$

- $d_1 = 9,00\text{m}$   
 $e > d_1 \rightarrow$  Χωρίζουμε σε ζώνες Α, Β  
 $L_A = e/5 = 2,70\text{m}$   
 $L_B = d_1 - L_A = 6,30\text{m}$
- $d_2 = 45,00\text{m}$   
 $e < d_2 \rightarrow$  Χωρίζουμε σε ζώνες Α, Β, C  
 $L_A = 2,70\text{m}$   
 $L_B = 10,80\text{m}$   
 $L_C = 31,50\text{m}$
- $d_3 = 42,00\text{m}$   
 $e < d_3 \rightarrow$  Χωρίζουμε σε ζώνες Α, Β, C  
 $L_A = 2,70\text{m}$   
 $L_B = 10,80\text{m}$   
 $L_C = 28,50\text{m}$

Για  $h/d = 19 / 9 = 2,11$  και με γραμμική παρεμβολή στον Πίνακα 7.1 παίρνουμε τις ακόλουθες τιμές για τους συντελεστές:

$$C_{pe,10}^A = -1,20$$

$$C_{pe,10}^B = -0,80$$

$$C_{pe,10}^C = -0,50$$

$$C_{pe,10}^D = 0,80$$

$$C_{pe,10}^E = -0,56$$

#### ❖ Άνεμος 270

$$e = \min(b, 2h) = \min(54,00 ; 38,00) = 38,00$$

- $d_1 = 6,00\text{m}$   
 $e > 5 \cdot d_1 \rightarrow$  Χωρίζουμε σε ζώνη Α
- $d_2 = 6,00\text{m}$   
 $e > 5 \cdot d_2 \rightarrow$  Χωρίζουμε σε ζώνη Α

- $d_3 = 7,50\text{m}$   
 $e > 5 \cdot d_3 \rightarrow$  Χωρίζουμε σε ζώνη Α

Για  $h/d \approx 5$  από τον Πίνακα 7.1 παίρνουμε τις ακόλουθες τιμές για τους συντελεστές:

$$C_{pe,10}^A = -1,20$$

$$C_{pe,10}^B = -0,80$$

$$C_{pe,10}^C = -0,50$$

$$C_{pe,10}^D = 0,80$$

$$C_{pe,10}^E = -0,70$$

#### 1.4.5.3.B Συντελεστές εσωτερικής πίεσης:

Ο συντελεστής εσωτερικών πιέσεων εξαρτάται από τα ανοίγματα του κτιρίου και το μέγεθος αυτών στη συνολική του επιφάνεια. Συνηθίζεται να παίρνουμε τις δυσμενέστερες τιμές που δίνει ο Ευρωκώδικας για αυτούς τους συντελεστές διότι συνήθως δεν είναι εύκολο σε αυτό το στάδιο να γνωρίζουμε απόλυτα τα ανοίγματα ώστε να τους υπολογίζουμε αναλυτικά. Οπότε λαμβάνουμε δύο τιμές:  $C_{pi} = 0,20$  και  $C_{pi} = -0,30$ .

#### 1.4.5.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΛΙΚΩΝ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΚΑΙ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΑΝΕΜΟΥ

Εφόσον πλέον έχουμε υπολογίσει τις πιέσεις ταχύτητας αιχμής και τους συντελεστές πίεσης και για τις εξωτερικές πιέσεις αλλά και για τις εσωτερικές πιέσεις, μπορούμε να υπολογίσουμε τις τελικές τιμές για τις εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις του ανέμου οι οποίες θα αποτελέσουν και τις τιμές που θα περαστούν στο πρόγραμμα για να γίνει η ανάλυση και η διαστασιολόγηση.

#### ΤΕΛΙΚΕΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ

Για κάθε διεύθυνση ανέμου έχουμε υπολογίσει τις πιέσεις ταχύτητας αιχμής και τους αντίστοιχους συντελεστές. Ειδικότερα για τους ανέμους **Άνεμος\_0** και **Άνεμος\_180** θα υπολογίσουμε δύο διαφορετικές τελικές εξωτερικές πιέσεις λόγω της κατανομής του ανέμου καθ ύψος του κτιρίου.

##### ❖ Άνεμος\_0

Για αυτή τη διεύθυνση του ανέμου έχουμε υπολογίσει:  $q_p(z_1) = 2,148\text{KN/m}^2$   
και  $q_p(z_2) = 2,282\text{KN/m}^2$ .

$$q_p(z_1) = 2,148\text{KN/m}^2$$

$$C_{pe,10}^A = -1,20$$

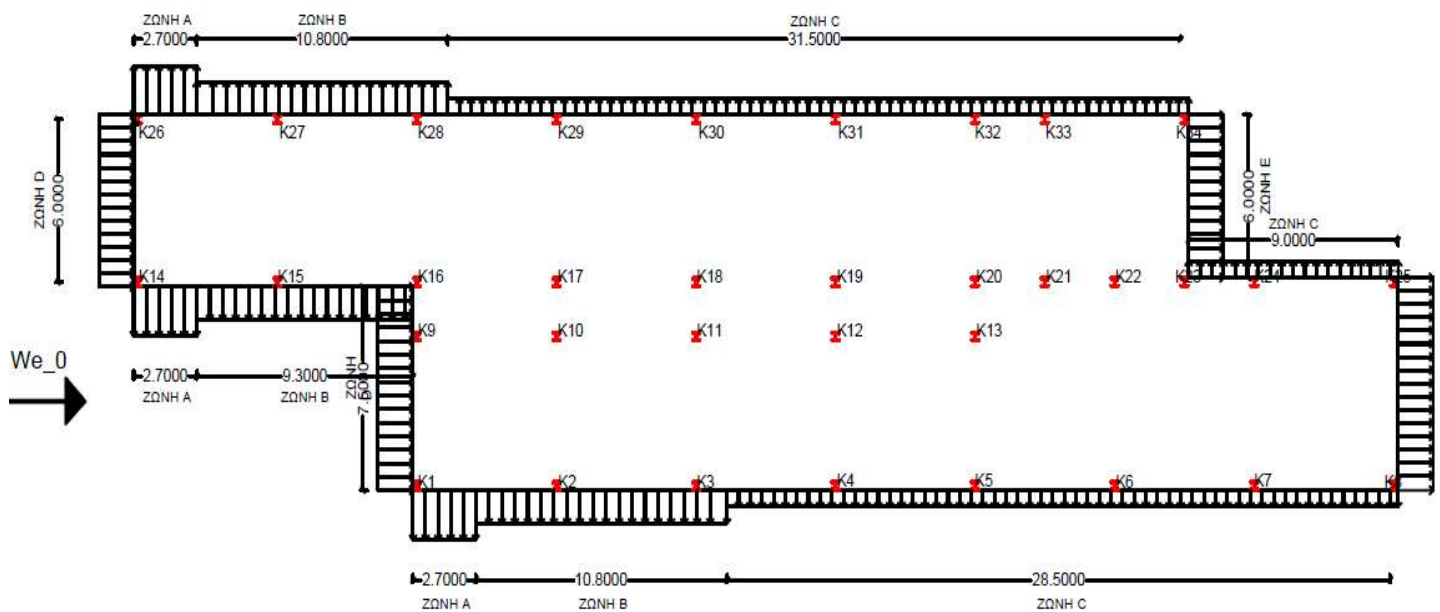
$$C_{pe,10}^B = -0,80$$

$$W_e^A_0 = -2,578\text{KN/m}^2$$

$$W_e^B_0 = -1,718\text{KN/m}^2$$

$$\begin{array}{lcl}
 C_{pe,10}^C = -0,50 & \rightarrow & W_e^C_0 = -1,074 \text{KN/m}^2 \\
 C_{pe,10}^D = 0,80 & & W_e^D_0 = 1,718 \text{KN/m}^2 \\
 C_{pe,10}^E = -0,53 & & W_e^E_0 = -1,136 \text{KN/m}^2
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl}
 q_p(z_2) = 2,282 \text{KN/m}^2 & & \\
 C_{pe,10}^A = -1,20 & & W_e^A_0 = -2,738 \text{KN/m}^2 \\
 C_{pe,10}^B = -0,80 & & W_e^B_0 = -1,826 \text{KN/m}^2 \\
 C_{pe,10}^C = -0,50 & \rightarrow & W_e^C_0 = -1,141 \text{KN/m}^2 \\
 C_{pe,10}^D = 0,80 & & W_e^D_0 = 1,826 \text{KN/m}^2 \\
 C_{pe,10}^E = -0,53 & & W_e^E_0 = -1,207 \text{KN/m}^2
 \end{array}$$

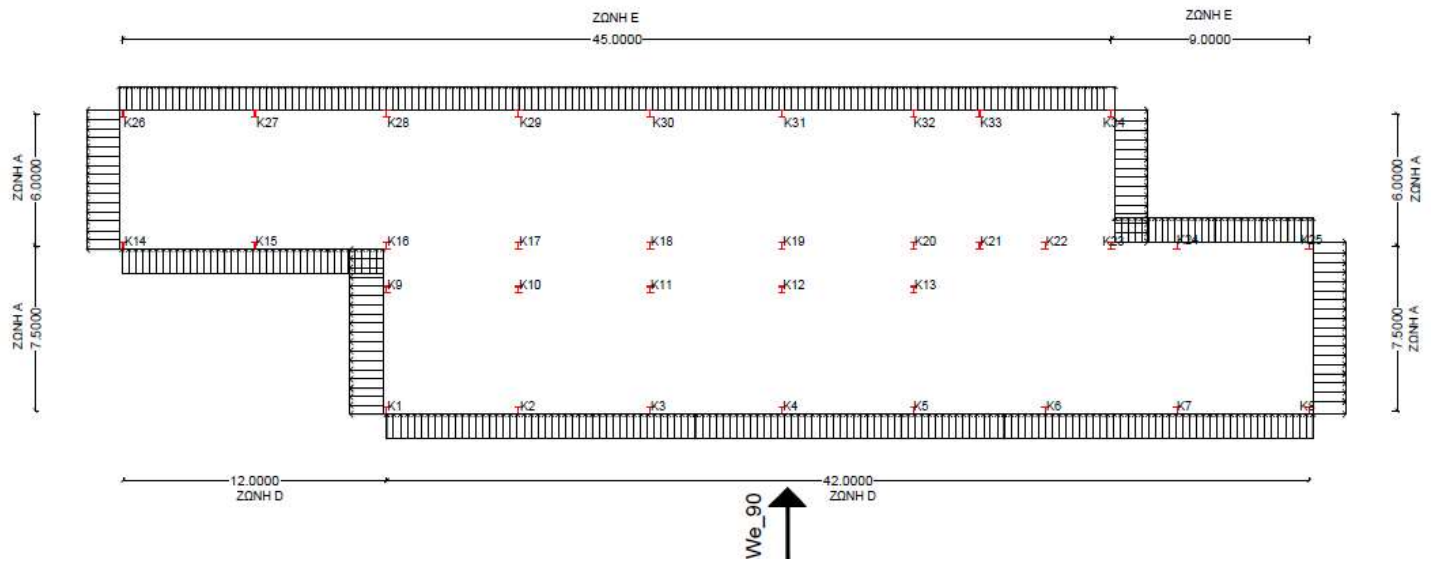


### ❖ Άνεμος\_90

Για αυτή τη διεύθυνση του ανέμου έχουμε υπολογίσει:  $q_p(z_1) = 2,282 \text{KN/m}^2$ .

$$\begin{array}{lcl}
 q_p(z_1) = 2,282 \text{KN/m}^2 & & \\
 C_{pe,10}^A = -1,20 & & W_e^A_{90} = -2,738 \text{KN/m}^2 \\
 C_{pe,10}^B = -0,80 & & W_e^B_{90} = -1,826 \text{KN/m}^2 \\
 C_{pe,10}^C = -0,50 & \rightarrow & W_e^C_{90} = -1,141 \text{KN/m}^2 \\
 C_{pe,10}^D = 0,80 & & W_e^D_{90} = 1,826 \text{KN/m}^2 \\
 C_{pe,10}^E = -0,7 & & W_e^E_{90} = -1,597 \text{KN/m}^2
 \end{array}$$





### ❖ Άνεμος\_180

Για αυτή τη διεύθυνση του ανέμου έχουμε υπολογίσει:  $q_p(z_1) = 2,148\text{KN/m}^2$   
 και  $q_p(z_2) = 2,282\text{KN/m}^2$ .

$$q_p(z_1) = 2,148\text{KN/m}^2$$

$$C_{pe,10}^A = -1,20$$

$$C_{pe,10}^B = -0,80$$

$$C_{pe,10}^C = -0,50$$

$$C_{pe,10}^D = 0,80$$

$$C_{pe,10}^E = -0,56$$

→

$$W_e^A_{-180} = -2,578\text{KN/m}^2$$

$$W_e^B_{-180} = -1,718\text{KN/m}^2$$

$$W_e^C_{-180} = -1,074\text{KN/m}^2$$

$$W_e^D_{-180} = 1,718\text{KN/m}^2$$

$$W_e^E_{-180} = -1,203\text{KN/m}^2$$

$$q_p(z_2) = 2,282\text{KN/m}^2$$

$$C_{pe,10}^A = -1,20$$

$$C_{pe,10}^B = -0,80$$

$$C_{pe,10}^C = -0,50$$

$$C_{pe,10}^D = 0,80$$

$$C_{pe,10}^E = -0,56$$

→

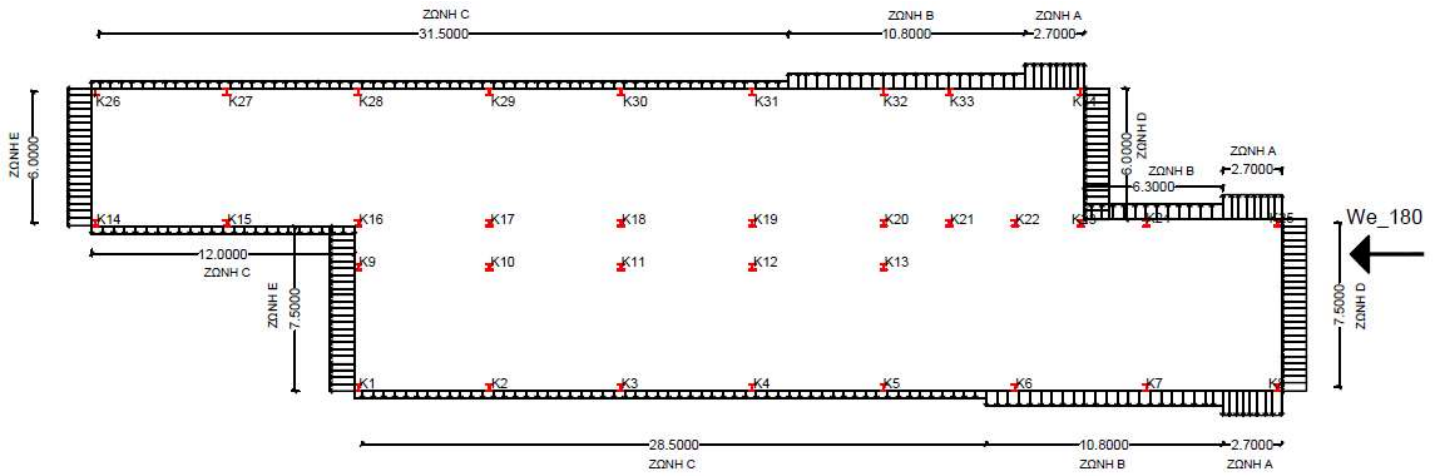
$$W_e^A_{-180} = -2,738\text{KN/m}^2$$

$$W_e^B_{-180} = -1,826\text{KN/m}^2$$

$$W_e^C_{-180} = -1,141\text{KN/m}^2$$

$$W_e^D_{-180} = 1,826\text{KN/m}^2$$

$$W_e^E_{-180} = -1,278\text{KN/m}^2$$



### ❖ Άνεμος\_270

Για αυτή τη διεύθυνση του ανέμου έχουμε υπολογίσει:  $q_p(z_1) = 2,282 \text{KN/m}^2$ .

$$q_p(z_1) = 2,282 \text{KN/m}^2$$

$$C_{pe,10}^A = -1,20$$

$$C_{pe,10}^B = -0,80$$

$$C_{pe,10}^C = -0,50$$

$$C_{pe,10}^D = 0,80$$

$$C_{pe,10}^E = -0,7$$



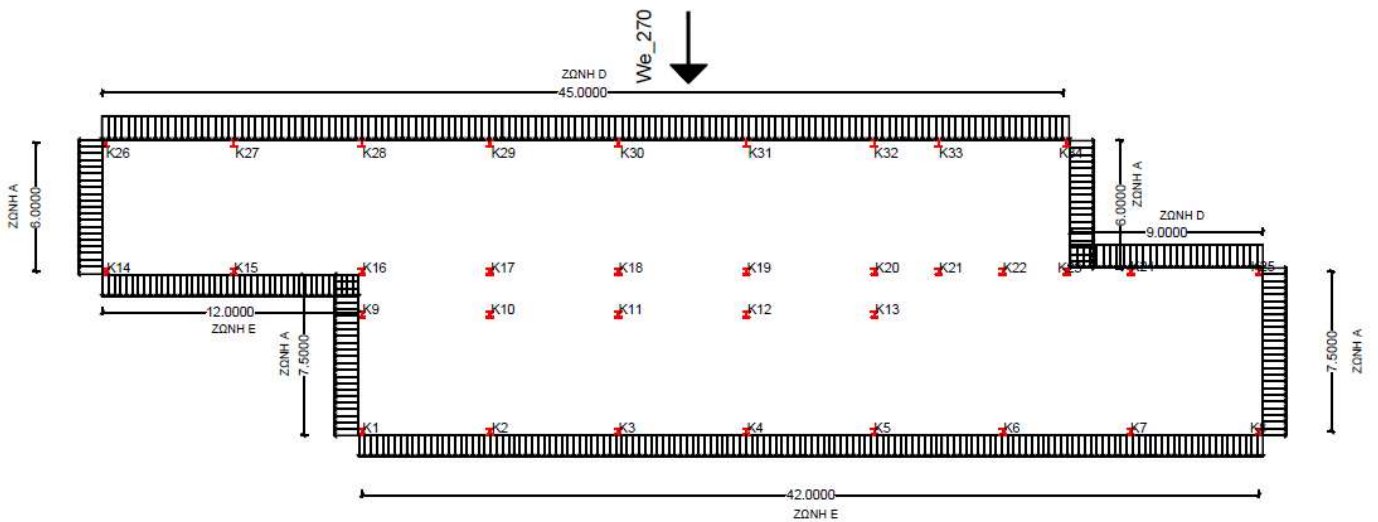
$$W_e^A_{270} = -2,738 \text{KN/m}^2$$

$$W_e^B_{270} = -1,826 \text{KN/m}^2$$

$$W_e^C_{270} = -1,141 \text{KN/m}^2$$

$$W_e^D_{270} = 1,826 \text{KN/m}^2$$

$$W_e^E_{270} = -1,597 \text{KN/m}^2$$



## ΤΕΛΙΚΕΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ

Οι τελικές εσωτερικές πιέσεις ανέμου προκύπτουν από το γινόμενο των πιέσεων ταχύτητας αιχμής επί τους συντελεστές πίεσης για τις εσωτερικές πιέσεις. Οι συντελεστές πίεσης που λήφθηκαν υπόψη στην παρούσα διπλωματική είναι:  $C_{pi} = 0,20$  και  $C_{pi} = -0,30$ .

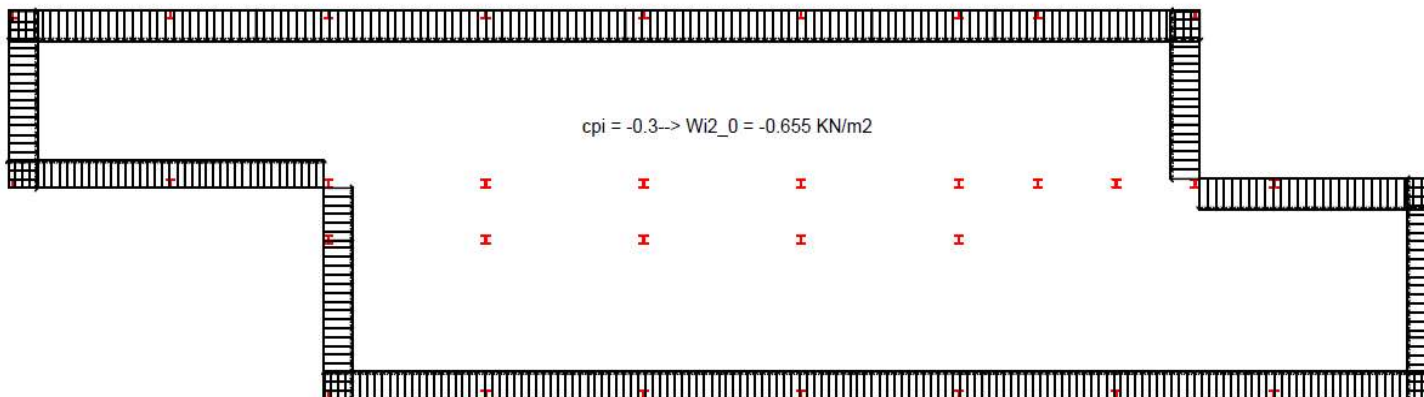
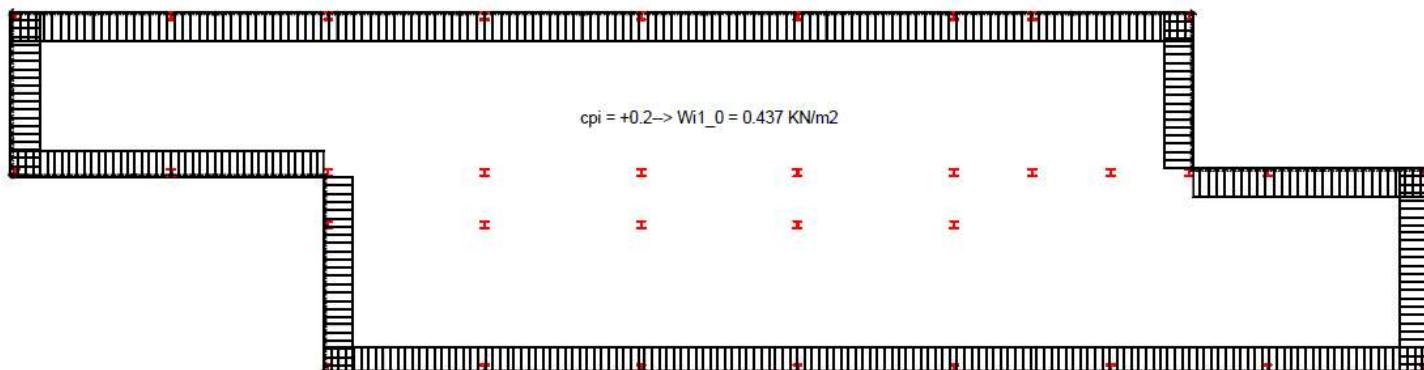
### ❖ Άνεμος\_0 και Άνεμος\_180

Έχουμε υπολογίσει  $q_p(z_1) = 2,148\text{KN/m}^2$  και  $q_p(z_2) = 2,282\text{KN/m}^2$ .

A) Για μέχρι ύψος  $Z_1 = 13,50\text{m}$  όπου ισχύει η τιμή  $q_p(z_1)$  παίρνουμε:

$$W_{i1\_0} = 0,437\text{KN/m}^2.$$

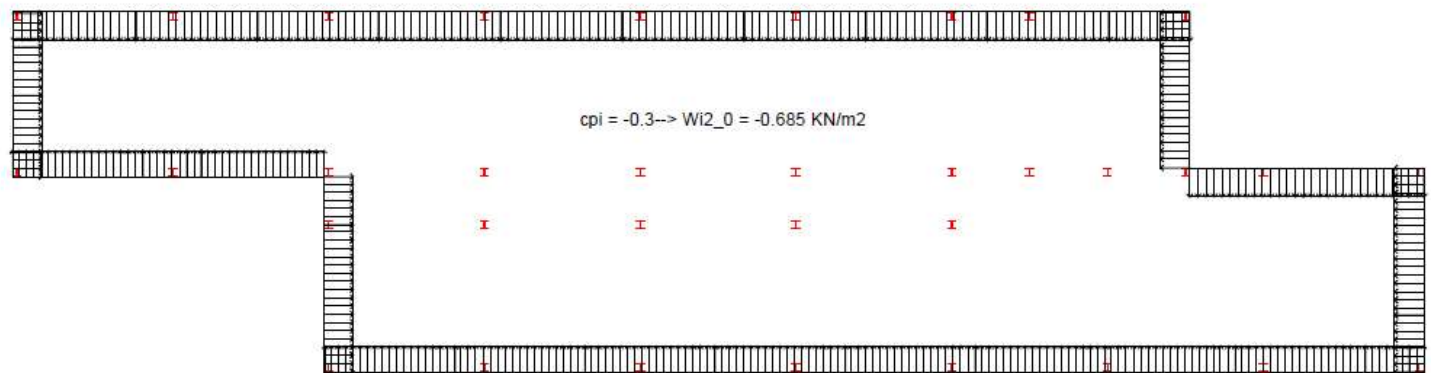
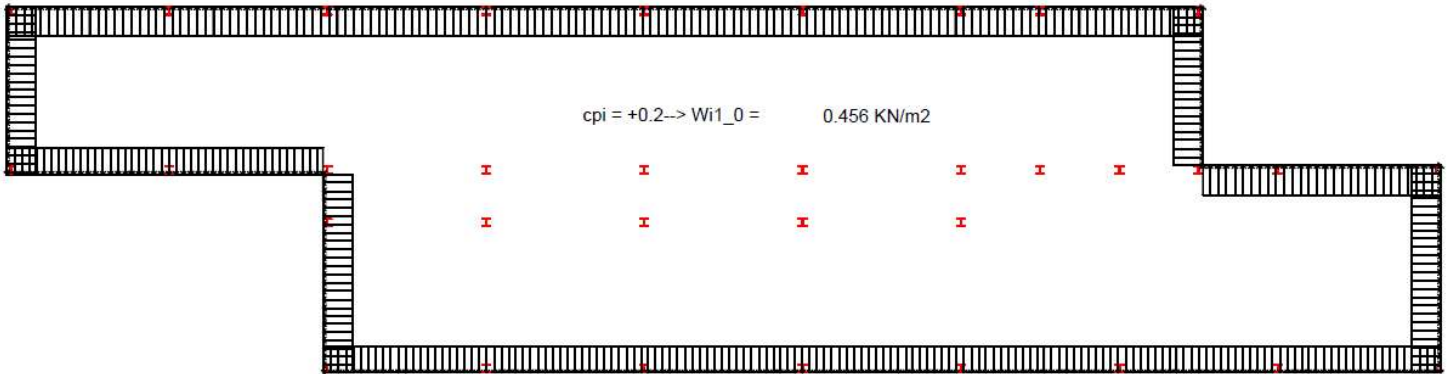
$$W_{i2\_0} = -0,655\text{KN/m}^2.$$



**B)** Για ύψος  $Z_1 = 13,50\text{m}$  και πάνω ισχύει η τιμή  $q_p(z_2)$  και παίρνουμε:

$$W_{i1\_0} = 0,456 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_{i2\_0} = -0,685 \text{ KN/m}^2.$$

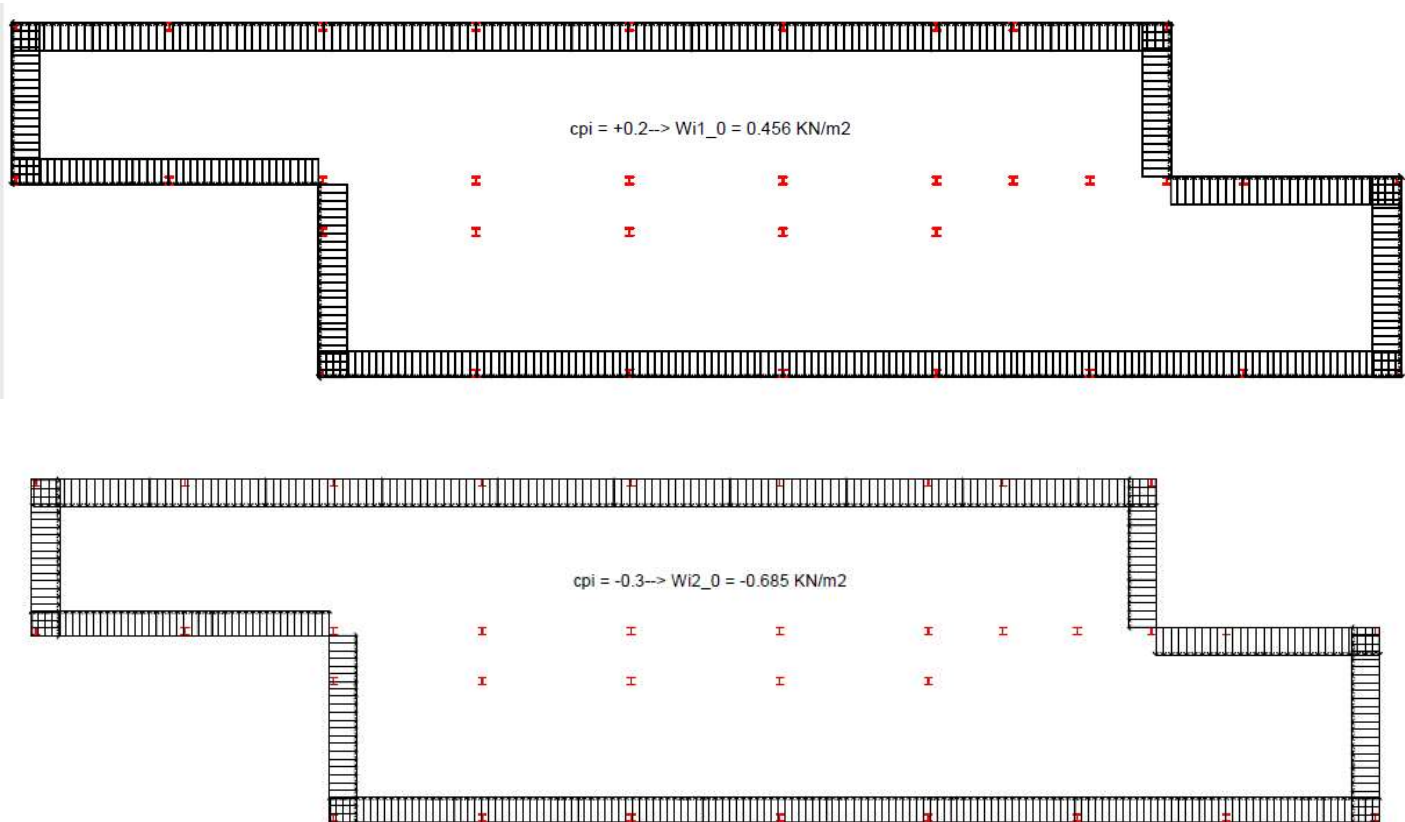


❖ **Άνεμος\_90 και Άνεμος\_270**

Για αυτούς τους ανέμους έχουμε σταθερή κατανομή με  $q_p(z) = 2,282 \text{ KN/m}^2$ . Παίρνουμε:

$$W_{i1\_90} = 0,456 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_{i2\_90} = -0,685 \text{ KN/m}^2.$$



#### 1.4.5.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΛΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΝΕΜΟΥ

Οι τελικές πιέσεις ανέμου οι οποίες λαμβάνονται υπόψη κατά τη διαστασιολόγηση προκύπτουν όπως είπαμε από τη διαφορά των εξωτερικών πιέσεων και των εσωτερικών πιέσεων.

$$W_{\text{tot}} = W_e - W_i$$

Οπότε , τελικά, προκύπτουν οκτώ συνδυασμοί.

- 1)  $W_{\text{tot}1\_0} = W_{e\_0} - W_{i1\_0}$
- 2)  $W_{\text{tot}2\_0} = W_{e\_0} - W_{i2\_0}$
- 3)  $W_{\text{tot}1\_90} = W_{e\_90} - W_{i1\_90}$
- 4)  $W_{\text{tot}2\_90} = W_{e\_90} - W_{i2\_90}$
- 5)  $W_{\text{tot}1\_180} = W_{e\_180} - W_{i1\_180}$
- 6)  $W_{\text{tot}2\_180} = W_{e\_180} - W_{i2\_180}$
- 7)  $W_{\text{tot}1\_270} = W_{e\_270} - W_{i1\_270}$
- 8)  $W_{\text{tot}2\_270} = W_{e\_270} - W_{i1\_270}$

#### 1.4.5.6 ΠΙΕΣΕΙΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥ ΑΝΕΜΟΥ

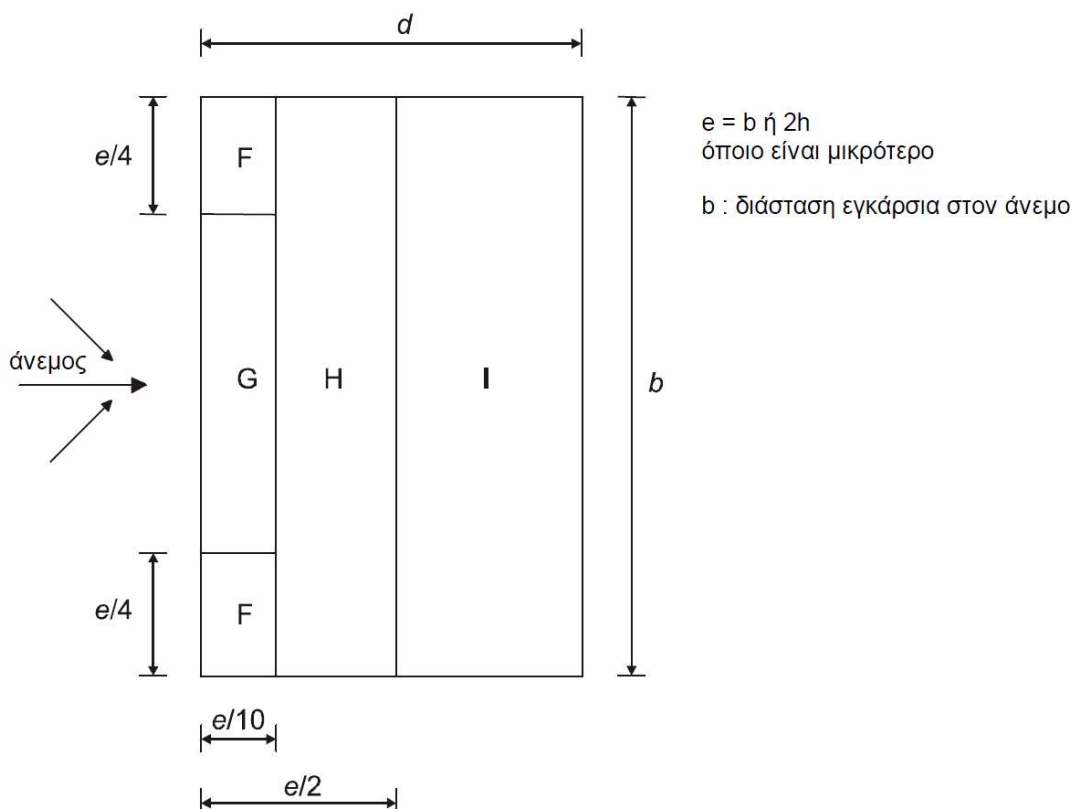
Οι πιέσεις από τον κατακόρυφο άνεμο μας ενδιαφέρει να υπολογίζονται ώστε να ελέγχεται η περίπτωση αναρρόφησης της στέγης, διότι οι πιέσεις αυτές μπορεί να είναι τόσο μεγάλες ώστε να ανασηκώσουν τη στέγη από τη θέση της. Αυτός είναι ένας έλεγχος που γίνεται όταν η στέγη αποτελείται από μεταλλικά πάνελ.

Στη δική μας περίπτωση βέβαια προβλέπεται να υπάρχει πλάκα σκυροδέματος, οπότε δεν διατρέχουμε άμεσα τέτοιο κίνδυνο. Για αυτό και οι ανεμοπιέσεις στον κατακόρυφο άξονα θα υπολογιστούν συνοπτικά χωρίς να ληφθούν υπόψη για τη διαστασιολόγηση.

Η λογική του υπολογισμού αυτών των πιέσεων ταιριάζει με αυτή που είδαμε για τις οριζόντιες ανεμοπιέσεις. Πάλι διακρίνουμε τέσσερις διευθύνσεις ανέμου και για κάθε μία από αυτές χωρίζουμε τη στέγη σε ζώνες. Για κάθε ζώνη και ανάλογα με τη μορφή της στέγης ( ύπαρξη στηθαίου, αιχμηρές άκρες κλπ) δίνονται στον Πίνακα 7.2 οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τις οριζόντιες στέγες. Η διαδικασία διαφέρει για μη οριζόντιες στέγες.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, μία στέγη θεωρείται οριζόντια όταν έχει κλίση  $\alpha$  από:  $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$

Στον Ευρωκώδικα, δίνεται το ακόλουθο υπόμνημα για τον διαχωρισμό των ζωνών.



Σχήμα 1.11 Διαχωρισμός κτιρίου σε ζώνες για περίπτωση κατακόρυφου ανέμου

➤ **Άνεμος\_0 και Άνεμος\_180**

Για αυτές τις διευθύνσεις ισχύει:  $e = \min(b, 2h) = \min(13,50 ; 38,00) = 13,50\text{m}$

$$L_{Fx} = e/10 = 1,35\text{m}$$

$$L_{Fy} = e/4 = 3,38\text{m}$$

$$L_{Gx} = e/10 = 1,35\text{m}$$

$$L_{Gy} = e/2 = 6,75\text{m}$$

$$L_{Hx} = e/2 - e/10 = 5,40\text{m}$$

$$L_{Hy} = b = 13,50\text{m}$$

$$L_{Ix} = d - e/2 = 47,25\text{m}$$

$$L_{Iy} = b = 13,50\text{m}$$

➤ **Άνεμος\_90 και Άνεμος\_270**

Για αυτές τις διευθύνσεις ισχύει:  $e = \min(b, 2h) = \min(54,00 ; 38,00) = 38,00\text{m}$

$$L_{Fx} = e/10 = 3,80\text{m}$$

$$L_{Fy} = e/4 = 9,50\text{m}$$

$$L_{Gx} = e/10 = 3,80\text{m}$$

$$L_{Gy} = b - e/2 = 26,00\text{m}$$

$$L_{Hx} = e/2 - e/10 = 9,70\text{m}$$

$$L_{Hy} = b = 54,00\text{m}$$

Εφ' όσον ορίστηκαν οι ζώνες, υπολογίζουμε το εμβαδό της κάθε ζώνης και αυτό γιατί ο Πίνακας 7.2 δίνει τιμές για εμβαδά επιρροής είτε μεγαλύτερα από  $10\text{m}^2$  ( $C_{pe,10}$ ) είτε μικρότερα από  $1\text{m}^2$  ( $C_{pe,1}$ ). Για ενδιάμεσες τιμές χρειάζεται να γίνει γραμμική παρεμβολή για τον υπολογισμό των συντελεστών εξωτερικής πίεσης.

Πίνακας 1.6: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

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
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Καμπυλωμένα άκρα	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2

\* Για το κτίριο μας όπου υπάρχει στηθαίο ύψους 1m προκύπτει  $h_p/h = 0,05$ . Για ενδιάμεσες τιμές – εφ' όσον υπάρχει στηθαίο- επιτρέπεται γραμμική παλινδρόμηση.

\*Για την ζώνη I διακρίνουμε να δίνονται δύο τιμές για τον συντελεστή. Λαμβάνονται υπόψη και οι δύο.

- Οπότε οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης που προκύπτουν είναι:

➤ **Άνεμος\_0 και Άνεμος\_180**

$$C_{pe,4.5}^F = -1,70 \quad , \text{έγινε γραμμική παρεμβολή αφού } Ae_{πρ}^F = 4,50m^2$$
$$C_{pe,9}^G = -1,00 \quad , \text{έγινε γραμμική παρεμβολή αφού } Ae_{πρ}^G = 9,00m^2$$
$$C_{pe,10}^H = -0,70$$
$$C_{pe,10}^I = 0,20 \text{ ή } -0,20$$

➤ **Άνεμος\_90 και Άνεμος\_270**

$$C_{pe,10}^F = -1,40$$
$$C_{pe,10}^G = -0,90$$
$$C_{pe,10}^H = -0,70$$
$$C_{pe,10}^I = 0,20 \text{ ή } -0,20$$

- Άρα οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου που προκύπτουν είναι:

➤ **Άνεμος\_0 και Άνεμος\_180**

$$W_e^F = -1,70 * 2,282 = -3,879KN/m^2$$
$$W_e^G = -1,00 * 2,282 = -2,282KN/m^2$$
$$W_e^H = -0,70 * 2,282 = -1,597KN/m^2$$
$$W_e^{I,\alpha} = 0,20 * 2,282 = 0,456KN/m^2$$
$$W_e^{I,\beta} = -0,20 * 2,282 = -0,456KN/m^2$$

➤ **Άνεμος\_90 και Άνεμος\_270**

$$W_e^F = -1,40 * 2,282 = -3,195KN/m^2$$
$$W_e^G = -0,90 * 2,282 = -2,054KN/m^2$$
$$W_e^H = -0,70 * 2,282 = -1,597KN/m^2$$
$$W_e^{I,\alpha} = 0,20 * 2,282 = 0,456KN/m^2$$
$$W_e^{I,\beta} = -0,20 * 2,282 = -0,456KN/m^2$$

- Οι εσωτερικές πιέσεις ανέμου που προκύπτουν είναι:

$$(\text{για } C_{pi,1} = 0,20 \text{ και } C_{pi,2} = -0,30)$$

$$W_{i\_1} = 0,20 * 2,282 = 0,456KN/m^2$$

$$W_{i\_2} = -0,30 * 2,282 = -0,685KN/m^2$$



- Έτσι προκύπτουν οι τελικές τιμές για τις πιέσεις του κατακόρυφου ανέμου:

#### Άνεμος 0 και Άνεμος 180

- 1)  $W_1^F = -3,879 - 0,456 = -4,335 \text{KN/m}^2$
- 2)  $W_2^F = -3,879 + 0,685 = -3,194 \text{KN/m}^2$
- 3)  $W_1^G = -2,282 - 0,456 = -2,738 \text{KN/m}^2$
- 4)  $W_2^G = -2,282 + 0,685 = -1,597 \text{KN/m}^2$
- 5)  $W_1^H = -1,597 - 0,456 = -2,053 \text{KN/m}^2$
- 6)  $W_2^H = -1,597 + 0,685 = -0,912 \text{KN/m}^2$
- 7)  $W_1^{I\alpha} = 0,456 - 0,456 = 0 \text{KN/m}^2$
- 8)  $W_2^{I\alpha} = 0,456 + 0,685 = 1,141 \text{KN/m}^2$
- 9)  $W_1^{I\beta} = -0,456 - 0,456 = -0,912 \text{KN/m}^2$
- 10)  $W_2^{I\beta} = -0,456 + 0,685 = 0,229 \text{KN/m}^2$

#### Άνεμος 90 και Άνεμος 270

- 1)  $W_1^F = -3,195 - 0,456 = -3,651 \text{KN/m}^2$
- 2)  $W_2^F = -3,195 + 0,685 = -2,510 \text{KN/m}^2$
- 3)  $W_1^G = -2,054 - 0,456 = -2,510 \text{KN/m}^2$
- 4)  $W_2^G = -2,054 + 0,685 = -1,369 \text{KN/m}^2$
- 5)  $W_1^H = -1,597 - 0,456 = -2,053 \text{KN/m}^2$
- 6)  $W_2^H = -1,597 + 0,685 = -0,912 \text{KN/m}^2$
- 7)  $W_1^{I\alpha} = 0,456 - 0,456 = 0 \text{KN/m}^2$
- 8)  $W_2^{I\alpha} = 0,456 + 0,685 = 1,141 \text{KN/m}^2$
- 9)  $W_1^{I\beta} = -0,456 - 0,456 = -0,912 \text{KN/m}^2$
- 10)  $W_2^{I\beta} = -0,456 + 0,685 = 0,229 \text{KN/m}^2$

### 1.4.6 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Για τα πολυώροφα κτίρια, η κύρια δράση σχεδιασμού είναι συνήθως ο σεισμός. Την ώρα του σεισμού στο κτίριο αναπτύσσονται δυνάμεις λόγω των μετακινήσεων του εδάφους στο οποίο είναι θεμελιωμένο. Λόγω της αδράνειας της μάζας του κτιρίου σε αυτές τις μετακινήσεις, αναπτύσσονται παραμορφώσεις επί της κατασκευής και προκύπτουν εσωτερικές εντάσεις. Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται μπορεί να είναι οριζόντιες ή και κατακόρυφες, όμως οι πλέον σημαντικές θεωρούνται οι οριζόντιες. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές οπότε δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές όπως επίσης ούτε με τις δράσεις ανέμου.

Ένας πολύ σημαντικός όρος που χρησιμοποιούμε κατά τη διασσιολόγηση είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$ . Τα κτίρια μπορούν να συνεχίσουν να διαθέτουν αντοχή στην ανελαστική περιοχή και να απορροφούν ενέργεια με το να παραμορφώνονται. Επιτρέπεται λοιπόν να σχεδιάζουμε τις κατασκευές μας για σεισμικές δράσεις μικρότερες από εκείνες που θα είχαμε σε περίπτωση ελαστικής ανάλυσης και από εκεί και πέρα να εκμεταλλευόμαστε την πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων για την ανάπτυξη παραμορφώσεων στην πλαστική

περιοχή. Οπότε αυτό που τελικά κάνουμε είναι να εφαρμόζουμε ελαστική ανάλυση για φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό. Αυτό το φάσμα ονομάζεται φάσμα σχεδιασμού και προκύπτει διαιρώντας την τιμή του ελαστικού φάσματος με τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Παρακάτω στον Πίνακα 6.2 φαίνονται οι μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς για κατασκευές από χάλυβα, για κανονικά σε όψη κτίρια.

Πίνακας 1.7: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΙΠΜ	ΚΙΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρος συνδέσμους	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2	2
	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
	4	$5\alpha_w/\alpha_1$

✓ Για το κτίριο μας επιλέξαμε Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας και επειδή έχουμε και στις δύο διευθύνσεις πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα προκύπτει συντελεστής συμπεριφοράς  $q=4,00$ .

✓ Το κτίριο μας έχει θεωρηθεί ότι βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II για την οποία παίρνουμε μέγιστη σεισμική επιτάχυνση  $a_{gR} = 0,24g$ .

✓ Όσο αφορά τη σπουδαιότητα του κτιρίου, ανήκει στην Κατηγορία συνήθους σπουδαιότητας, αφού πρόκειται για κτίρια γραφείων. Άρα παίρνουμε  $\gamma_1 = 1,00$  και άρα προκύπτει  $a_g = 0,24g$ .

✓ Για την κατηγορία εδάφους έχει θεωρηθεί ότι είναι η Β, για την οποία παίρνουμε:  
 $S=1,20$      $T_B = 0,15$      $T_C = 0,50$      $T_D = 2,50$

## 1.5 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Για κάθε φορέα ορίζονται οι οριακές καταστάσεις σχεδιασμού πέραν από τις οποίες ο φορέας δεν ικανοποιεί τα κριτήρια για τα οποία σχεδιάστηκε. Οι καταστάσεις αυτές πρόκειται για συνδυασμούς μεταξύ των δράσεων που ενεργούν στην κατασκευή πολλαπλασιασμένες με συντελεστές ασφαλείας ( $\gamma$ ) και συντελεστές συνδυασμού ( $\psi$ ), των οποίων οι τιμές ορίζονται στον Ευρωκώδικα. Συγκεκριμένα διακρίνουμε δύο κατηγορίες : – τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, που συνδέονται με την αστοχία της κατασκευής ή των επιμέρους δομικών στοιχείων και την ασφάλεια των ανθρώπινων ζώων και τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, που συνδέονται με απαιτήσεις οι οποίες όταν δεν ικανοποιούνται παύουν να πληρούνται οι λειτουργικές απαιτήσεις της κατασκευής.

### ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ:

Όπως είπαμε πρόκειται για τις καταστάσεις οι οποίες αφορούν την ασφάλεια των ανθρώπων, του φορέα και την προστασία των περιεχομένων του. Στον παρακάτω Πίνακα φαίνονται οι τιμές που προτείνονται στον Ευρωκώδικα για τους συντελεστές συνδυασμού των δράσεων  $\psi$ , για τα κτίρια.

Πίνακας 1.8: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών  $\psi$  για κτίρια

Δράσεις	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συναθροίσεως	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0

Εμάς οι τιμές που μας ενδιαφέρουν είναι για Κατηγορία B ( χώροι γραφείων ) όπου παίρνουμε  $\psi_0 = 0,7$  και για τα φορτία ανέμου όπου παίρνουμε  $\psi_0 = 0,6$ .

Οι καταστάσεις αστοχίας που λήφθηκαν υπόψη στην παρούσα διπλωματική εργασία είναι οι ακόλουθες:

❖ **Κατάσταση Αστοχίας με βασικό μεταβλητό φορτίο τα ωφέλιμα κινητά φορτία:**

- 1)  $1.35 * G + 1.50 * Q + 1.50 * 0.6 * W_{tot1\_0}$
- 2)  $1.35 * G + 1.50 * Q + 1.50 * 0.6 * W_{tot2\_0}$
- 3)  $1.35 * G + 1.50 * Q + 1.50 * 0.6 * W_{tot1\_90}$
- 4)  $1.35 * G + 1.50 * Q + 1.50 * 0.6 * W_{tot2\_90}$
- 5)  $1.35 * G + 1.50 * Q + 1.50 * 0.6 * W_{tot1\_180}$
- 6)  $1.35 * G + 1.50 * Q + 1.50 * 0.6 * W_{tot2\_180}$
- 7)  $1.35 * G + 1.50 * Q + 1.50 * 0.6 * W_{tot1\_270}$
- 8)  $1.35 * G + 1.50 * Q + 1.50 * 0.6 * W_{tot2\_270}$

❖ **Κατάσταση Αστοχίας με βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο:**

- 1)  $1.35 * G + 1.50 * 0.7 * Q + 1.50 * W_{tot1\_0}$
- 2)  $1.35 * G + 1.50 * 0.7 * Q + 1.50 * W_{tot2\_0}$
- 3)  $1.35 * G + 1.50 * 0.7 * Q + 1.50 * W_{tot1\_90}$
- 4)  $1.35 * G + 1.50 * 0.7 * Q + 1.50 * W_{tot2\_90}$
- 5)  $1.35 * G + 1.50 * 0.7 * Q + 1.50 * W_{tot1\_180}$
- 6)  $1.35 * G + 1.50 * 0.7 * Q + 1.50 * W_{tot2\_180}$
- 7)  $1.35 * G + 1.50 * 0.7 * Q + 1.50 * W_{tot1\_270}$
- 8)  $1.35 * G + 1.50 * 0.7 * Q + 1.50 * W_{tot2\_270}$

❖ **Σεισμικοί Συνδυασμοί:**

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς μπορούμε απλοϊκά να λάβουμε υπόψη μόνο τον σεισμό των δύο κύριων διευθύνσεων  $E_x$  και  $E_y$ , καθώς και να θεωρήσουμε ότι δρουν ταυτόχρονα με ποσοστά 100% και 30% αντίστοιχα. Οπότε για τον σεισμό δημιουργούνται οι ακόλουθοι οκτώ συνδυασμοί:

- 1)  $1.00 * G + 0.6 * Q + E_x + 0.3 * E_y$
- 2)  $1.00 * G + 0.6 * Q + E_x - 0.3 * E_y$
- 3)  $1.00 * G + 0.6 * Q - E_x + 0.3 * E_y$
- 4)  $1.00 * G + 0.6 * Q - E_x - 0.3 * E_y$
- 5)  $1.00 * G + 0.6 * Q + 0.3 * E_x + * E_y$
- 6)  $1.00 * G + 0.6 * Q + 0.3 * E_x - * E_y$
- 7)  $1.00 * G + 0.6 * Q - 0.3 * E_x + * E_y$
- 8)  $1.00 * G + 0.6 * Q - 0.3 * E_x - * E_y$

## 2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΜΕΛΩΝ

---

### 2.1 ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΠΛΑΚΕΣ

#### 2.1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Οι σύμμικτες πλάκες είναι φέρουσες πλάκες οροφής, οι οποίες αποτελούνται από χαλύβδινη βάση με επίστρωση σκυροδέματος. Πριν από τη σκυροδέτηση, η χαλύβδινη βάση (χαλυβδόφυλλα) συνδέεται με την υποδομή και λειτουργεί ως κατάστρωμα εργασίας, ενώ κατά τη σκυροδέτηση αντικαθιστά το συμβατικό ξυλότυπο. Στην τελική κατάσταση (κατάσταση λειτουργίας), το σκληρυμένο σκυρόδεμα είναι συνδεδεμένο διατμητικά με το υποκείμενο χαλυβδόφυλλο, το οποίο με τη σειρά του παραλαμβάνει τις αναπτυσσόμενες εφελκυστικές δυνάμεις. Επιπλέον οπλισμός είναι δυνατόν να τοποθετείται στην πλάκα με σκοπό την αποφυγή ρηγματώσεων. Σε ορισμένες περιπτώσεις ο οπλισμός συνεισφέρει και στην αντοχή της πλάκας έναντι πυρκαγιάς. Μετά και τη σκλήρυνση του σκυροδέματος η πλάκα λειτουργεί πλέον ως σύμμικτη.

Πλέον η χρήση των σύμμικτων πλακών γίνεται ολοένα και πιο διαδεδομένη λόγω των πλεονεκτημάτων της έναντι των κλασικών πλακών οπλισμένου σκυροδέματος. Πέρα από το ότι στη φάση κατασκευής το χαλυβδόφυλλο αντικαθιστά τον ξυλότυπο που συνεπάγεται οικονομία, η κατασκευή των σύμμικτων πλακών γίνεται πιο γρήγορα από ότι των συνήθων πλακών Ο.Σ. , ενώ ταυτόχρονα επιτυγχάνονται μικρότερα στατικά ύψη – δηλαδή απαιτείται λιγότερο σκυρόδεμα.

#### 2.1.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών στην παρούσα εργασία έχει γίνει με τη βοήθεια του προγράμματος Symdeck Designer 2. Οι σύμμικτες πλάκες παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία, όπου λειτουργούν ως πλάκες και παράλληλα φορτία, όπου λειτουργούν ως διαφράγματα. Για φορτία κάθετα στο επίπεδό τους λειτουργούν ως διέριστες πλάκες. Ελέγχονται για φάση κατασκευής όπου υπάρχει μόνο του το χαλυβδόφυλλο και για φάση λειτουργίας όπου λειτουργεί ως σύμμικτη πλάκα.

Η διαστασιολόγηση τους γίνεται με βάση τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας για κάμψη, τέμνουσα και διαμήκους διάτμησης αφού πρόκειται για σύμμικτο μέλος. Επίσης σημαντικός έλεγχος είναι αυτός της διάτμησης για περιπτώσεις συγκεντρωμένων φορτίων, όπου εμείς στην παρούσα διπλωματική εργασία δεν αντιμετωπίσαμε.

Το χαλυβδόφυλλο που χρησιμοποιείται είναι το **Symdeck73** με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:



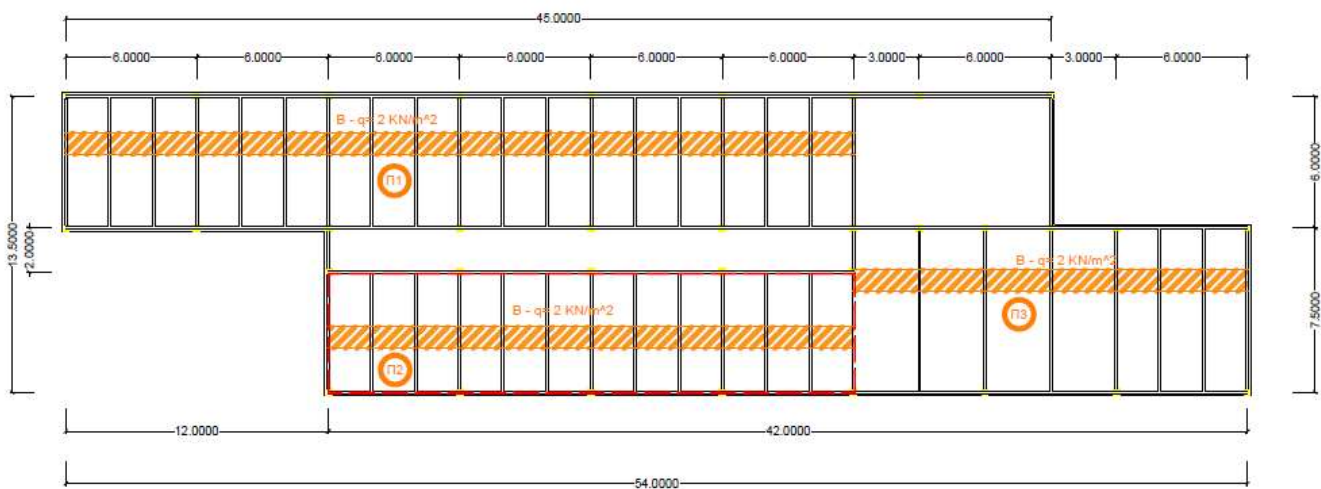
- $h_p = 73\text{mm}$
- $b_b = 50\text{mm}$
- $b_s = 187,50\text{mm}$
- $t_p = 0,75\text{mm}$  ή  $1,25\text{mm}$

Σχήμα 2.1 Γεωμετρία χρησιμοποιούμενου χαλυβδόφυλλου

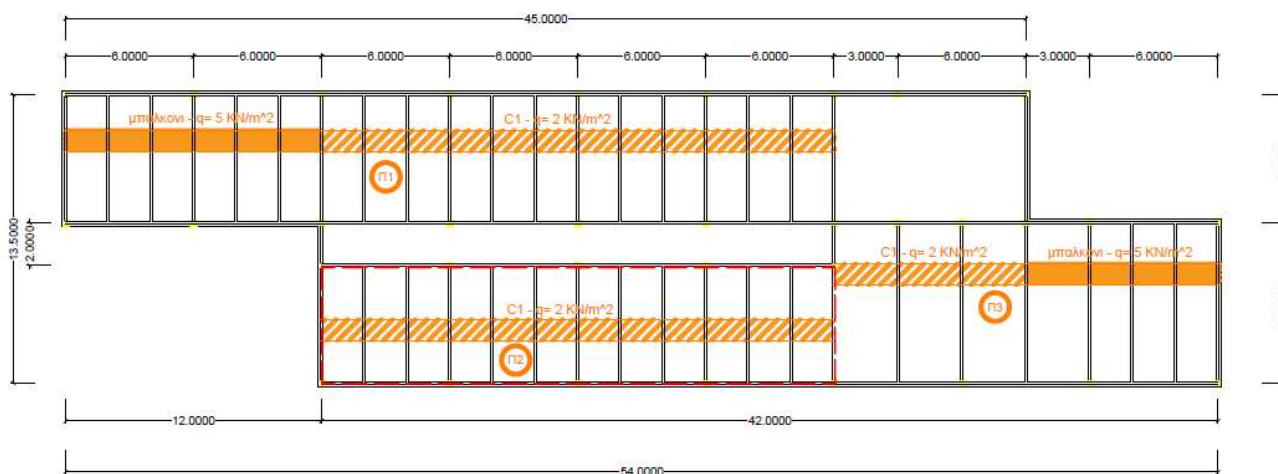
Τα χαλυβδόφυλλα που χρησιμοποιούμε είναι συνεχή ώστε να παρέχουν καλύτερη πλευρική εξασφάλιση στη σιδηροδοκό στη φάση κατασκευής.

Η χρήση του κτιρίου –και άρα τα φορτία που εισάγουμε- διαφέρει από χώρο σε χώρο και από όροφο σε όροφο, οπότε δημιουργήθηκαν και διαστασιολογήθηκαν ξεχωριστά σε κάθε όροφο τρεις πλάκες, οι οποίες ήταν διέριστες και επιλύθηκαν ως λωριδωτές με τη θεώρηση μοναδιαίου πλάτους.

Ακολουθούν δύο σχέδια που υποδεικνύουν τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη σε κάθε όροφο, καθώς και το πώς έχει γίνει ο διαχωρισμός των πλακών.



Σχήμα 2.2 ΦΟΡΤΙΑ ΟΡΟΦΗΣ ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ



Σχήμα 2.3 ΦΟΡΤΙΑ ΟΡΟΦΗΣ 4<sup>ΟΥ</sup> ΟΡΟΦΟΥ

Στο πρόγραμμα Symdeck Designer 2 επιλύθηκαν όλες οι πλάκες του κτιρίου με τα δικά τους χαρακτηριστικά η καθεμία και προέκυψαν τα αποτελέσματα για τα πάχη των πλακών, τα πάχη των χαλυβδοφύλλων, τις ποσότητες των σπλισμών που δίνονται παρακάτω. Στον ακόλουθο πίνακα φαίνονται επίσης και οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών όπως υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα για τα ανοίγματα και τις στηρίξεις.

Πίνακας 2.1: Αποτελέσματα σύμμικτων πλακών κτιρίου

	ΟΡΟΦΗ ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ	ΟΡΟΦΗ 4 <sup>ΟΥ</sup> ΟΡΟΦΟΥ
Π1	t=0.75 h=0.13 Φ6/20 maxM= -4.99 maxM= 4.46	t=0.75 h=0.13 Φ6/20 maxM= -4.99 maxM= 4.46
Π2	t=0.75 h=0.13 Φ6/20 maxM= -6.42 maxM= 4.73	t=0.75 h=0.13 Φ6/20 maxM= -6.42 maxM= 4.73
Π3	t=1.25 h=0.13 Φ8/15 maxM= -10.27 maxM= 7.52	t=1.25 h=0.14 Φ8/15 maxM= -10.39 maxM= 7.47

Παρακάτω θα ακολουθήσει η διαδικασία διαστασιολόγησης μιας εκ των πλακών και τα βήματα που ακολουθήσαμε στο πρόγραμμα.

Αρχικά δίνουμε τα δεδομένα της πλάκας (στους πρώτους ελέγχους δίνουμε τα ελάχιστα πάχη και οπλισμό για οικονομία) όπως φαίνονται παρακάτω, καθώς και τα φορτία που ασκούνται σε αυτήν.

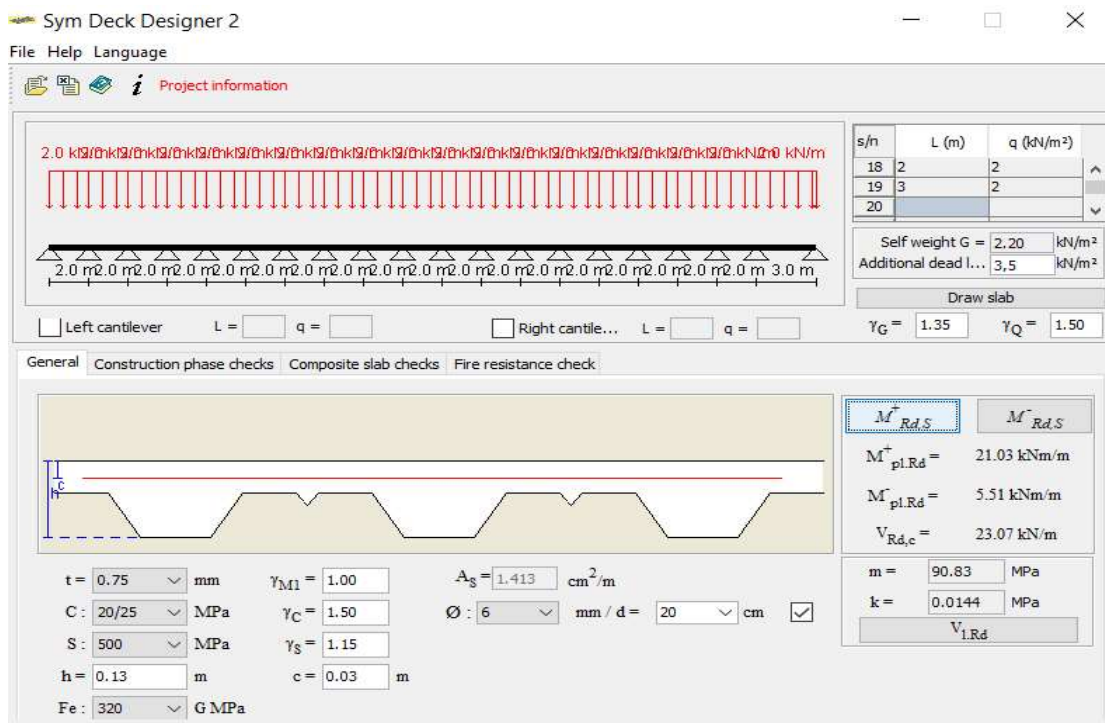
Εξετάζουμε την πλάκα Π<sub>1</sub> για την οροφή ενός τυπικού ορόφου, για την οποία ισχύουν:

### ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΠΛΑΚΑΣ

- $t = 0,75\text{mm}$
- $h = 0,13\text{m}$
- $c = 0,03\text{m}$
- Φ6/20

### ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΛΑΚΑΣ

- Ι.Β. χαλυβδόφυλλου+ σκυροδέματος:  $g = 2,20\text{KN/m}^2$   
 Πρόσθετα Μόνιμα:  $g_{ADL} = 3,50\text{KN/m}^2$   
 Κινητά Φορτία:  $q = 2,00\text{KN/m}^2$   
 Προκύπτει:  $q_{Ed} = 1,35 * g + 1,50 * q = 10,70\text{KN/m}^2$



Σχήμα 2.4 Απεικόνιση εισαγωγής δεδομένων στο πρόγραμμα Symdeck Designer2

Στην φωτογραφία φαίνεται το στατικό σύστημα της Π<sub>1</sub>, καθώς και το πώς εισάγονται όλα τα ανωτέρω στοιχεία (δεδομένα και φορτία) για την σύμμικτη πλάκα.

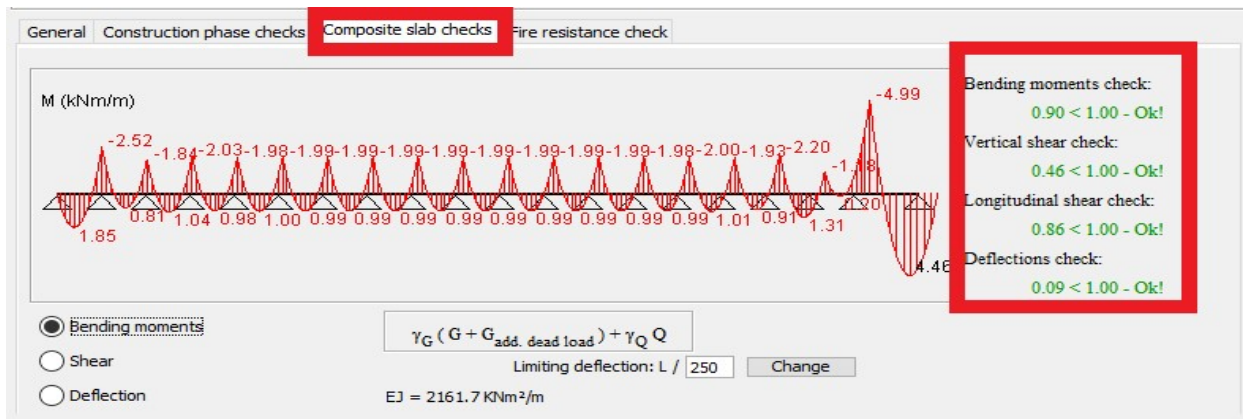
Μόλις περαστούν αυτά τα στοιχεία μπορούμε να ελέγξουμε τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας, αν πλοηγηθούμε στις διπλανές καρτέλες του προγράμματος. Εκεί δίνονται τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται στην πλάκα, καθώς ελέγχονται και οι λόγοι επάρκειας για κάθε μέγεθος.

### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΠΛΑΚΑΣ

- Μέγιστη ροπή ανοίγματος: 4,46 KNm
- Μέγιστη ροπή στηρίξεως: 4,99KNm



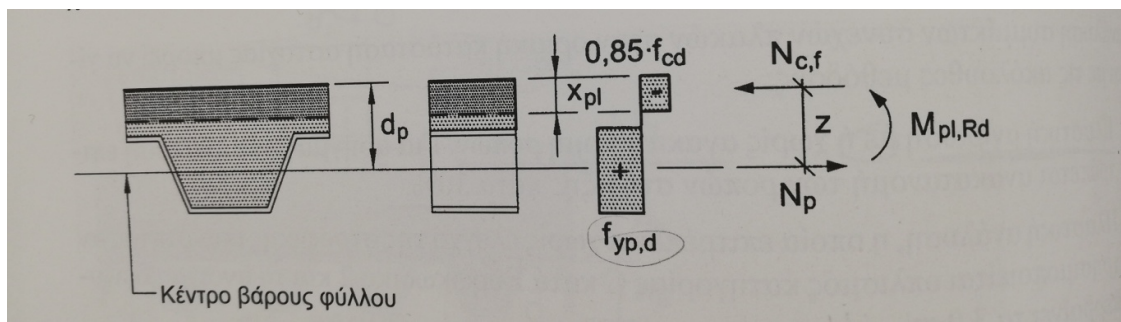
➤ Μέγιστη τέμνουσα: 10,63KN



Σχήμα 2.5 ΈΛΕΓΧΟΙ ΦΑΣΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ/ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ

### ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΑΝΤΙ ΘΕΤΙΚΩΝ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ ( $M_{pl,Rd}^+$ )

Η παραλαβή θετικών ροπών κάμψης γίνεται μέσω εφελκυσμού του χαλυβδόφυλλου και θλίψη του σκυροδέματος. Αν προκύψει ανεπάρκεια, θα χρειαστεί ενδεχομένως αύξηση του πάχους του χαλυβδόφυλλου. Η πλαστική ροπή αντοχής βρίσκεται εξετάζοντας ένα φάτνωμα χαλυβδόφυλλου πλάτους  $b_s$  στην οριακή κατάσταση, σύμφωνα με τους τύπους που ακολουθούν.



Σχήμα 2.6 Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα.

ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ:  $M_{pl,Rd}^+ = N_p * (d_p - x_{pl}/2) = 21,03 \text{ KNm/m}$

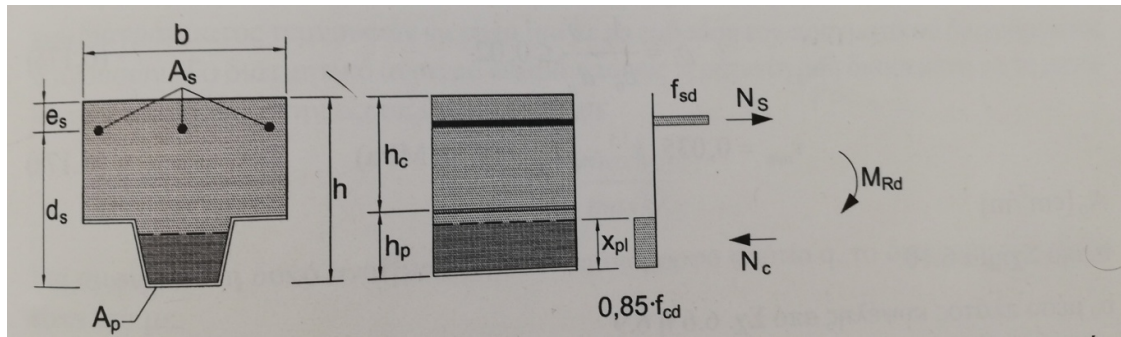
όπου:  $x_{pl} = (A_p * f_{yp,d}) / (b * 0,85 * f_{cd})$

$N_p = A_p * f_{yp,d}$

Έλεγχος επάρκειας χαλυβδόφυλλου:  $M_{Ed} = 4,46 \text{ KNm} < M_{pl,Rd}^+ = 21,03 \text{ KNm/m}$  OK

## ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΑΝΤΙ ΑΡΝΗΤΙΚΩΝ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ - ΠΕΡΙΟΧΗ ΣΤΗΡΙΞΗΣ ( $M_{pl,Rd}$ )

Η διατομή μπορεί να προσομοιωθεί ως μια διατομή οπλισμένου σκυροδέματος με τον συνελκόμενο οπλισμό της πλάκας, αγνοώντας την ύπαρξη του χαλυβδόφυλλου. Αν προκύψει ανεπάρκεια, θα χρειαστεί να τοποθετηθεί περισσότερος οπλισμός στη στήριξη.



Σχήμα 2.7 Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για αρνητικές ροπές

ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ:  $M_{pl,Rd} = N_s * (h - e_s - x_{pl}/2) = 5,51 \text{ KNm/m}$

όπου:  $x_{pl} = N_s / (b_p * 0,85 * f_{cd})$

$$N_s = A_s * f_{sd}$$

Έλεγχος επάρκειας οπλισμού στήριξης:  $M_{Ed} = 4,99 \text{ KNm} < M_{pl,Rd} = 5,51 \text{ KNm/m}$  OK

Η λογική του σχεδιασμού είναι να σχεδιάζουμε τα δομικά στοιχεία μας με γνώμονα την οικονομία, οπότε αρχικά στο πρόγραμμα εισάγουμε τα ελάχιστα πάχη και τον ελάχιστο οπλισμό και με δεδομένα τα φορτία και τη γεωμετρία του φορέα μας ελέγχουμε την επάρκεια του. Αν δεν επαρκούν, βρίσκουμε ποιος έλεγχος δεν επαρκεί, σκεφτόμαστε ποια είναι η αιτία και αντίστοιχα αυξάνουμε είτε το πάχος της πλάκας ή του χαλυβδόφυλλου είτε προσθέτουμε παραπάνω οπλισμό.

## 2.2 ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΔΟΚΟΙ

### 2.2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

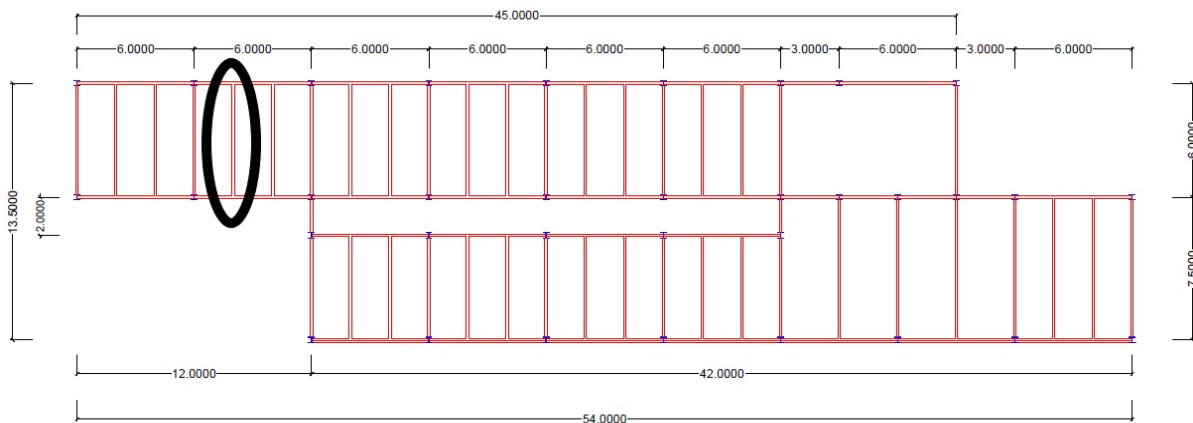
Το κτίριο διαθέτει σε κάθε στάθμη 72 δοκούς, κύριες κατά τη διεύθυνση X και δευτερεύουσες – διαδοκίδες κατά τη διεύθυνση Y. Όλες οι δοκοί είναι αμφιαρθρωτές και σύμμικτες. Οι ροπές τους είναι πάντα θετικές και το θλιβόμενο άνω πέλμα εξασφαλίζεται πλευρικά στη φάση λειτουργίας λόγω της διατμητικής του σύνδεσης με την πλάκα. Οι δοκοί επιλύονται με το πρόγραμμα ABC της ArcelorMittal. Εκεί γίνεται έλεγχος για δύο φάσεις – φάση

κατασκευής και φάση λειτουργίας – και προκύπτουν οι κατάλληλες διατομές με βάση τις απαιτήσεις των οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας.

Για λόγους πληρότητας θα παρουσιαστεί ο έλεγχος μιας δευτερεύουσας σύμμικτης δοκού κατά Υ και έπειτα θα δοθούν τα σχέδια με τις τελικές διατομές των δοκών για κάθε όροφο.

### 2.2.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ

Επιλέγεται να ελεγχθεί η δοκός35 (διαδοκίδα) που πρόκειται για ενδιάμεση δοκό μήκους  $l=6,00m$  και με απόσταση από τις γειτονικές δοκούς  $b=2,00m$ . Η διατομή που προέκυψε για τη συγκεκριμένη δοκό είναι HEA160.



Σχήμα 2.8 Δοκός35 που θα ελεγχθεί

### ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Αρχικά γίνεται κατάταξη της μεταλλικής δοκού, ανάλογα και με την έντασή της, ώστε να δούμε αν θα εφαρμόσουμε ελαστική ή πλαστική ανάλυση. Κατατάσσουμε σε κατηγορίες τα πέλματα και τον κορμό της διατομής. Η κατάταξη γενικά εξαρτάται από το πλάτος και το πάχος των θλιβόμενων τμημάτων της διατομής. Στην περίπτωση μας όπου τα φορτία είναι κατακόρυφα για την κατάταξη της μεταλλικής διατομής θα χρειαστεί να ελέγξουμε τον κορμό σε κάμψη και το πέλμα σε θλίψη.

- ✓ Κορμός:  $c/t = 104 / 6 = 17,33 < 72 * \epsilon = 58,32$  Κατηγορία1
- ✓ Πέλμα:  $c/t = [(160-6) / 2 - 15] / 9 = 6,89 < 9 * \epsilon = 7,29$  Κατηγορία1

Από την κατάταξη η διατομή βγαίνει συνολικά κατηγορίας1 οπότε θα ακολουθηθεί πλαστική ανάλυση.

## ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### ΕΝΤΑΣΗ:

Στη φάση κατασκευής ασκούνται στην καθαρή σιδηροδοκό τα ίδια βάρη των υλικών που υπάρχουν τότε στην κατασκευή:

- ✓ I.B. σιδηροδοκού:  $g_s = A_s \cdot \gamma_s = 0,30 \text{ KN/m}$
- ✓ I.B. νωπού σκυροδέματος:  $g_c = h_c \cdot \gamma_c = 0,13\text{m} \cdot 26\text{KN/m}^3 = 3,38\text{KN/m}^2$
- ✓ I.B. χαλυβδόφυλλου:  $g_p = 0,125 \text{ KN/m}^2$  (από προηγούμενο κεφάλαιο)

Οπότε προκύπτει φορτίο σχεδιασμού:  $q_{Ed} = 1,35 \cdot (g_s + g_c + g_p) = 9,87\text{KN/m}$

Και για αυτό το φορτίο προκύπτουν οι τιμές των εντατικών μεγεθών της δοκού:

$$M_{Ed} = q_{Ed} \cdot l^2 / 8 = 44,415 \text{ KNm} = 4441,5 \text{ KNcm}$$

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot l / 2 = 59,22 \text{ KN}$$

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ – ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ:

Θα χρειαστεί να υπολογίσουμε την αντοχή της διατομής σε κάμψη και διάτμηση, ενώ αφού πρόκειται για αμφιέριστη δοκό, σημαίνει ότι τα μέγιστα των εντατικών μεγεθών δεν συνυπάρχουν σε κάποια θέση οπότε δε θα χρειαστεί να ελέγξουμε την αλληλεπίδραση τους. Επίσης θα πρέπει να γίνει και ο έλεγχος για πλευρικό λυγισμό.

#### ○ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η διατμητική δύναμη  $V_{Ed}$  που υπολογίστηκε θα πρέπει σε κάθε θέση κατά μήκος της δοκού να μην προκύπτει μεγαλύτερη από την  $V_{pl,Rd}$ . Δηλαδή θα πρέπει να ισχύει:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &< V_{pl,Rd} \\ \text{όπου για την } V_{pl,Rd} \text{ ισχύει:} \\ V_{pl,Rd} &= [A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})] / \gamma_{Mo} = 270,78 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{Οπότε: } V_{Ed} = 59,22 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 270,78 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Προκύπτει **βαθμός εκμετάλλευσης: 0,22**

#### ○ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

Η αναπτυσσόμενη ροπή κάμψης  $M_{Ed}$  που υπολογίστηκε θα πρέπει σε κάθε θέση κατά μήκος της δοκού να μην προκύπτει μεγαλύτερη από την  $M_{pl,Rd}$ . Δηλαδή θα πρέπει να ισχύει:

$$M_{Ed} < M_{pl,Rd}$$

όπου για την  $M_{pl,Rd}$  ισχύει:

$$M_{pl,Rd} = (W_{pl,y} * f_y) / \gamma_{Mo} = 8702,8 \text{ KNcm}$$

Οπότε:  $M_{Ed} = 4441,5 \text{ KNcm} < M_{pl,Rd} = 8702,8 \text{ KNcm}$  **OK**

Προκύπτει **βαθμός εκμετάλλευσης:** 0,51

○ **ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΠΛΕΥΡΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ**

Οι δοκοί δεν προβλέπεται να τους παρέχεται πλευρική εξασφάλιση κατά τη φάση κατασκευής. Οπότε θα πρέπει να ελεγχθούν σε πλευρικό λυγισμό (στρεπτοκαμπτικό) καθώς δέχονται κάμψη περί τον ισχυρό τους άξονα και μπορεί να εκτραπούν πλευρικά. Θα πρέπει η αναπτυσσόμενη ροπή  $M_{Ed}$  που υπολογίσαμε να μην ξεπερνάει την οριακή τιμή της  $M_{b,Rd}$ , που είναι η ροπή αντοχής της δοκού σε πλευρικό λυγισμό και για αυτήν ισχύει:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * f_y / \gamma_{M1}$$

Για να προκύψει ο συντελεστής  $\chi_{LT}$  ακολουθείται μία διαδικασία υπολογισμού για την οποία χρειάζονται τα ακόλουθα δεδομένα:

$L_T = 6,00\text{m}$	$M_{cr} = 5955,2 \text{ KNcm}$
$z_a = 8,00 \text{ cm}$	$\lambda_{LT} = 1,21$
$z_g = 8,00 \text{ cm}$	$h/b = 0,9625$
$z_s = 0 \text{ cm}$	καμπύλη λυγισμού: a
$z_j = 0 \text{ cm}$	$a_{LT} = 0,21$
$k = 1,00$	$\Phi_{LT} = 1,34$
$k_w = 1,00$	<b><math>\chi_{LT} = 0,598</math></b>
$c_1 = 1,132$	
$c_2 = 0,459$	
$c_3 = 0,525$	

Οπότε προκύπτει:  $M_{b,Rd} = 0,598 * 35,5 \text{ KN/cm}^2 * 245,15 \text{ cm}^3 = 5204,3 \text{ KNcm}$

Άρα ισχύει:  $M_{Ed} = 4441,5 \text{ KNm} < M_{b,Rd} = 5204,3 \text{ KNcm}$  **OK**

Προκύπτει **βαθμός εκμετάλλευσης:** 0,85

Οπότε αφού ολοκληρώσαμε τους ελέγχους στη φάση κατασκευής και επαρκούν όλοι με επιτυχία, μπορούμε να συνεχίσουμε με τη φάση λειτουργίας.

### ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

Στη φάση λειτουργίας πλέον η πλάκα σκυροδέματος παρέχει την απαιτούμενη πλευρική εξασφάλιση για το άνω πέλμα της μεταλλικής δοκού οπότε δεν απαιτείται να γίνει έλεγχος πλευρικού λυγισμού. Γίνονται έλεγχοι της σύμμικτης διατομής σε κάμψη και διάτμηση με τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που υπολογίζονται από τα φορτία που δρουν κατά τη διάρκεια της λειτουργίας της κατασκευής.

### ΕΝΤΑΣΗ:

Στη φάση λειτουργίας τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι όσα λήφθηκαν υπόψη για τη φάση κατασκευής ( με τη διαφορά ότι στο ειδικό βάρος του νωπού σκυροδέματος πλέον μπαίνει η τιμή του ειδικού βάρους του σκληρυμένου σκυροδέματος) καθώς επίσης τα πρόσθετα μόνιμα (επικαλύψεις, τοιχοπληρώσεις) και τα κινητά.

- ✓ I.B. σιδηροδοκού:  $g_s = A_s \cdot \gamma_s = 0,30 \text{ KN/m}$  (όπως στη φάση κατασκευής)
- ✓ I.B. σκυροδέματος:  $g_c = h_c \cdot \gamma_c = 0,13 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 3,25 \text{ KN/m}^2$
- ✓ I.B. χαλυβδόφυλλου:  $g_p = 0,125 \text{ KN/m}^2$  (όπως στη φάση κατασκευής)
- ✓ Πρόσθετα μόνιμα φορτία:  $g_{ADL} = 3,50 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Κινητά φορτία:  $q = 2,00 \text{ KN/m}^2$

Οπότε προκύπτει φορτίο σχεδιασμού:  $q_{Ed} = 1,35 \cdot (g_s + g_c + g_p) + 1,50 \cdot q = 21,97 \text{ KN/m}$

Και για αυτό το φορτίο προκύπτουν οι τιμές των εντατικών μεγεθών της δοκού:

$$M_{Ed} = q_{Ed} \cdot l^2 / 8 = 98,87 \text{ KNm} = 9887 \text{ KNcm}$$

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot l / 2 = 65,91 \text{ KN}$$

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ – ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ:

#### ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Για την κατάταξη της σύμμικτης διατομής και επειδή πρόκειται για αμφιέριστες δοκούς που υπόκεινται σε εγκάρσια φορτία αρκεί να ελέγξουμε τον κορμό σε κάμψη και το άνω πέλμα σε θλίψη.

- ✓ Κορμός:  $c/t = 104 / 6 = 17,33 < 72 \cdot \epsilon = 58,32$  Κατηγορία1
- ✓ Πέλμα:  $c/t = [(160-6) / 2 - 15] / 9 = 6,89 < 9 \cdot \epsilon = 7,29$  Κατηγορία1

Από την κατάταξη η διατομή βγαίνει συνολικά κατηγορίας1 οπότε θα ακολουθηθεί πλαστική ανάλυση.

Ουσιαστικά πρόκειται για την ίδια διαδικασία που ακολουθήσαμε και για την κατάταξη της μεταλλικής διατομής. Θα υπήρχε διαφορά εφόσον μας είχε βγει κάποιο από τα μέλη κατηγορίας 3 ή 4. Τότε θα χρειαζόταν να ελέγξουμε τις αποστάσεις  $e_T$  και  $e_L$  των διατμητικών ήλων ώστε να κάνουμε την κατάταξη.

#### ○ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η διατμητική δύναμη  $V_{Ed}$  που υπολογίστηκε παραλαμβάνεται μόνο από τον κορμό της μεταλλικής δοκού και θα πρέπει σε κάθε θέση κατά μήκος της δοκού να μην προκύπτει μεγαλύτερη από την  $V_{pl,a,Rd}$ . Δηλαδή θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed} < V_{pl,a,Rd}$$

όπου για την  $V_{pl,Rd}$  ισχύει:

$$V_{pl,a,Rd} = [A_v * (f_{yk} / \sqrt{3})] / \gamma_{Mo} = 470,02 \text{ KN}$$

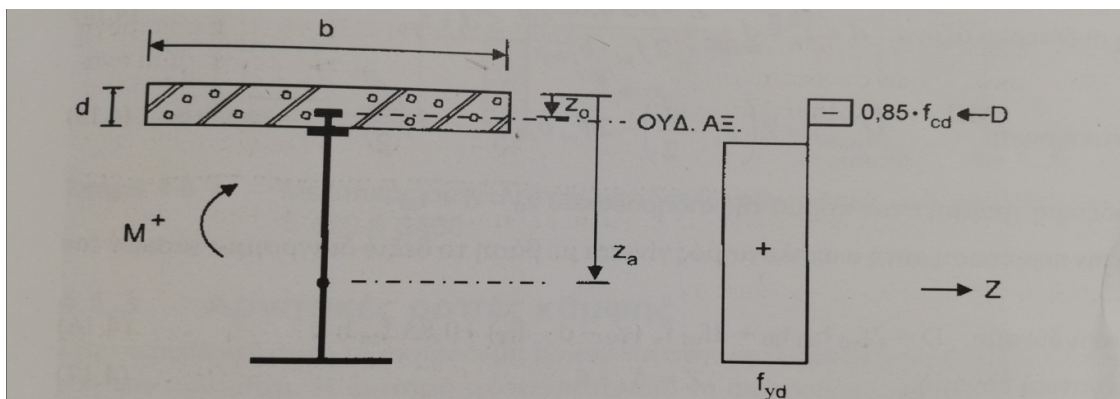
Όπου: -  $A_v = A - 2*b*t_f + (t_w + 2*r) * t_f = 13,24 \text{ cm}^2$ , είναι το εμβαδόν του κορμού  
 -  $h_w/t_w = 104/6 = 17,33 < 72*\epsilon = 58,32$  προϋπόθεση **OK**

Οπότε:  $V_{Ed} = 65,91 \text{ KN} < V_{pl,a,Rd} 470,02 = \text{KN}$  **OK**

Προκύπτει **βαθμός εκμετάλλευσης: 0,14**

#### ○ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

Η αναπτυσσόμενη ροπή κάμψης  $M_{Ed}$  που υπολογίστηκε θα πρέπει σε κάθε θέση κατά μήκος της δοκού να μην προκύπτει μεγαλύτερη από την  $M_{pl,Rd}^+$ . Για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής διακρίνονται τρεις περιπτώσεις σχετικά με τη θέση του ουδέτερου άξονα. Εμείς θα θεωρήσουμε ότι βρίσκεται εντός της πλάκας του σκυροδέματος που είναι και η συνηθέστερη περίπτωση:



Σχήμα 2.9 Κατανομή τάσεων σε διατομή με συμπαγή πλάκα για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας στην πλάκα.

Θλιπτική δύναμη:  $D = b * z_0 * 0,85 * f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_a * f_{yd}$

Θέση ουδέτερου άξονα:  $D = Z \rightarrow z_0 = (A_a * f_{yd}) / (b * 0,85 * f_{cd})$

Πλαστική ροπή:  $M_{pl,Rd}^+ = Z * (z_a - z_0/2) = A_a * f_{yd} * (z_a - z_0/2) = 16165 \text{ KNcm}$

Οπότε:  $M_{Ed} = 9887 \text{ KNcm} < M_{pl,Rd}^+ = 16165 \text{ KNcm}$  **OK**

Προκύπτει **βαθμός εκμετάλλευσης:** 0,61

Άρα η υπόθεση που κάναμε ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται μέσα στην πλάκα σκυροδέματος ήταν σωστή και από τη στιγμή που δε χρειάζεται υπολογισμός του πλευρικού λυγισμού, σημαίνει ότι όλοι οι έλεγχοι για τη διατομή ολοκληρώθηκαν και η διατομή επαρκεί.

Οι ίδιοι έλεγχοι εκτελέστηκαν για όλες τις δοκούς με το πρόγραμμα ABC και προέκυψαν οι διατομές που θα παρουσιαστούν στα ακόλουθα σχέδια.

Προτιμήθηκαν οι πλατύπελμες HEA διατομές και όχι οι υψίκορμες IPE, διότι παρατηρήθηκε ότι αν τοποθετούσαμε IPE με περίπου ίδιο εμβαδόν με τις πλατύπελμες ο έλεγχος του πλευρικού λυγισμού στη φάση κατασκευής δεν ικανοποιούταν και για να ικανοποιηθεί θα έπρεπε να προβλεφθεί πλευρική εξασφάλιση στο μέσο του κάτι που θα αύξανε το κόστος κατασκευής. Παρόλα αυτά οι υπόλοιποι έλεγχοι δεν παρουσίαζαν κάποιο πρόβλημα.

Το φορτίο της σκάλας προστέθηκε ως γραμμικό κατανεμημένο στις κύριες δοκούς κατά Χ, θεωρώντας φορτίο  $q = 2,00 \text{ KN/m}^2$  όπως όριζε ο κανονισμός. Για να είχε υπολογιστεί με μεγαλύτερη ακρίβεια θα έπρεπε να είχαν υπολογιστεί τα σημεία που θα πατάει ο σκελετός της σκάλας και σε εκείνα τα σημεία πάνω στις δοκούς να είχε περαστεί ως συγκεντρωμένο φορτίο.

Σημειώνεται επίσης ότι για τις κύριες δοκούς κατά Χ, τα φορτία περάστηκαν ως συγκεντρωμένα στα σημεία που στηρίζονται οι δευτερεύουσες δοκοί πάνω σε αυτές. Δηλαδή τα φορτία που υπολογίστηκαν παραπάνω, περάστηκαν στις δευτερεύουσες δοκούς ως γραμμικά κατανεμημένα και για να περαστούν στις κύριες δοκούς χρειάστηκε να υπολογιστούν οι αντιδράσεις των δευτερευουσών στα σημεία στήριξης με τις κύριες και έτσι να ληφθούν υπόψη.

Οι διατομές που προέκυψαν όπως φαίνεται και παρακάτω ήταν για τις διαδοκίδες-δευτερεύουσες δοκούς από HEA140-HEA220 ενώ για τις κύριες από HEA160-HEA240.

Στην οροφή του 4<sup>ου</sup> ορόφου παρατηρείται αύξηση των διατομών και αυτό γιατί προβλέπονται χώροι που λογίζονται ως μπαλκόνια.





Σχήμα 2.10 ΔΟΚΟΙ ΟΡΟΦΗΣ ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ



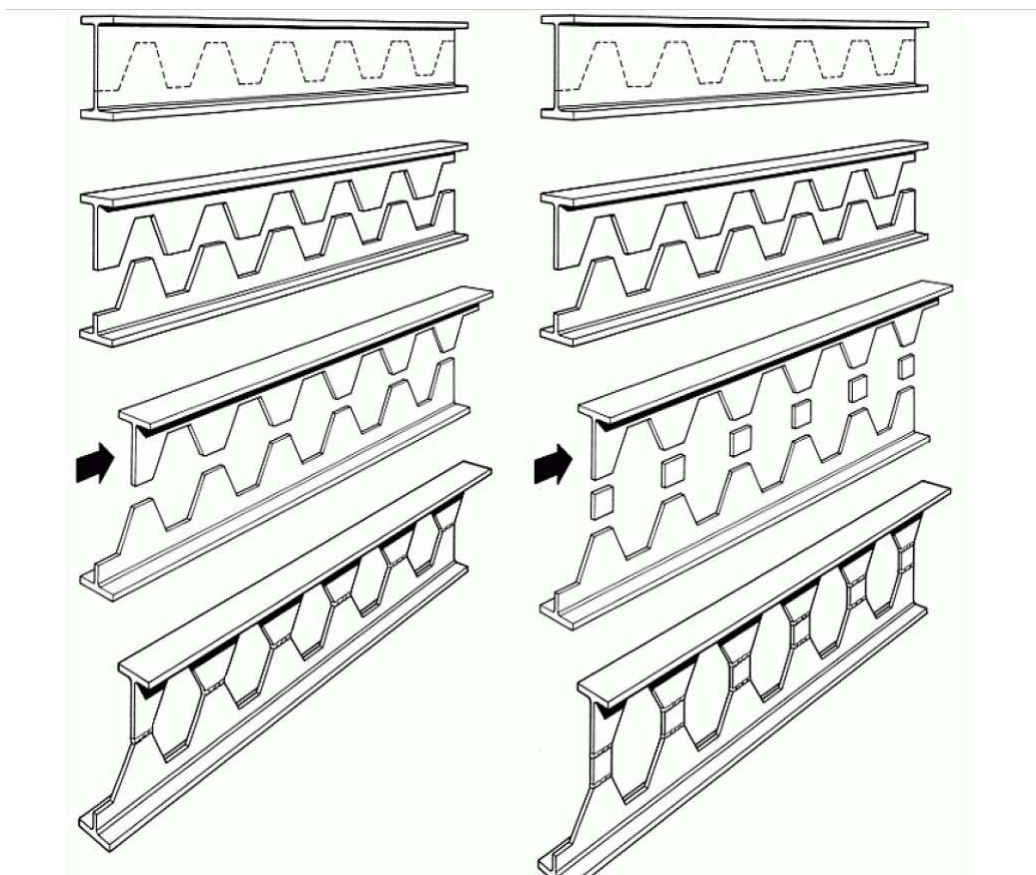
Σχήμα 2.11 ΔΟΚΟΙ ΟΡΟΦΗΣ 4<sup>ΟΥ</sup> ΟΡΟΦΟΥ

## 3 ΔΟΚΟΙ ΜΕ ΚΥΚΛΙΚΑ ΔΙΑΚΕΝΑ ΚΟΡΜΟΥ

### 3.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Στον ανώτερο (5°) όροφο του κτιρίου προβλέπεται να υπάρχει εστιατόριο το οποίο θα εξυπηρετεί τους εργαζόμενους. Αποφασίστηκε να υπάρχει επαρκής χώρος για τη στέγαση του οπότε επιλέχθηκε να τοποθετηθούν δοκοί με διάκενα στον κορμό τους (κυψελωτές δοκοί). Τα πλεονεκτήματα αυτών των δοκών είναι ότι μπορούν να γεφυρώσουν μεγαλύτερα ανοίγματα από τα συνήθη –άρα να μειωθούν και τα απαιτούμενα ενδιάμεσα υποστυλώματα και να κερδηθεί χώρος-, ενώ λόγω των κενών στον κορμό τους μπορεί να περάσει από εκεί μηχανολογικός εξοπλισμός.

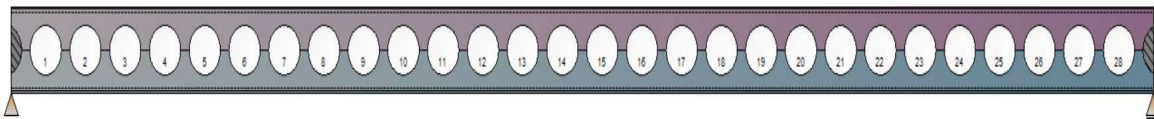
Η συνήθης μέθοδος κατασκευής αυτών των δοκών είναι να έχουμε μία αρχική πρότυπη ελατή διατομή θερμής έλασης η οποία να κόβεται σε ένα σημείο του κορμού της και τα δύο κομμάτια μορφής T που προκύπτουν να επανατοποθετούνται και συγκολλούνται εκ νέου ώστε να δημιουργήσουν τα αναμενόμενα διάκενα. Οι διατομές που προκύπτουν έχουν μικρότερο ίδιο βάρος και μεγαλύτερο ύψος.



Σχήμα 3.1 ΤΡΟΠΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΔΟΚΩΝ ΜΕ ΔΙΑΚΕΝΑ ΚΟΡΜΟΥ

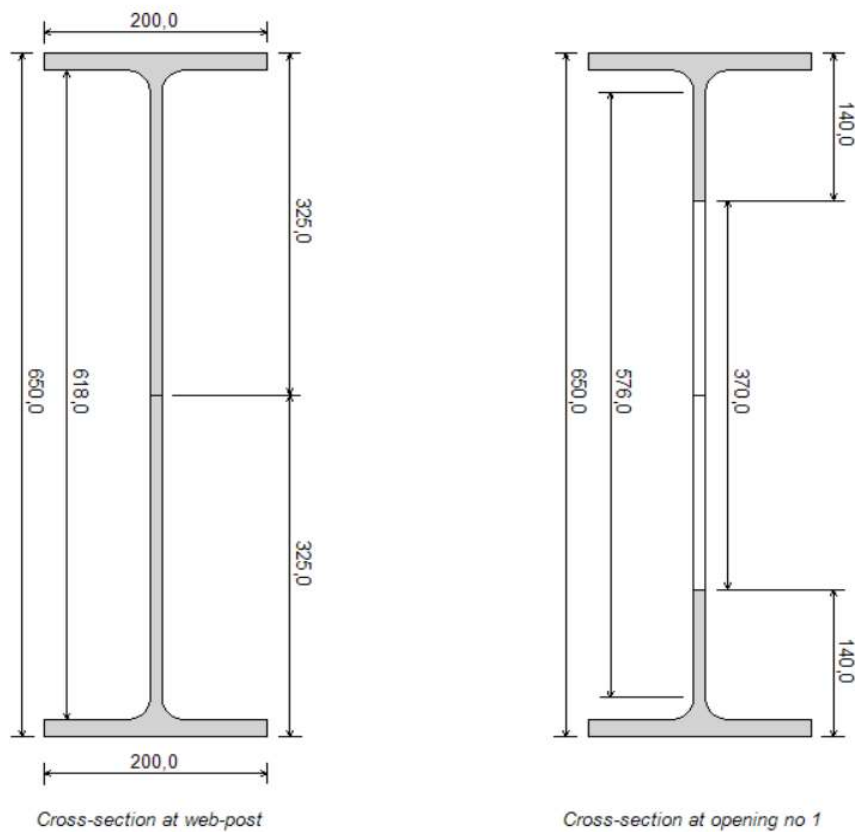
Στην παρούσα διπλωματική για τις κυψελωτές δοκούς του τελευταίου ορόφου επιλέχθηκαν διατομές IPE500 με συνολικό ύψος 650mm. Αυτές οι δοκοί θα κληθούν να καλύψουν άνοιγμα 13,50m και να παραλάβουν τα φορτία της οροφής. Επαναλαμβάνονται ανά 3,00m οπότε το πλάτος επιρροής τους είναι 3,00m. Μερικά από τα στοιχεία των διάκενων είναι: η διάμετρος τους που ισούται με  $a_0 = 370\text{mm}$ , η απόσταση μεταξύ των διάκενων που ισούται με  $w = 100\text{mm}$ . Προβλέπεται για τα 13,50m να υπάρξουν 28 διάκενα κατά μήκος του κορμού με τα χαρακτηριστικά που αναφέρθηκαν.

Η κατά μήκος τομή της δοκού θα μοιάζει όπως στην ακόλουθη εικόνα:



Σχήμα 3.2 Κατά μήκος τομή δοκού

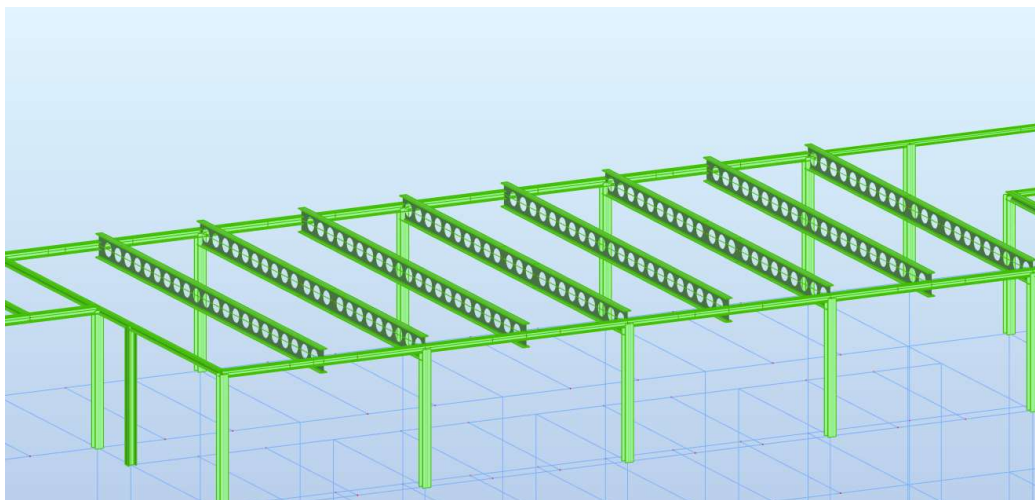
Ενώ η διατομή της στην θέση πλήρους διατομής αλλά και στη θέση των διάκενων θα έχει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:



Σχήμα 3.3 Διατομή δοκού α) συμπαγής και β) σε θέση με διάκενο

### 3.2 ΕΝΤΑΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΟΚΩΝ

Όπως αναφέρθηκε για τις κυψελωτές δοκούς πρόκειται να καλύπτουν άνοιγμα 13,50m, να έχουν πλάτος επιρροής 3,00m και να αποτελούνται από IPE500 και στην άνω διατομή T και στην κάτω διατομή T. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι S355. Οι δοκοί είναι αμφιέριστες και θεωρούμε ότι λειτουργούν χωρίς τη συνεισφορά του σκυροδέματος, δηλαδή ότι λειτουργούν ως αμιγώς μεταλλικές.



Σχήμα 3.4 Τρισδιάστατη απεικόνιση κυψελωτών δοκών

Τα φορτία που ασκούνται σε κάθε μία δοκό είναι:

- ✓ I.B. δοκού:  $g_s = 0,85 \text{ KN/m}$
- ✓ Πρόσθετα μόνιμα:  $g_{\pi\rho} = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Μηχανολογικός εξοπλισμός στέγης:  $g_{\mu\eta\chi} = 5,00 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Κινητό φορτίο βατής στέγης:  $q = 2,00 \text{ KN/m}^2$

Για τα φορτία αυτά προκύπτουν:

- ✓  $q_{Ed} = 40,50 \text{ KN/m}$
- ✓  $M_{Ed} = 923,15 \text{ KNm}$
- ✓  $V_{Ed} = 273,52 \text{ KN}$

### 3.3 ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΟΙ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ

Οι δοκοί διαστασιολογήθηκαν με το πρόγραμμα ACB της ArcelorMittal. Εκεί αρχικά έπρεπε να επιλεγούν από το μηχανικό ορισμένα γεωμετρικά στοιχεία για τη μορφολογία των διάκενων, τα οποία μας επηρεάζουν στον υπολογισμό των αντοχών της δοκού. Το πρόγραμμα ζητάει να εισάγουμε εμείς τη διάμετρο των διάκενων και την απόσταση μεταξύ των γειτονικών διάκενων και τα υπόλοιπα τα υπολογίζει αυτόματα.

Για τη διατομή IPE500 που επιλέξαμε και για διάμετρο κενών  $a_0 = 370\text{mm}$  και απόσταση μεταξύ γειτονικών διάκενων  $w = 100\text{mm}$  και για συνολικό ύψος διατομής  $h = 650\text{mm}$  προκύπτουν:

- Πλάτος διατομής:  $b = 200\text{ mm}$
- Πάχος πέλματος:  $t_f = 16\text{ mm}$
- Ύψος κορμού :  $h_w = 618\text{ mm}$
- Πάχος κορμού:  $t_w = 10,2\text{ mm}$
- Ακτίνα συναρμογής:  $r = 21\text{ mm}$
- Απόσταση κέντρων γειτονικών οπών:  $e = 470\text{ mm}$
- Απόσταση ακραίου διάκενου:  $s_e = 220\text{ mm}$
- Εμβαδόν διατομής:  $A = 130,80\text{ cm}^2$
- Ροπή αδρανείας  $I_y$ :  $I_y = 83590\text{ cm}^4$
- Ροπή αδρανείας  $I_z$ :  $I_z = 2139\text{ cm}^4$
- Ύψος ισοδύναμου ορθογωνίου διάκενου:  $d_{\text{eff}} = 0,9 * a_0 = 333\text{ mm}$
- Μήκος ισοδύναμου ορθογωνίου διάκενου:  $l_{\text{eff}} = 0,45 * a_0 = 166,5\text{ mm}$
- Εμβαδόν διατομής T:  $A_T = (A - d_{\text{eff}} * t_w) / 2 = 48,42\text{ cm}^2$
- Ύψος διατομής T:  $h_T = (h - d_{\text{eff}}) / 2 = 158,5\text{ mm}$
- Ύψος κορμού διατομής T:  $h_{w,T} = d_t = d_b = h_T - t_f = 142,5\text{ mm}$
- Ενεργό μήκος διατομής T σε ένα διάκενο:  $l_t = 0,7 * a_0 = 259\text{ mm}$
- Ύψος ελαστικού άξονα διατομής T από εξωτερική ίνα:  

$$z_{\text{el}} = [ b_f * (t_f^2 / 2) + (t_f + h_{w,T} / 2) * h_{w,T} * t_w ] / A_T = 31,48\text{ mm}$$
- Ενεργό ύψος μεταξύ ουδ. Αξόνων διατομών T:  $h_{\text{eff}} = h - 2 * z_{\text{el}} = 587,04\text{ mm}$

Υπάρχουν τρεις γεωμετρικοί περιορισμοί όπως αυτοί ορίζονται από EN1993 – 1 – 13. Ειδικότερα για τα κυκλικά διάκενα ορίζονται οι ακόλουθοι περιορισμοί:

- ✓  $a_0 < 0,75 * h$
- ✓  $d_t, d_b > \max \{ r + 10\text{ mm} ; 30\text{ mm} \}$
- ✓  $w > 0,1 * a_0$

Στην περίπτωση μας ικανοποιούνται και οι τρεις αφού:

- ✓  $a_0 = 370\text{ mm} < 0,75 * h = 487,5\text{ mm}$  OK
- ✓  $d_t, d_b = 142,5\text{ mm} > \max \{ r + 10\text{ mm} ; 30\text{ mm} \} = 31\text{ mm}$  OK
- ✓  $w = 100\text{mm} > 0,1 * a_0 = 37\text{ mm}$  OK

### 3.4 ΚΑΤΗΓΟΡΙΟΠΟΙΗΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Η κατηγοριοποίηση της διατομής του **πέλματος** θα γίνει σύμφωνα με τον EN1993-1-1 και τον Πίνακα 5.2β, με τον γνωστό τρόπο:

- $c = 73,9 \text{ mm}$
- $c/t_f = 73,9 / 16 = 4,62 < 9 * \epsilon = 7,29$

Άρα υπαγόμαστε στην Κατηγορία 1 για το πέλμα της διατομής.

Για την κατηγοριοποίηση της **άνω T διατομής** χρειάζεται να γίνει ο έλεγχος:

- $l_t = 259 \text{ mm} < 32 * \epsilon * t_w = 264,38 \text{ mm}$  OK

Στην περίπτωση όπου αυτός ο έλεγχος επαρκεί τότε είμαστε στην Κατηγορία 2 για το άνω T της διατομής.

Για την κατηγοριοποίηση της **κάτω T διατομής** χρειάζεται να γίνει ο έλεγχος:

$$N_{Ed} / (A_{w,bT} * f_{yd}) > 1 - (20 * \epsilon * t_w^2) / A_{w,bT}$$

ο οποίος αν ισχύει τότε υπαγόμαστε στην Κατηγορία 2.

όπου:  $N_{Ed} = M_{Ed} / (h_{eff} + z_{el}) = 1492,5 \text{ KN}$  και  $A_{w,bT} = 1540,2 \text{ mm}^2$

Ο παραπάνω έλεγχος επαρκεί οπότε το κάτω T της διατομής είναι Κατηγορία 2.

Άρα τελικά η διατομή μας είναι **Κατηγορία 2**.

### 3.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ ΚΑΨΗΣ

Η αντοχή σε εφελκυστική αντοχή της κάτω T διατομής δίνεται από τη σχέση:

$$N_{bT,Rd} = A_T * f_y / \gamma_{M0} = 1718,9 \text{ KN}$$

Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται στην άνω διατομή T και έτσι η πλαστική αντοχή σε κάμψη δίνεται από τη σχέση:

$$M_{c,Rd} = N_{bT,Rd} * h_{eff} = 1009,1 \text{ KNm}$$

- $M_{Ed} / M_{c,Rd} = 923,15 / 1009,1 = 0,91 < 1$  OK

### 3.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Ο έλεγχος θα γίνει στο πλησιέστερο διάκενο στην στήριξη για το οποίο θεωρούμε ότι παίρνει τα εντατικά μεγέθη της στήριξης. Η συνολική αντοχή σε διάτμηση προκύπτει από το άθροισμα των αντοχών των δύο διατομών T σε διάτμηση. Αυτές προκύπτουν ίσες αφού γεωμετρικά είναι ίδια τα δύο T και προκύπτουν από τη σχέση:

$$V_{Rd} = V_{t,Rd} + V_{b,Rd} = 725,66 \text{ KN}$$

$$\text{όπου: } V_{t,Rd} = V_{b,Rd} = A_v * f_y / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}) = 362,83 \text{ KN}$$

$$A_v = A_{T,vpl} - b_f * t_f + (2 * r + t_w) * t_f * 0,5 = 1770,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{T,vpl} = (A - h_0 * t_w) / 2 = 4552,4 \text{ mm}^2$$

Ο έλεγχος που γίνεται είναι ο ακόλουθος:

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 273,53 / 725,66 = 0,38 < 1,00 \quad \mathbf{OK}$$

### 3.7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ T

Η διατμητική δύναμη  $V_{Ed}$  θεωρούμε ότι διαμοιράζεται στις δύο διατομές T. Επίσης, το πάχος του κορμού δεν χρειάζεται να απομειωθεί κατά τον προσδιορισμό της πλαστικής αντοχής σε κάμψη επειδή η μισή τέμνουσα σε κάθε διατομή ( 136,8 KN) δεν ξεπερνά σε καμία διατομή την μισή αντοχή σε τέμνουσα ( 181,4 KN). Ο τρόπος για να υπολογίσουμε την πλαστική αντοχή σε κάμψη μιας μη ενισχυμένης διατομής T για απουσία αξονικής και διατμητικής δύναμης είναι:

$$M_{pl,Rd} = A_{w,T} * f_y * (0,5 * h_{w,T} * t_f + z_{pl}) / \gamma_{M0} + A_f * f_y * (0,5 * t_f - z_{pl} + z_{pl}^2 / 2) / \gamma_{M0}$$

$$\text{όπου: } z_{pl} = (A_f + A_{w,T}) / 2 * b_f = 11,57 \text{ mm}$$

$$\text{Οπότε προκύπτει: } M_{pl,Rd} = 43,81 \text{ KNm}$$

Η πλαστική αντοχή της κάτω διατομής απομειώνεται λόγω παρουσίας αξονικής δύναμης σύμφωνα με τον τύπο:

$$M_{b,N,T,Rd} = M_{pl,Rd} * \{ 1 - ( N_{Ed} / N_{pl,Rd} )^2 \} = 18,76 \text{ KNm}$$

Η πλαστική αντοχή της άνω διατομής T δεν χρειάζεται να απομειωθεί λόγω παρουσίας αξονικής δύναμης, οπότε:

$$M_{t,N,T,Rd} = M_{pl,Rd} = 43,81 \text{ KNm}$$

Ο έλεγχος για την επάρκεια της αντοχής σε κάμψη Vierendeel προκύπτει:

$$V_{Ed} * I_e / ( 2 * M_{t,N,T,Rd} + 2 * M_{b,N,T,Rd} ) < 1,00$$

$$\rightarrow \quad 0,36 < 1,00 \quad \mathbf{OK}$$

### 3.8 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΣΥΜΠΑΓΩΝ ΤΜΗΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η μέγιστη διατμητική δύναμη του συμπαγούς τμήματος του κορμού δεν ισούται με τη μέγιστη της δοκού, αλλά με αυτή που αναπτύσσεται στο συμπαγές τμήμα του κορμού ανάμεσα στο 1<sup>ο</sup> και 2<sup>ο</sup> διάκενο.

$$V_{Ed} = V_{max} - q_d * (s_e + h_o + s_o/2)$$

Η οριζόντια διατμητική δύναμη του συμπαγούς τμήματος του κορμού ισούται με το μέγιστο των:

$$V_{wp,Ed1} = V_{Ed} * s / (h_{eff} + z_{el}) \quad \text{και} \quad V_{wp,Ed2} = V_{Ed} * s / h_{eff}$$

Τελικά η θλιπτική τάση που ενεργεί στο συμπαγές τμήμα του κορμού οφείλεται σε αυτήν την οριζόντια διατμητική δύναμη και δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma_{wp,Ed} = V_{wp,Ed} / s_o * t_w$$

Στη δική μας περίπτωση με εφαρμογή των παραπάνω σχέσεων προκύπτουν:

- $V_{Ed} = 247,61 \text{ KN}$
- $V_{wp,Ed} = 198,24 \text{ KN}$
- $\sigma_{wp,Ed} = 194.356 \text{ KN/m}^2$

Ο έλεγχος επάρκειας που πραγματοποιείται είναι :

$$\sigma_{wp,Ed} = 194.356 \text{ KN/m}^2 < 0,577 * f_y = 204.835 \text{ KN/m}^2$$

βαθμός εκμετάλλευσης: 0,95 **OK**

### 3.9 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΣΥΜΠΑΓΩΝ ΤΜΗΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

Η αντοχή σε θλιπτική τάση  $\sigma_{b,wp,Rd}$  ισούται με  $\chi_{wp} * f_y / \gamma_{M1}$ . Για τον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή  $\chi_{wp}$  του συμπαγούς τμήματος του κορμού πρέπει να προσδιοριστεί η ανηγμένη λυγηρότητα της διατομής. Για την περίπτωση πολλαπλών κυκλικών διάκενων ισχύει:

$$\lambda = 1.75 * \{ s_{o,eff}^2 + h_o^2 \} / ( t_w * \lambda_1 )$$

$$\text{όπου: } \lambda_1 = \pi * \sqrt{E/f_y}$$

$$\text{και } s_{o,eff} = s_o = 100 \text{ mm}$$

Για πρότυπες ελατές διατομές η καμπύλη λυγισμού είναι η b με συντελεστή ατελειών  $\alpha = 0,34$  και ακολούθως παίρνουμε:



$$\Phi = 0,5 * \{ 1 + \alpha * (\lambda - 0,2) + \lambda^2 \}$$

$$\chi_{wp} = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2})$$

$$\sigma_{b,wp,Rd} = \chi_{wp} * f_y / \gamma_{M1}$$

Στην περίπτωση μας προκύπτουν:

- $\lambda_1 = 76$
- $\lambda = 0,98$
- $\Phi = 1,12$
- $\chi_{wp} = 0,61$
- $\sigma_{b,wp,Rd} = 216.550 \text{ KN/m}^2$

Ο έλεγχος επάρκειας που πραγματοποιείται είναι :

$$\sigma_{wp,Ed} = 194.356 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{b,wp,Rd} = 216.550 \text{ KN/m}^2$$

βαθμός εκμετάλλευσης: 0,90 **OK**

### 3.10 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΑΚΡΑΙΩΝ ΣΥΜΠΑΓΩΝ ΤΜΗΜΑΤΩΝ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η μέγιστη διατμητική δύναμη του ακραίου συμπαγούς τμήματος κορμού ισούται με τη μέγιστη διατμητική δύναμη της δοκού στη στήριξη  $V_{Ed} = 273,53 \text{ KN}$ . Η οριζόντια διατμητική δύναμη ακραίου συμπαγούς τμήματος του κορμού ισούται με το μέγιστο των παρακάτω:

$$V_{wp,Ed,1} = V_{Ed} * s / (h_{eff} + z_{el}) = 207,85 \text{ KN}$$

Και  $\rightarrow V_{wp,Ed} = 219,00 \text{ KN}$

$$V_{wp,Ed,2} = V_{Ed} * s / h_{eff} = 219,00 \text{ KN}$$

Οπότε:  $\sigma_{wp,Ed} = V_{wp,Ed} / (s_e * t_w) = 97.590 \text{ KN/m}^2$

Ο έλεγχος επάρκειας που πραγματοποιείται είναι :

$$\sigma_{wp,Ed} = 97.590 \text{ KN/m}^2 < 0,577 * f_y = 204.835 \text{ KN/m}^2$$

βαθμός εκμετάλλευσης: 0,48 **OK**

### 3.11 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΚΡΑΙΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΣΥΜΠΑΓΟΥΣ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

Η αντοχή σε θλιπτική τάση  $\sigma_{b,wp,Rd}$  ισούται με  $\chi_{wp} * f_y / \gamma_{M1}$ . Για τον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή  $\chi_{wp}$  του συμπαγούς τμήματος του κορμού πρέπει να προσδιοριστεί η ανηγμένη λυγηρότητα της διατομής. Για την περίπτωση πολλαπλών κυκλικών διάκενων ισχύει:

$$\lambda = 1.75 * \{ s_{e,eff}^2 + h_o^2 \} / ( t_w * \lambda_1 )$$

$$\text{όπου: } \lambda_1 = \pi * \sqrt{E/f_y}$$

$$\text{και } s_{e,eff} = s_e = 220 \text{ mm}$$

Για πρότυπες ελατές διατομές η καμπύλη λυγισμού είναι η b με συντελεστή ατελειών  $\alpha = 0,34$  και ακολούθως παίρνουμε:

$$\Phi = 0,5 * \{ 1 + \alpha * (\lambda - 0,2) + \lambda^2 \}$$

$$\chi_{wp} = 1 / ( \Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2} )$$

$$\sigma_{b,wp,Rd} = \chi_{wp} * f_y / \gamma_{M1}$$

Στην περίπτωση μας προκύπτουν:

- $\lambda_1 = 76$
- $\lambda = 1,07$
- $\Phi = 1,22$
- $\chi_{wp} = 0,56$
- $\sigma_{b,wp,Rd} = 198.800 \text{ KN/m}^2$

Ο έλεγχος επάρκειας που πραγματοποιείται είναι :

$$\sigma_{wp,Ed} / \sigma_{b,wp,Rd} < 1,00$$

βαθμός εκμετάλλευσης:      0,97                    **OK**

## 4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ

---

### 4.1 ΓΕΝΙΚΑ

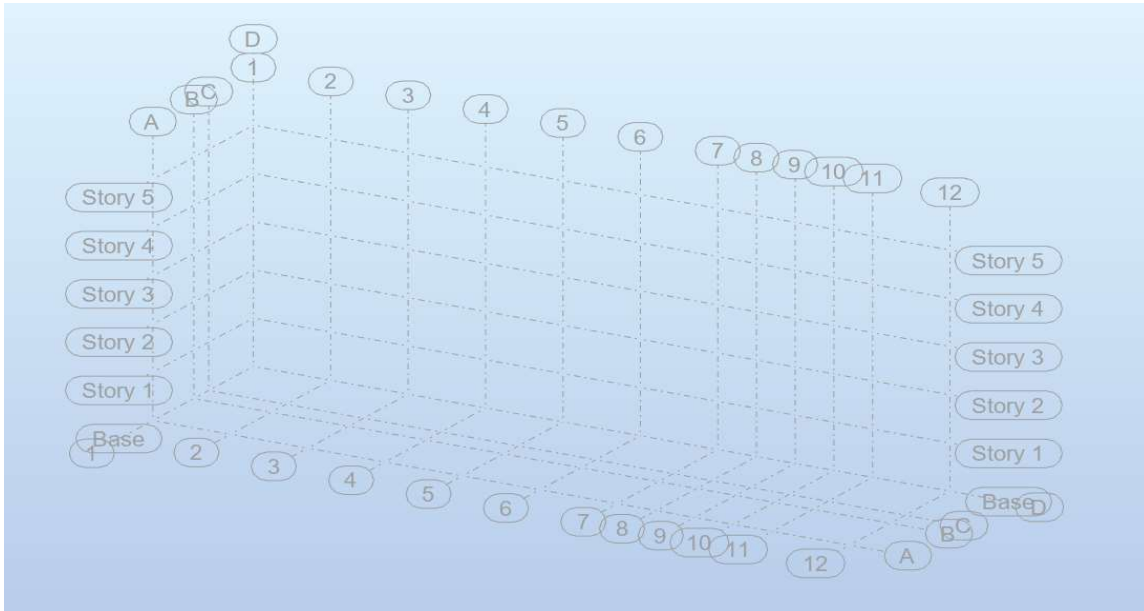
Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis. Το κτίριο προσομοιώνεται με ένα τρισδιάστατο μοντέλο που αποτελείται από γραμμικά στοιχεία και κόμβους. Τα κατακόρυφα φορτία που αναπτύσσονται εισάγονται ως ομοιόμορφα γραμμικά κατανομημένα στις δοκούς, ενώ τα φορτία του οριζόντιου ανέμου εισάγονται ως επιφανειακά στις επιφάνειες που καταπονούν μέσω της επιλογής claddings. Οι πλάκες σκυροδέματος που υπάρχουν σε κάθε όροφο θεωρείται ότι παρέχουν διαφραγματική λειτουργία, η οποία και προσομοιώνεται αναλόγως. Κατά την ανάλυση του προγράμματος υπολογίστηκε η ένταση που αναπτύσσεται στα υποστυλώματα και προέκυψε η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και των συνδέσεων, σύμφωνα και με τις απαιτήσεις του ικανοτικού-αντισεισμικού σχεδιασμού. Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών και σύμμικτων δοκών έγινε όπως είδαμε και στα προηγούμενα κεφάλαια με τη βοήθεια άλλων προγραμμάτων καθώς το Robot δεν έχει τη δυνατότητα να ελέγξει τα σύμμικτα στοιχεία.

Στη συνέχεια θα παρουσιαστεί ο τρόπος με τον οποίον προσομοιώθηκε ο κάρναβος, οι διατομές και οι φορτίσεις στο πρόγραμμα ώστε να πραγματοποιηθεί με ακρίβεια η προσομοίωση του ολικού φορέα.

### 4.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ ROBOT

#### 4.2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟΥ ΚΑΡΝΑΒΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

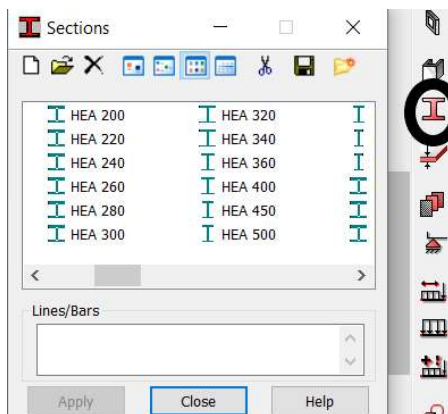
Σχεδιάζουμε στο λογισμικό τον τρισδιάστατο κάρναβο φέρνοντας άξονες κατά τις διευθύνσεις X και Y σε κάθε θέση όπου υπάρχει κάποιο δομικό στοιχείο. Επίσης, καθ' ύψος, φέρνουμε άξονες σε κάθε στάθμη ορόφου. Στα σημεία τομής των αξόνων δημιουργούνται κόμβοι τους οποίους ενώνουμε όταν θέλουμε να σχεδιάσουμε κάποιο γραμμικό μέλος, δοκό ή υποστύλωμα. Ως στάθμη ορόφου χρησιμοποιούμε τις μέσες γραμμές των πλακών. Ξεκινάμε έχοντας ως σημείο αναφοράς τη γραμμή του εδάφους και έτσι η στάθμη του 1<sup>ου</sup> ορόφου είναι στα +3,80 m, του 2<sup>ου</sup> ορόφου στα +7,60m, του 3<sup>ου</sup> στα 11,40m, του 4<sup>ου</sup> στα +15,20m και του 5<sup>ου</sup> στα 19,00m. Συνολικά στο κτίριο έχουν προσομοιωθεί 442 κόμβοι και 511 γραμμικά στοιχεία.



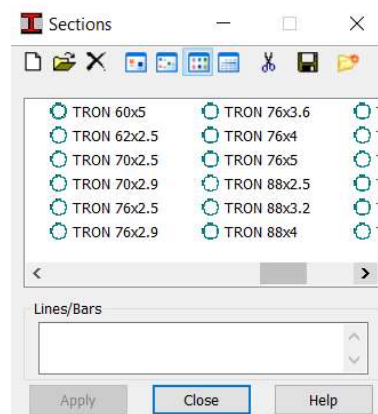
Σχήμα 4.1 ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟΣ ΚΑΝΝΑΒΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

#### 4.2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Το πρόγραμμα διαθέτει βιβλιοθήκες με αποθηκευμένες τις πρότυπες μεταλλικές διατομές. Η προσομοίωση των δοκών και των υποστυλωμάτων γίνεται με γραμμικά στοιχεία, εισάγοντας διατομές από τις βιβλιοθήκες και επιλέγοντας σε ποια θέση θα τοποθετηθεί η καθεμία. Οι διατομές που είναι ήδη γνωστές από πριν γιατί έχουν ήδη υπολογιστεί είναι αυτές των δοκών, οπότε και εισάγονται όσες έχουν υπολογιστεί. Για τις διατομές των υποστυλωμάτων εισάγονται από τις βιβλιοθήκες τυχαίες διατομές κατηγορίας HEA, HEB και για τα χιαστί τυχαίες διατομές κατηγορίας CHS διότι θέλουμε οι διατομές των χιαστί να είναι κυκλικές. Παρακάτω φαίνονται κάποιες από τις διατομές που εισήχθησαν στο πρόγραμμα.



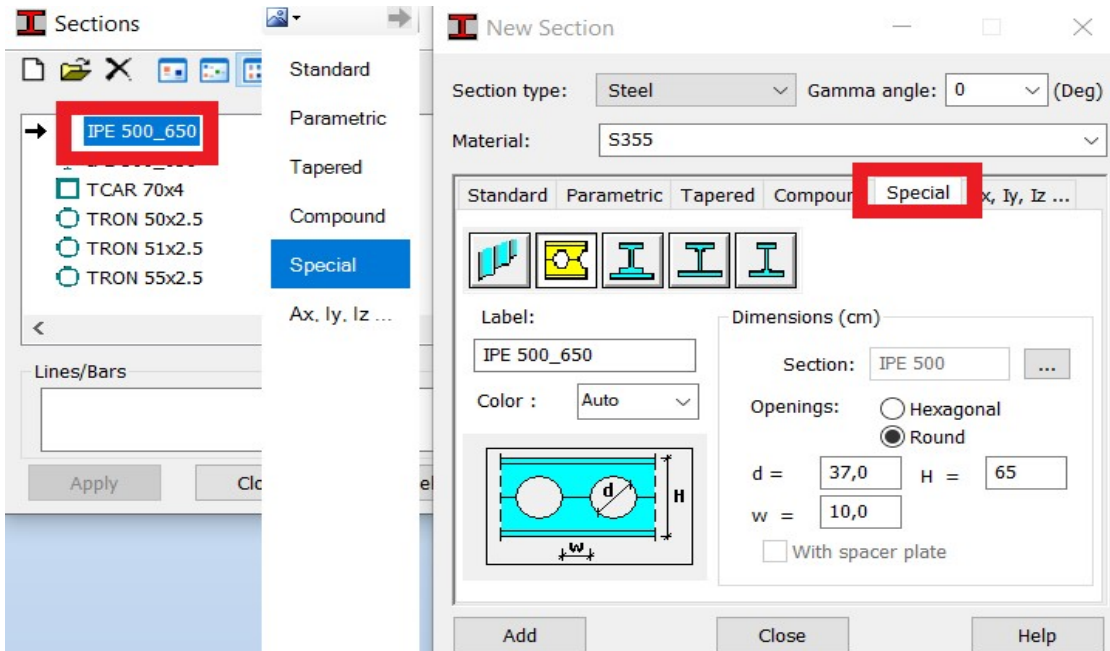
Σχήμα 4.2 Διατομές για δοκούς-υποστυλώματα



Σχήμα 4.3 Διατομές για συνδέσμους δυσκαμψίας

Οι κυψελωτές δοκοί (castellated beams) ορίζονται πάλι με τον ίδιο τρόπο, απλώς τις βρίσκουμε στην κατηγορία των διατομών στην καρτέλα “special” και για να τις ορίσουμε χρειάζεται να δώσουμε κάποια από τα χαρακτηριστικά τους που έχουμε υπολογίσει από το προηγούμενο κεφάλαιο, όπως:

- διάμετρος οπής:  $d = 370\text{mm}$
- απόσταση μεταξύ οπών:  $w = 100\text{mm}$
- συνολικό ύψος δοκού:  $H = 650\text{mm}$



Σχήμα 4.4 Διατομές κυψελωτών δοκών

#### 4.2.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

Για κάθε όροφο θεωρείται ότι οι πλάκες παρέχουν διαφραγματική λειτουργία. Οπότε πρέπει να οριστεί στο πρόγραμμα αυτό το διάφραγμα. Αυτό γίνεται με την εντολή “Rigid Links” από την καρτέλα “Geometry”. Ουσιαστικά φτιάχνουμε ένα νέο Rigid Link στο οποίο δηλώνουμε ποιους βαθμούς ελευθερίας θέλουμε να δεσμεύσουμε. Μόλις το φτιάξουμε, για να το περάσουμε στο μοντέλο, θα χρειαστεί να πάμε στην κάτοψη κάθε ορόφου και να ορίσουμε έναν κόμβο “αρχηγό” (master node) και να δηλώσουμε όλους τους άλλους κόμβους του ορόφου ως δευτερεύοντες (slave nodes) και για τους κόμβους αυτούς να επιβάλλουμε το Rigid Link που θα έχουμε δημιουργήσει. Για να οριστεί η διαφραγματική λειτουργία θα πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα για τους βαθμούς ελευθερίας.

$U_x$  : δεσμευμένος

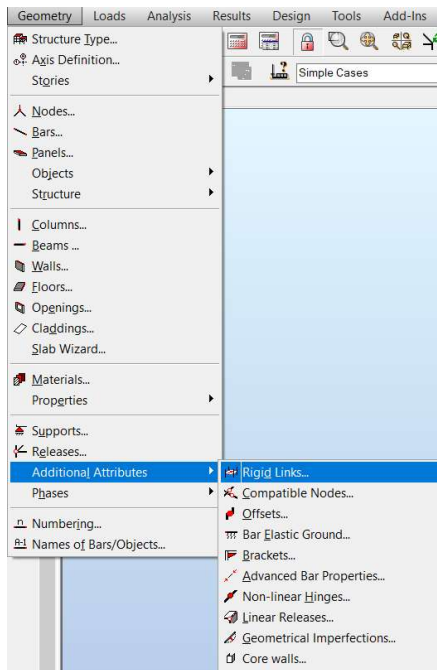
$U_y$  : δεσμευμένος

$U_z$  : ελεύθερος

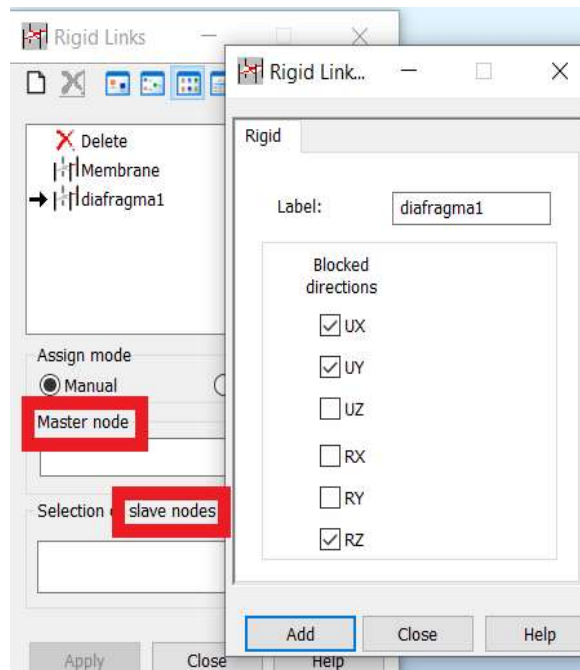
$R_x$  : ελεύθερος

$R_y$  : ελεύθερος

$R_z$ : δεσμευμένος



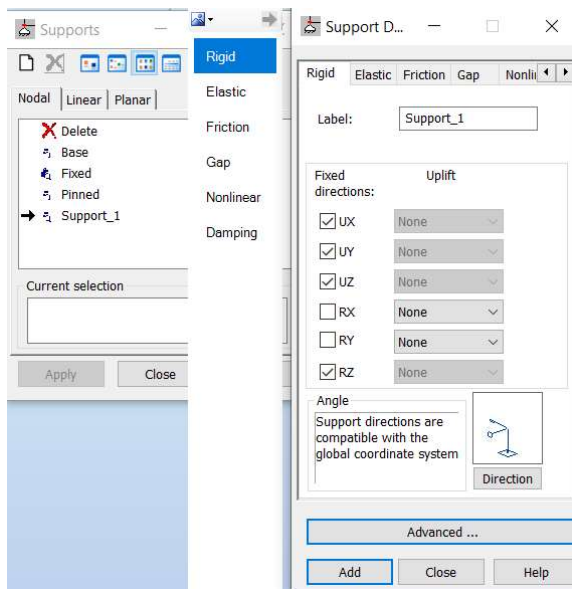
Σχήμα 4.5 Επιλογή Rigid Links



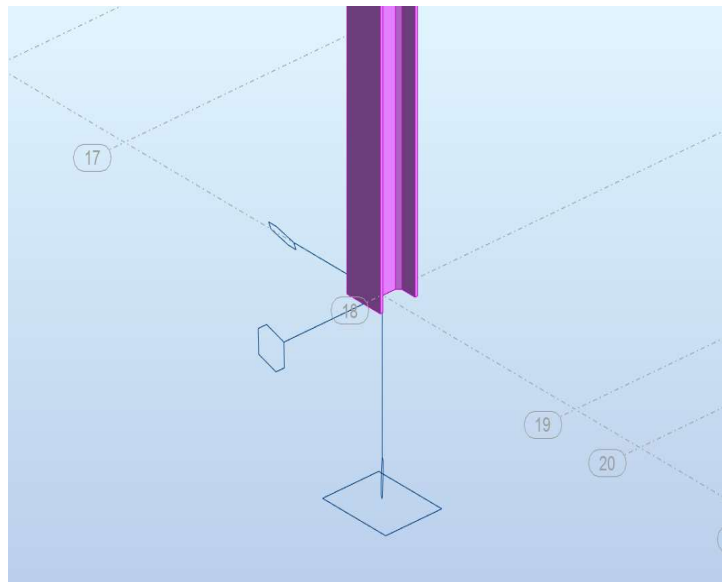
Σχήμα 4.6 Δημιουργία διαφράγματος

#### 4.2.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ

Ο φορέας μας επιλέγεται να είναι αρθρωτός στη βάση του. Η άρθρωση στο πρόγραμμα είναι καθορισμένη, ονομάζεται “rinned support” και δεσμεύει τους μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας αφήνοντας ελεύθερους όλους τους στροφικούς. Παρόλα αυτά και για λόγους που προέκυψαν κατά την ανάλυση επιλέχθηκε και ορίστηκε μία νέα στήριξη η οποία θα δεσμεύει και το στροφικό βαθμό ελευθερίας κατά Z, την οποία ονομάζουμε “support\_1”. Αυτήν εφαρμόσαμε σε όλα τα σημεία στήριξης επί του εδάφους.



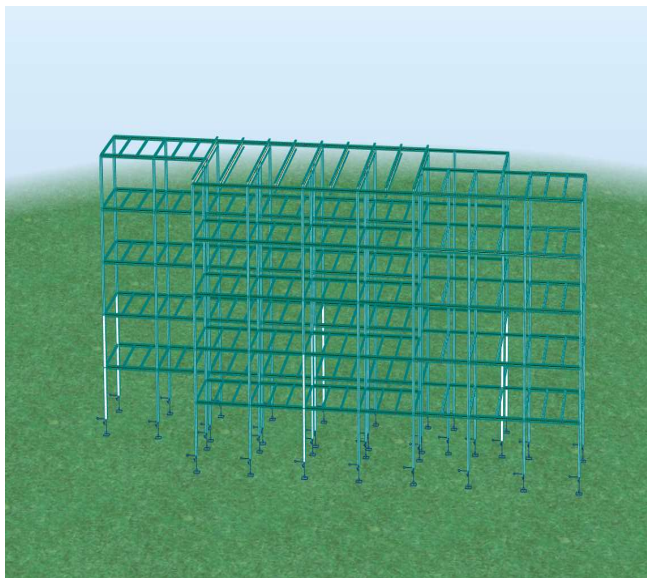
Σχήμα 4.7 Δημιουργία στήριξης



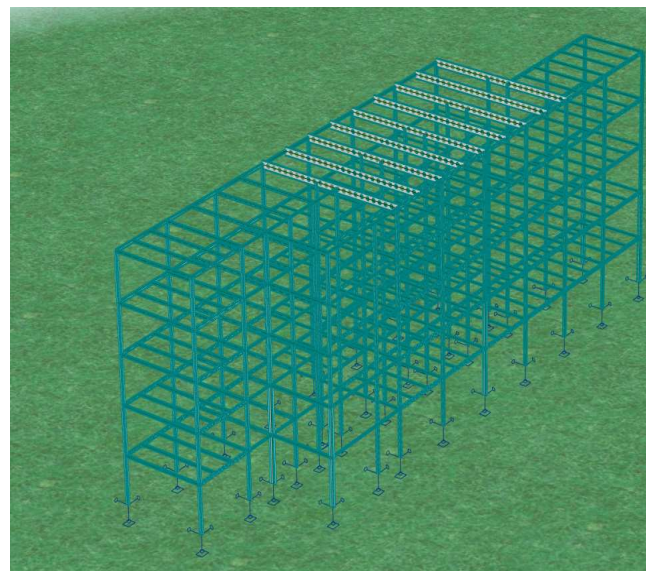
Σχήμα 4.8 Προσομοίωση στήριξης στο πρόγραμμα

#### 4.2.5 ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ

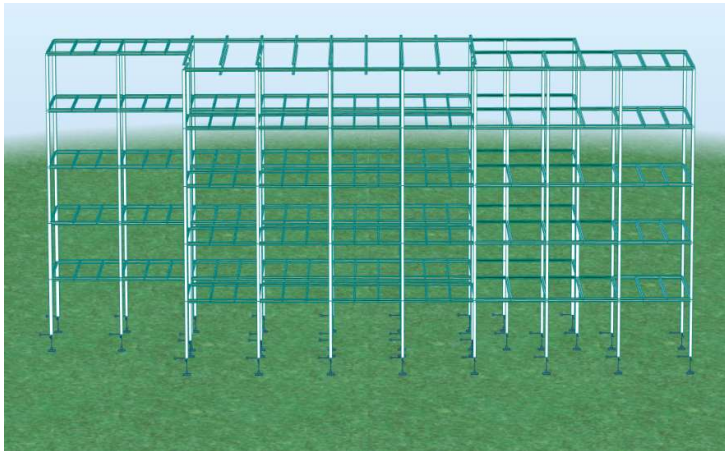
Εφ' όσον δημιουργήθηκε ο κάρναβος, περάστηκαν όλες οι διατομές για τα δομικά στοιχεία, μπήκε η διαφραγματική λειτουργία που παρέχουν οι πλάκες στις στάθμες των ορόφων και προσομοιώθηκαν οι στηρίξεις στο έδαφος, πλέον μπορεί να παρουσιαστεί στις ακόλουθες εικόνες με καλή ακρίβεια το τρισδιάστατο προσομοίωμα του συνολικού φορέα.



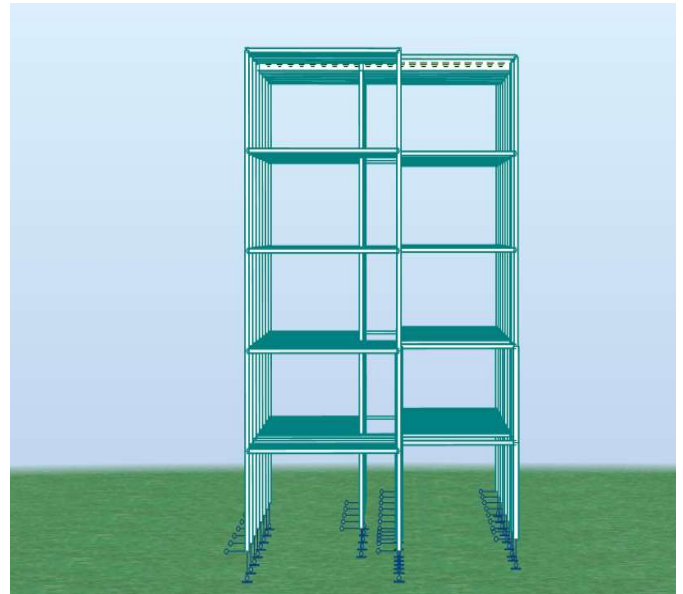
Σχήμα 4.9 Τρισδιάστατο προσομοίωμα φορέα



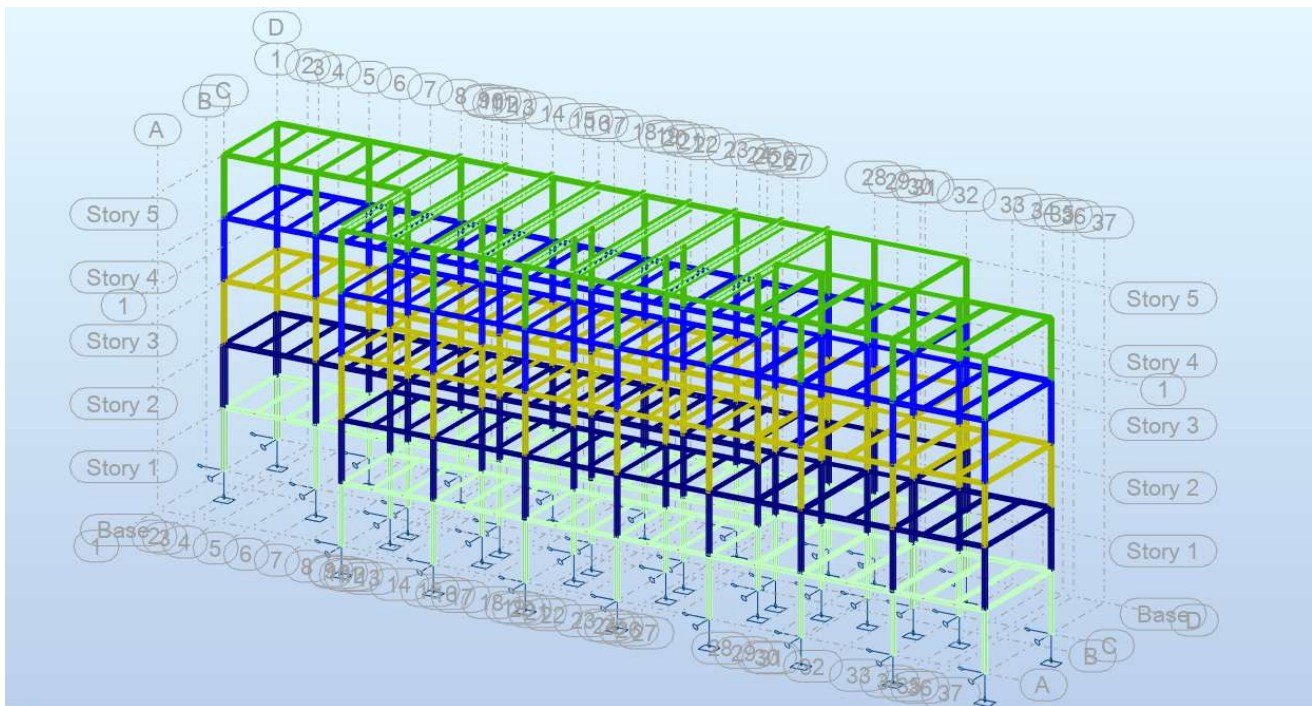
Σχήμα 4.10 Τρισδιάστατο προσομοίωμα φορέα



Σχήμα 4.11 ΟΨΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΧΖ



Σχήμα 4.12 ΟΨΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΥΖ



Σχήμα 4.13 ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΣΥΝΟΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ – ΜΕ ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ ΑΝΑΛΟΓΑ ΜΕ ΤΟΝ ΟΡΟΦΟ (STORIES)

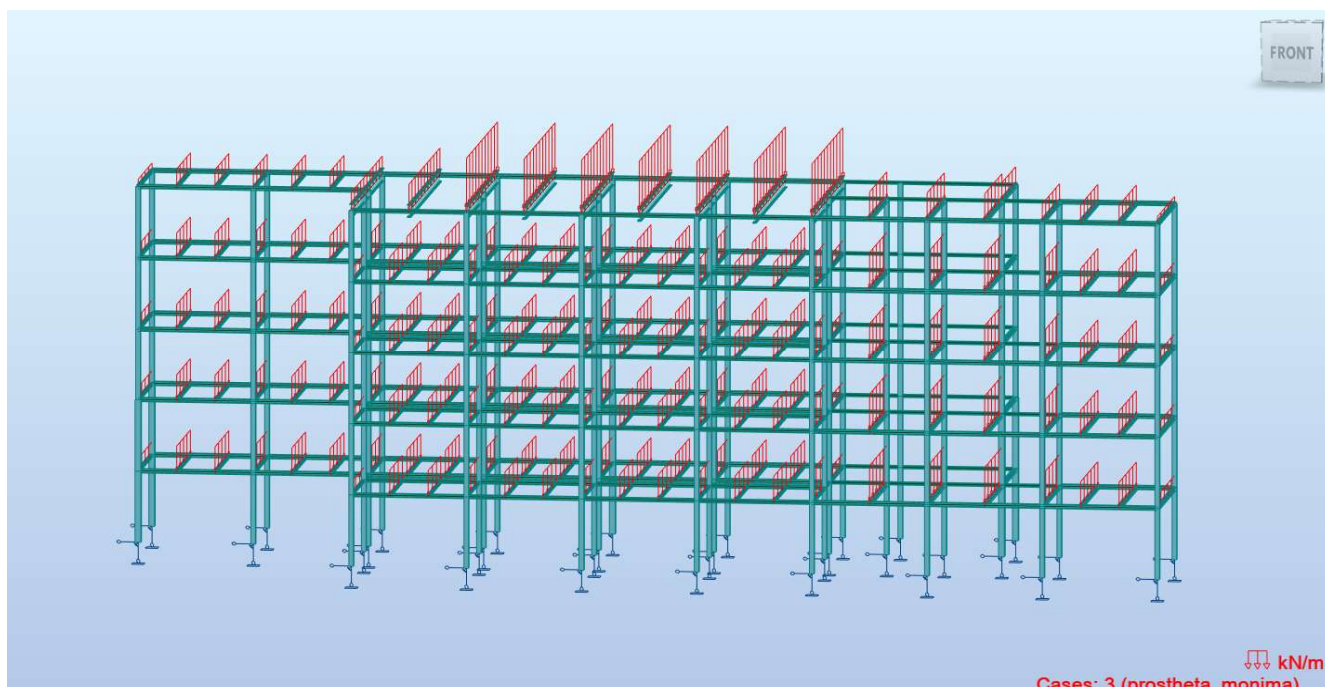


#### 4.2.6 ΠΡΟΜΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Παρακάτω παρατίθενται ορισμένες εικόνες που δείχνουν τις φορτίσεις που προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα. Έχει επιλεγθεί να παρουσιαστούν από τις κατακόρυφες φορτίσεις τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία και από τις οριζόντιες, ορισμένες από τις πιέσεις του ανέμου. Δεν παρουσιάζονται τα προσομοιώματα των ιδίων βαρών, της πλάκας σκυροδέματος και του στηθαίου ασφαλείας που υπάρχει στη στέγη.

##### ΠΡΟΣΘΕΤΑ ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

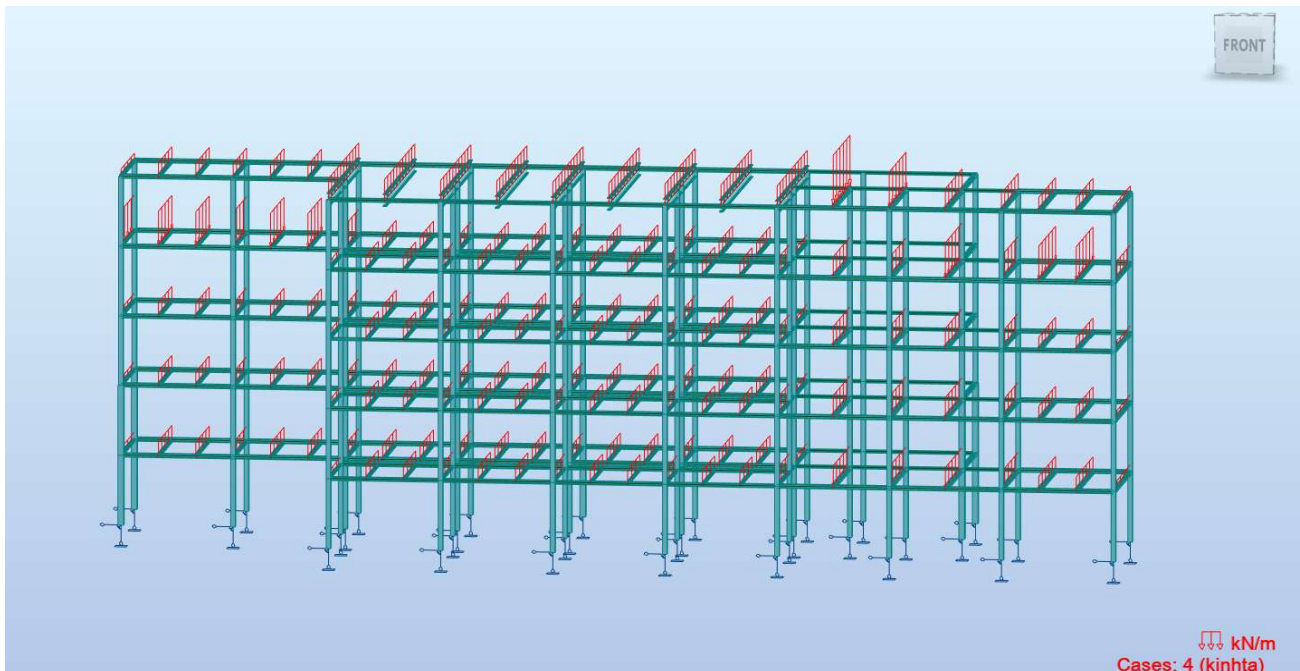
Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία όπως και όλα τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής επιβλήθηκαν ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα στις δευτερεύουσες δοκούς του κτιρίου.



Σχήμα 4.14 ΠΡΟΣΘΕΤΑ ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ – ΟΨΗ ΧΖ

##### ΚΙΝΗΤΑ ΩΦΕΛΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

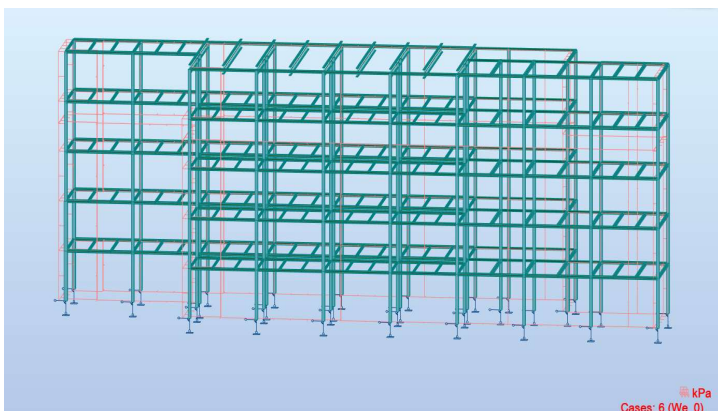
Τα κινητά ωφέλιμα φορτία του κτιρίου όπως και τα πρόσθετα μόνιμα επιβλήθηκαν στις δευτερεύουσες δοκούς του κτιρίου.



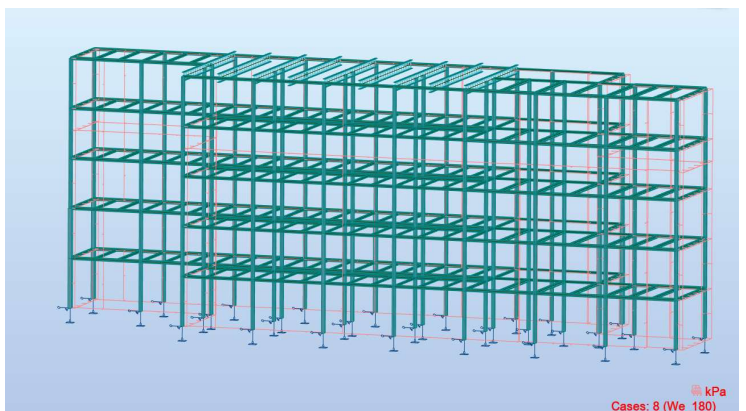
Σχήμα 4.15 ΚΙΝΗΤΑ ΩΦΕΛΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ – ΟΨΗ ΧΖ

### ΠΙΕΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ

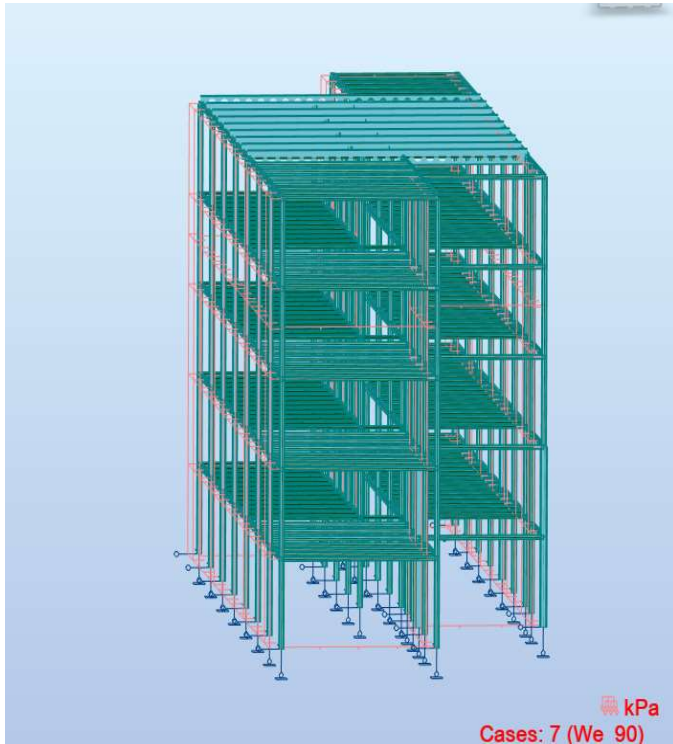
Ακολουθούν ορισμένες από τις πιέσεις ανέμου που επιβάλλονται στο κτίριο. Παρουσιάζονται όλες οι εξωτερικές πιέσεις που λήφθηκαν υπόψη (και οι τέσσερις διευθύνσεις) και οι εσωτερικές πιέσεις για τους ανέμους 0 και 180.



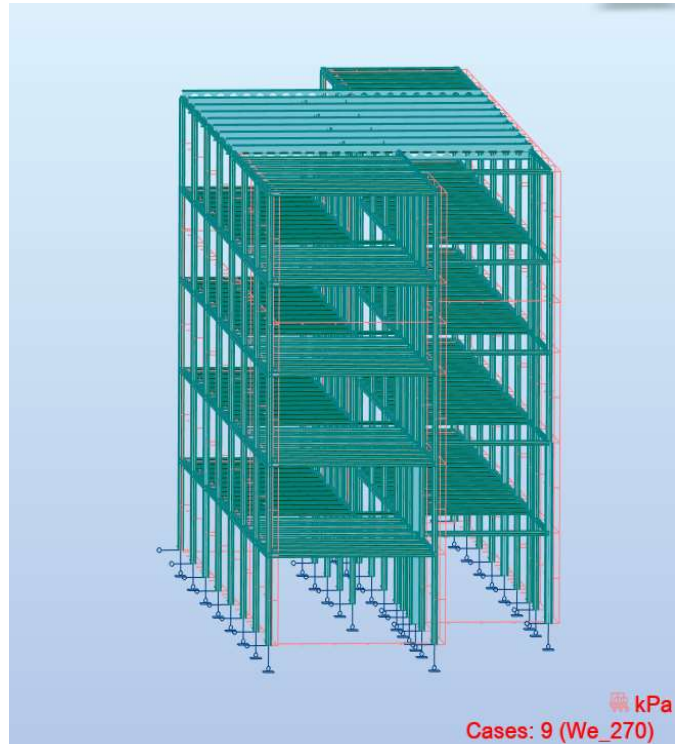
Σχήμα 4.16 ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΑΝΕΜΟΥ – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 0



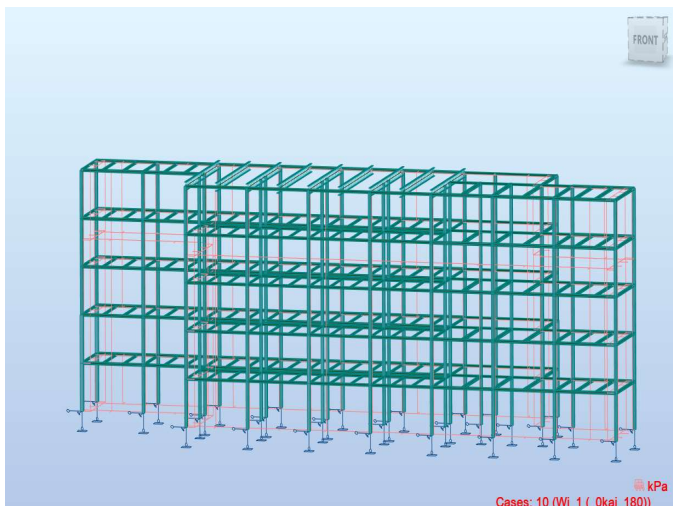
Σχήμα 4.17 ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΑΝΕΜΟΥ – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 180



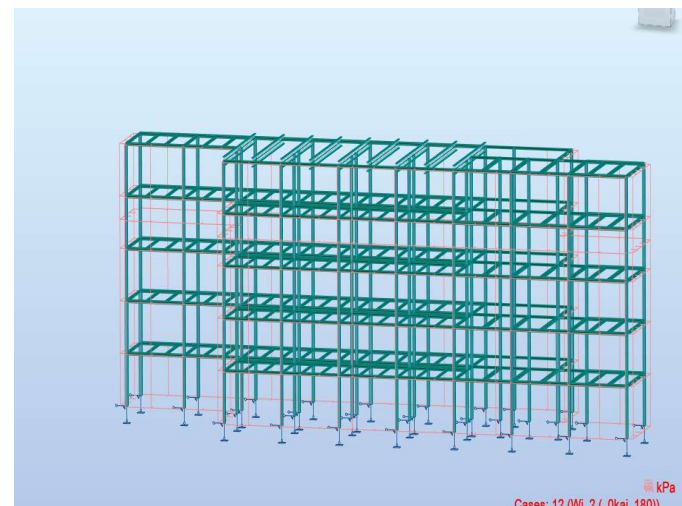
Σχήμα 4.18 ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΑΝΕΜΟΥ- ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 90



Σχήμα 4.19 ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΑΝΕΜΟΥ – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 270



Σχήμα 4.20 ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΑΝΕΜΟΥ\_1 ΚΑΤΑ Χ & -Χ



Σχήμα 4.21 ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΑΝΕΜΟΥ\_2 ΚΑΤΑ Χ & -Χ

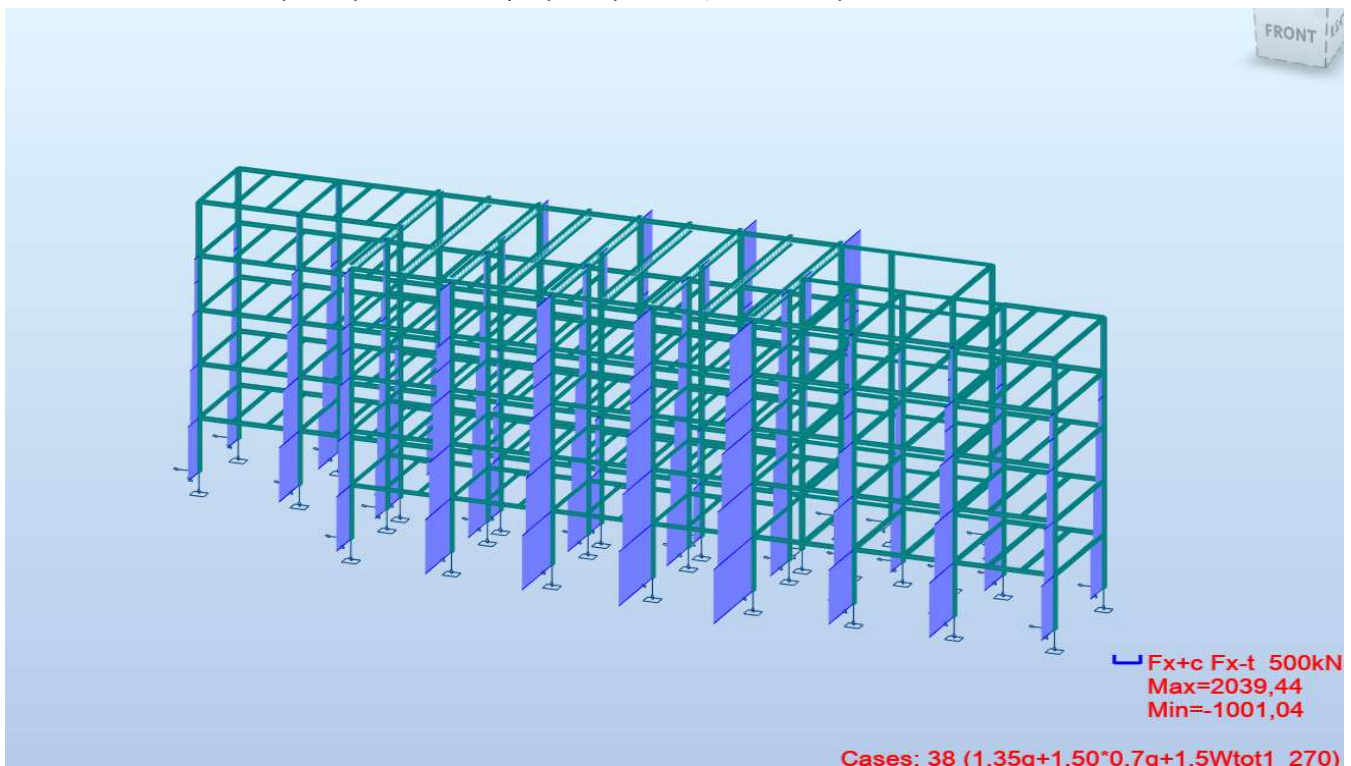
#### 4.3 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ – ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

Σε αυτή τη φάση έχουν επιλεχθεί οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων, έχουν περαστεί όλες οι στατικές φορτίσεις – κατακόρυφα φορτία και άνεμος – και είναι έτοιμο το προσομοίωμα να “τρέξει” ώστε να μας δώσει κάποια πρώτα αποτελέσματα, για να έχουμε μία τάξη μεγέθους. Σημειώνεται ότι οι δοκοί έχουν διαστασιολογηθεί σε άλλα προγράμματα – σύμφωνα με τα προηγούμενα κεφάλαια – και οι διατομές τους που έχουν περαστεί στο Robot είναι οι απαιτούμενες. Οι δοκοί δεν ελέγχονται στο Robot, αλλά τοποθετούνται ώστε να γίνει σωστά ο καταμερισμός των φορτίσεων στα υποστυλώματα του κτιρίου. Οι διατομές των υποστυλωμάτων σε αυτή τη φάση έχουν επιλεγεί τυχαία να είναι όλες HEA240, ώστε να μπορεί να “τρέξει” η στατική ανάλυση.

Η στατική ανάλυση θα μας δώσει μια καλύτερη πρώτη εκτίμηση για τις διατομές των υποστυλωμάτων. Οι συνδυασμοί που υπάρχουν σε αυτή τη φάση διακρίνονται σε αυτούς που έχουν ως κύρια κινητή δράση τον άνεμο και σε αυτούς που έχουν ως κύρια κινητή δράση τα ωφέλιμα φορτία δαπέδων. Θα ακολουθήσουν σε εικόνες τα δυσμενέστερα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών του φορέα από τα οποία και θα διορθωθούν οι διατομές των υποστυλωμάτων ώστε να επαρκούν οριακά για αυτούς τους συνδυασμούς φορτίσεων.

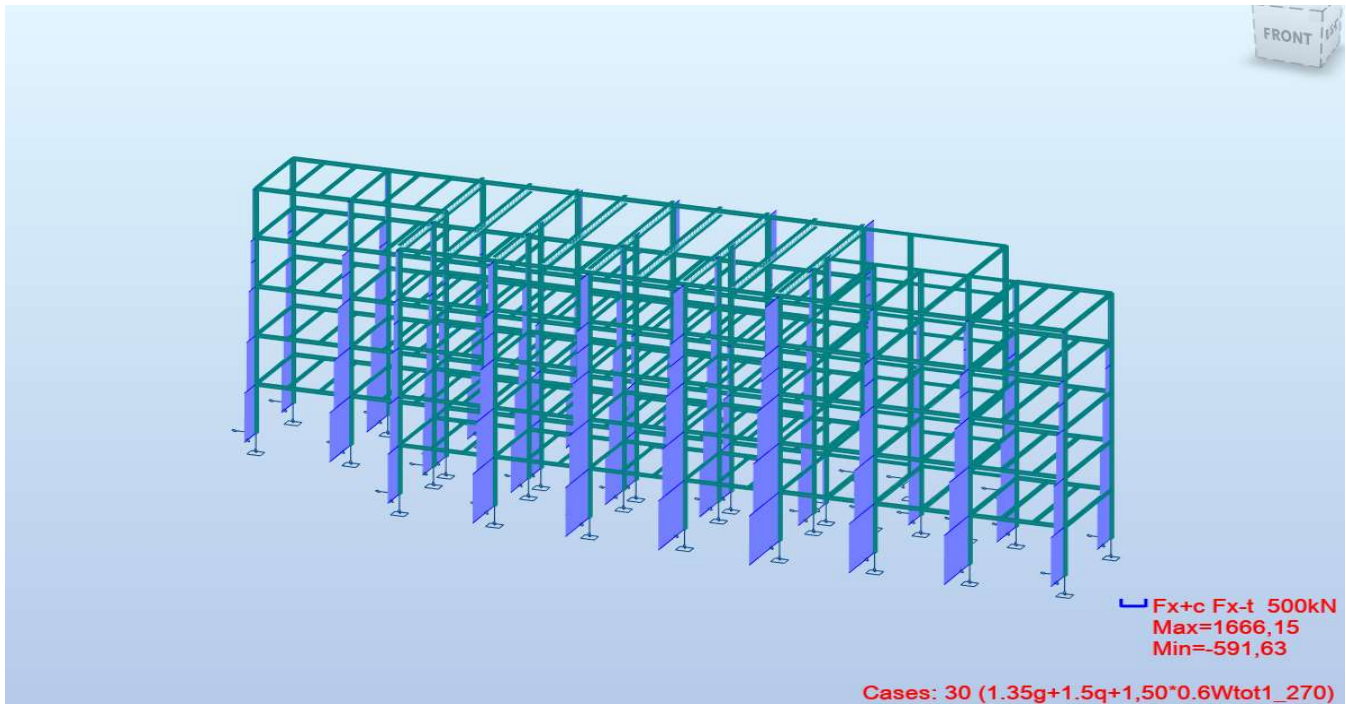
#### ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΞΟΝΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

- Αποτελέσματα για συνδυασμό με κύριο κινητό τον άνεμο:



Σχήμα 4.22 Αποτελέσματα για συνδυασμό με κύριο κινητό τον άνεμο

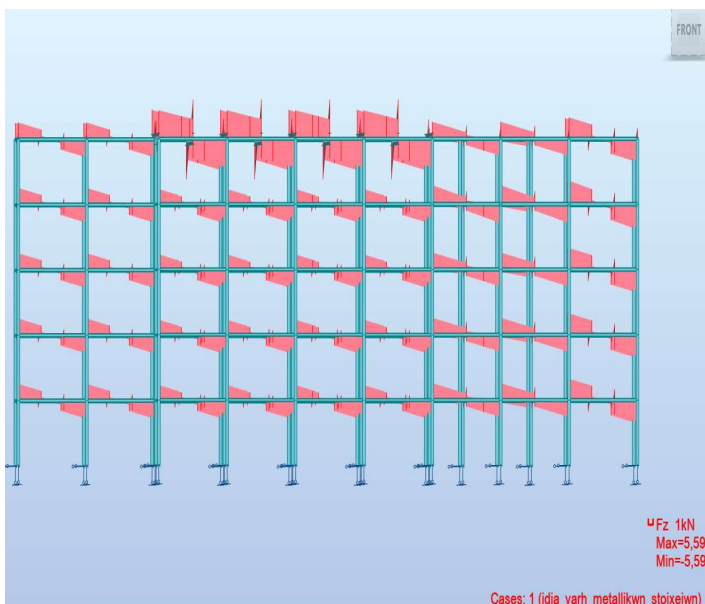
- Αποτελέσματα για συνδυασμό με κύριο κινητό τα ωφέλιμα φορτία δαπέδων:



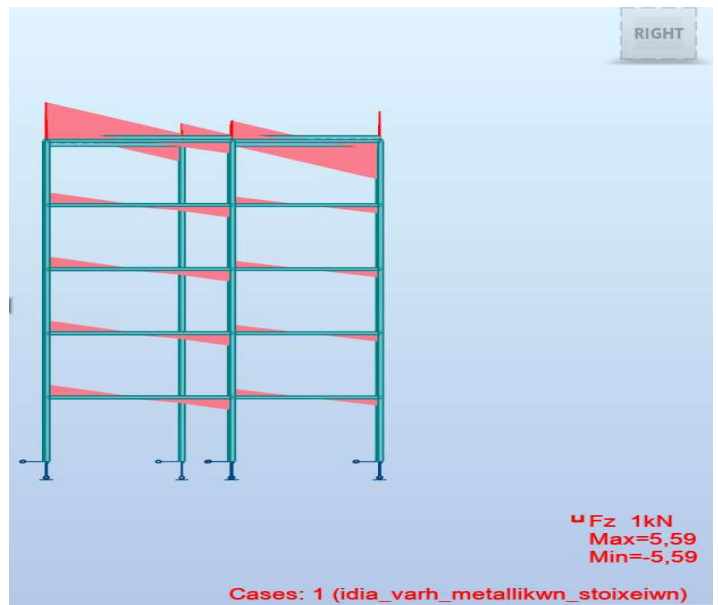
Σχήμα 4.23 Αποτελέσματα για κύριο κινητό τα επιδαπέδια φορτία

### ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

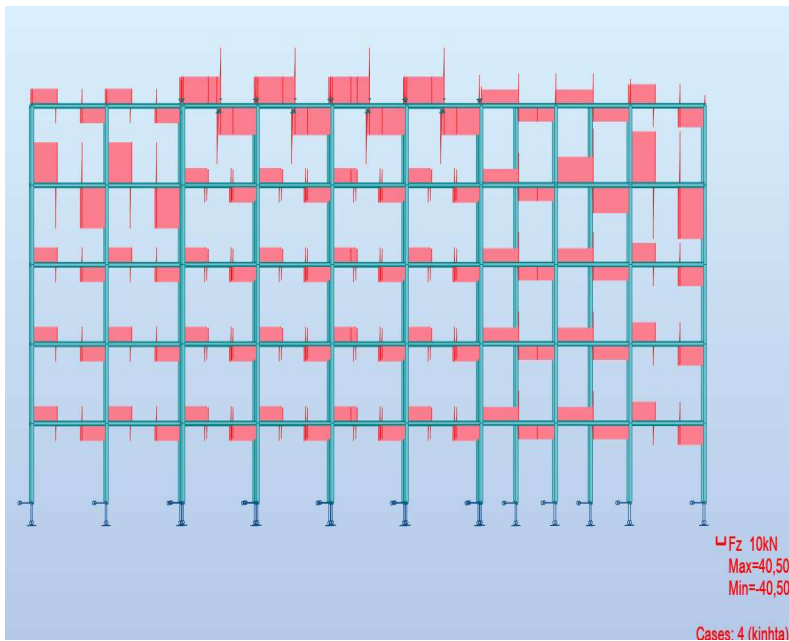
Θα ακολουθήσουν τα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων υπό τις φορτίσεις των: ιδίων βαρών και ωφέλιμων κινητών φορτίων για τις διαδοκίδες- δευτερεύουσες δοκούς και για τις κύριες δοκούς.



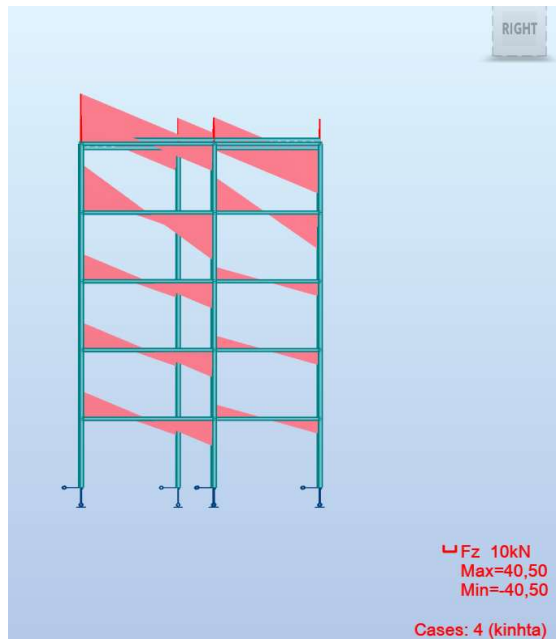
Σχήμα 4.24 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων από Ι.Β. - Όψη ΧΖ



Σχήμα 4.25 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων από Ι.Β. - Όψη ΥΖ



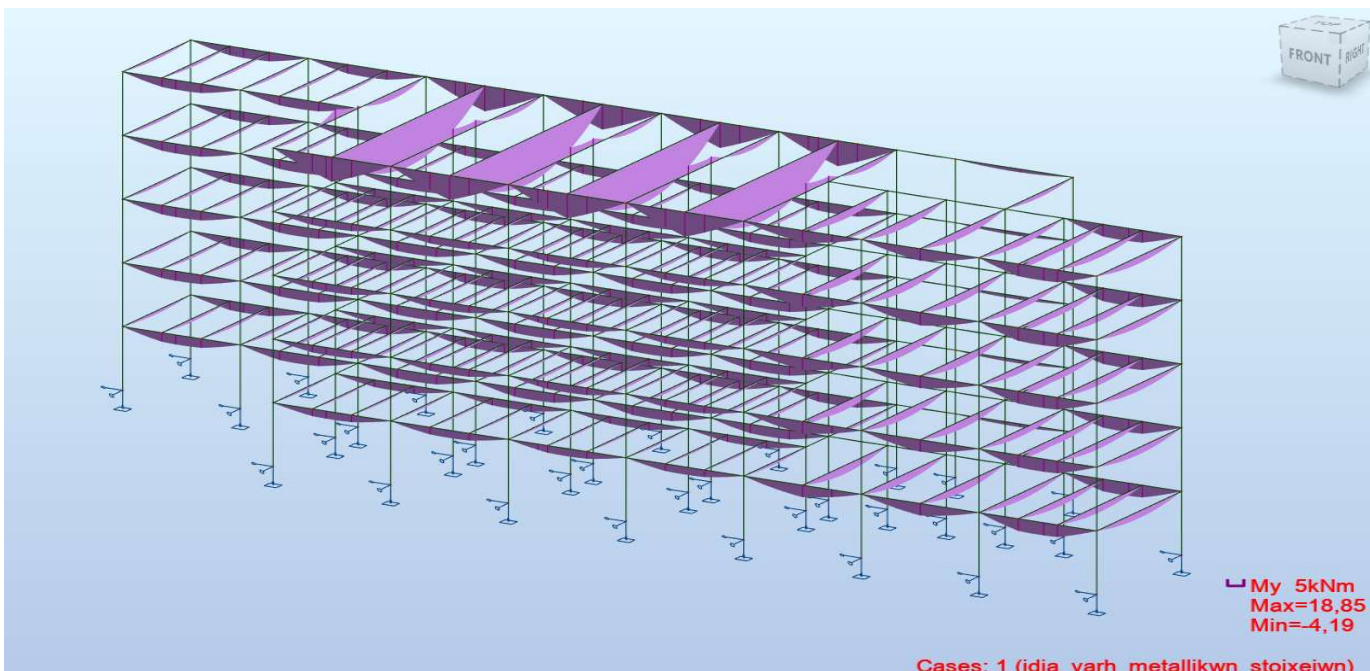
Σχήμα 4.26 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων από κινητά - Όψη YZ



Σχήμα 4.27 Διάγραμμα τεμνουσών από κινητά - Όψη YZ

## ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ

Ενδεικτικά παρατίθεται το διάγραμμα των ροπών κάμψης που προκύπτει από τα ίδια βάρη της κατασκευής.



Σχήμα 4.28 Διάγραμμα ροπών κάμψης 3D κτιρίου από τα Ι.Β.

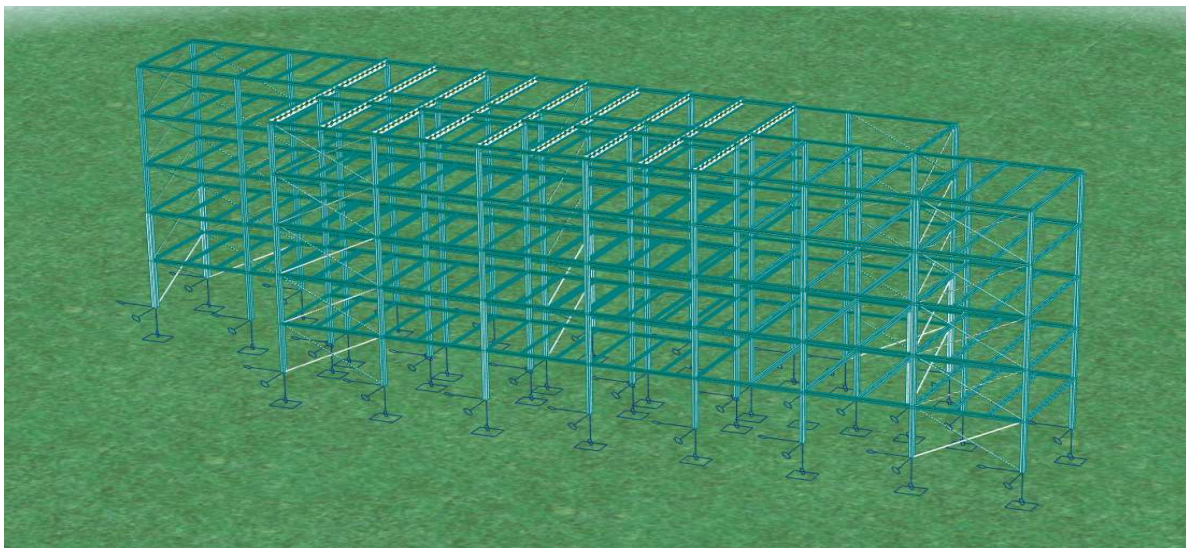
## 4.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΜΕΛΩΝ

### 4.4.1 ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΑΡΑΛΑΒΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ

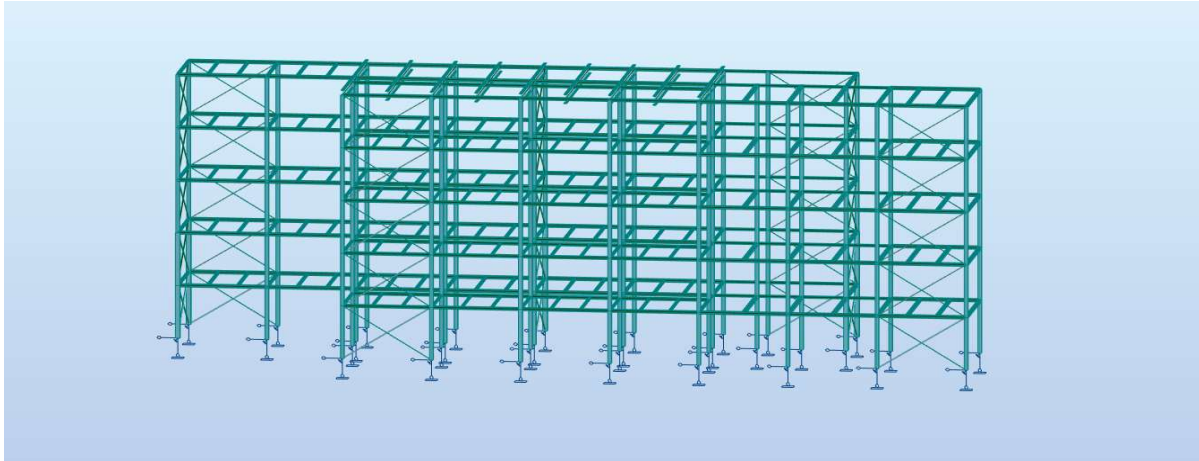
Μέχρι στιγμής έχουν διαστασιολογηθεί τα υποστυλώματα για τα στατικά φορτία, δηλαδή τα κατακόρυφα φορτία και τον άνεμο. Δεν έχει ληφθεί ακόμη υπόψη, όμως, η σεισμική δράση που έχει υπολογιστεί για το κτίριο. Η μέθοδος ανάλυσης που ακολουθείται για τα σεισμικά φορτία είναι η δυναμική φασματική ανάλυση. Προκειμένου να προχωρήσουμε στη δυναμική ανάλυση θα πρέπει να καθορίσουμε το σύστημα με το οποίο θα παραλάβουμε τα σεισμικά φορτία. Δηλαδή να ορίσουμε τη μορφή των κατακόρυφων στοιχείων τα οποία θα απορροφήσουν την ενέργεια του σεισμού.

Για τις μεταλλικές- σύμμικτες κατασκευές μπορούμε να διαλέξουμε ανάμεσα σε τρία βασικά στατικά συστήματα εκείνο το οποίο ταιριάζει καλύτερα στο εκάστοτε κτίριο ανάλογα με τον τρόπο που θέλουμε να καταναείμουμε τις σεισμικές εντάσεις, αλλά ικανοποιώντας και τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις. Αυτά είναι τα: 1) πλαίσια παραλαβής ροπών στα οποία τα μέλη δρουν καμπτικά ώστε να απορροφήσουν τις σεισμικές δυνάμεις και οι κόμβοι πρέπει να σχεδιάζονται ως συνέχεια υλικού, 2) τα πλαίσια με κατακόρυφους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, όπου οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας εντείνονται μόνο αξονικά και 3) τα πλαίσια με κατακόρυφους συνδέσμους με εκκεντρότητα, στα οποία επίσης οι έκκεντροι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας εντείνονται μόνο αξονικά.

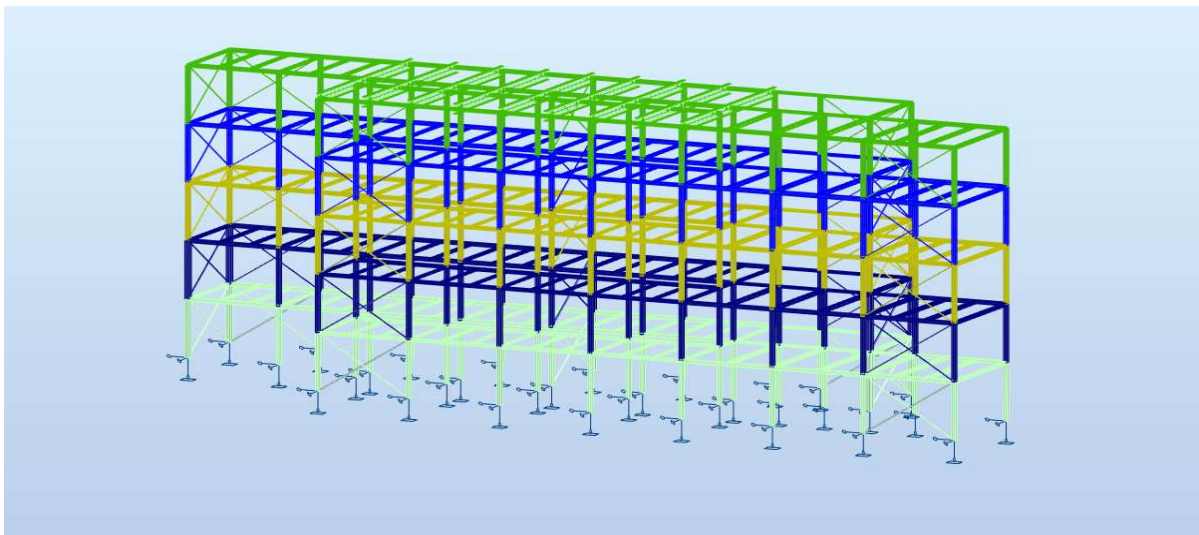
Για το κτίριο μας επιλέξαμε τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα ως σύστημα παραλαβής των σεισμικών δράσεων. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας εκτείνονται σε κάθε όροφο στη θέση που επιλέγεται να τοποθετηθούν. Στο σύνολο τους πρόκειται για 45 μέλη, ορισμένα τοποθετημένα κατά τη διεύθυνση Χ και ορισμένα κατά τη διεύθυνση Υ. Η τελική μορφή του κτιρίου – μαζί με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας- δίνεται στις ακόλουθες εικόνες.



Σχήμα 4.29 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ



Σχήμα 4.30 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ



Σχήμα 4.31 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Σημειώνεται ότι κατά την ανάλυση του φορέα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενες ράβδοι και όχι οι θλιβόμενες, τις οποίες τις θεωρούμε ανενεργές. Οπότε δημιουργούνται 4 προσομοιώματα στα οποία κάθε φορά εφελκύεται άλλος συνδυασμός ράβδων, τα οποία είναι: α)  $+E_x + E_y$ , β)  $+E_x - E_y$ , γ)  $-E_x + E_y$ , δ)  $-E_x - E_y$ . Για κάθε ένα από αυτά τα 4 προσομοιώματα, υπολογίζουμε τα αποτελέσματα και κρατάμε τα δυσμενέστερα εξ'αυτών για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυασκαμψίας και για τα υποστυλώματα.



#### 4.4.2 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ 2<sup>ας</sup> ΤΑΞΗΣ

Η θέση στην οποία τελικώς τοποθετήθηκαν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρειάστηκε να διερευνηθεί διότι έπρεπε να ικανοποιηθεί ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης  $\theta$ .

Ένας καθοριστικός παράγοντας που επηρεάζει την δυναμική ανάλυση του κτιρίου είναι η ύπαρξη φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξης και το κατά πόσο σημαντικά είναι αυτά. Ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης  $\theta$ , εκφράζει τη σπουδαιότητα αυτών των φαινομένων η οποία όταν είναι μεγάλη, δεν μπορούν να αμεληθούν.

Ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου  $\theta$  δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\theta = ( P_{\text{tot}} * d_r ) / ( V_{\text{tot}} * h )$$

Όπου:

-  $P_{\text{tot}}$ : το συνολικό φορτίο βαρύτητας του ορόφου που εξετάζεται – που προκύπτει υπό τον σεισμικό συνδυασμό:  $( g + \psi_2 * q )$  – και των υπερκείμενων ορόφων.

-  $d_r$ : η σχετική μετακίνηση του ορόφου που πρόκειται για την διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του εκάστοτε ορόφου.

-  $V_{\text{tot}}$ : η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

-  $h$ : το ύψος του ορόφου

Παρακάτω θα υπολογιστεί ο συντελεστής αυτός – υπολογίζεται για κάθε διεύθυνση και όροφο – και ανάλογα με την τιμή του θα πράξουμε αναλόγως. Τα όρια που θέτει ο Ευρωκώδικας για το εάν θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης είναι:

- για  $\theta \leq 0,1$  τότε συστήνεται τα αποτελέσματα 2<sup>ας</sup> τάξης να αμελούνται
- για  $0,1 \leq \theta \leq 0,2$  τότε συστήνεται να λαβαίνουμε υπόψη τα φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με τον επαυξητικό συντελεστή  $\alpha_{cr} = 1 / (1-\theta)$
- για  $0,2 \leq \theta \leq 0,3$  τότε θα πρέπει υποχρεωτικά να γίνει ανάλυση 2<sup>ας</sup> τάξης

Ακολουθούν οι πίνακες υπολογισμού του συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης  $\theta$  για κάθε διεύθυνση:

Πίνακας 4.1: Υπολογισμός συντελεστή  $\theta$  για κάθε όροφο – Διεύθυνση Χ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ								
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ/ΟΡΟΦΟΣ	Ηορόφου (cm)	dr Ux (cm)	$\gamma$ (%)	έλεγχος μετακινήσεων	Vtot,x (KN)	Ptot (KN)	$\theta$	φαινόμενα 2ας τάξης
43 ( C ) (CQC) /1	380	2,8	0,37	OK	1296,34	19441,31	0,11	1/ (1- $\theta$ )
43 ( C ) (CQC) /2	380	3,3	0,43	OK	1218,72	15623,47	0,11	1/ (1- $\theta$ )
43 ( C ) (CQC) /3	380	3,4	0,45	OK	1055,56	11862,79	0,10	1/ (1- $\theta$ )
43 ( C ) (CQC) /4	380	3,2	0,42	OK	806,36	-8116,67	0,08	1/ (1- $\theta$ )
43 ( C ) (CQC) /5	380	2,7	0,36	OK	458,79	-4221,92	0,07	1/ (1- $\theta$ )

Παρατηρείται στον πίνακα:  $\theta_{\max} = 0,11$  το οποίο σημαίνει ότι για τη Διεύθυνση Χ θα πρέπει να υπολογιστεί ο συντελεστής  $\alpha_{cr,x} = 1 / ( 1 - \theta_{\max} )$ , ο οποίος προκύπτει ίσος με  $\alpha_{cr,x} = 1,12$ .

Ο σεισμικός συνδυασμός κατά τη Διεύθυνση Χ θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί με αυτόν τον επαυξητικό συντελεστή.

Πίνακας 4.2: Υπολογισμός συντελεστή  $\theta$  για κάθε όροφο – Διεύθυνση Υ

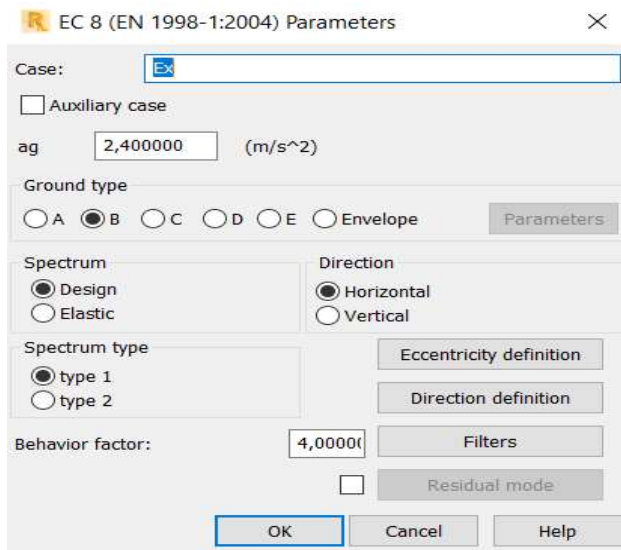
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ								
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ/ΟΡΟΦΟΣ	Ηορόφου (cm)	dr Uy (cm)	$\gamma$ (%)	έλεγχος μετακινήσεων	Vtot,y (KN)	Ptot (KN)	$\theta$	φαινόμενα 2ας τάξης
44 ( C ) (CQC) /1	380	3,6	0,47	OK	1284,86	- 19441,31	0,14	1/ (1- $\theta$ )
44 ( C ) (CQC) /2	380	3,6	0,47	OK	1139,31	- 15623,47	0,13	1/ (1- $\theta$ )
44 ( C ) (CQC) /3	380	3,4	0,45	OK	965,47	- 11862,79	0,11	1/ (1- $\theta$ )
44 ( C ) (CQC) /4	380	3,2	0,42	OK	803,63	-8116,67	0,09	1/ (1- $\theta$ )
44 ( C ) (CQC) /5	380	2	0,26	OK	512,95	-4221,92	0,04	1/ (1- $\theta$ )

Παρατηρείται στον πίνακα:  $\theta_{max} = 0,14$  το οποίο σημαίνει ότι για τη Διεύθυνση Y θα πρέπει να υπολογιστεί ο συντελεστής  $\alpha_{cr,y} = 1 / (1 - \theta_{max})$ , ο οποίος προκύπτει ίσος με  $\alpha_{cr,x} = 1,16$ .

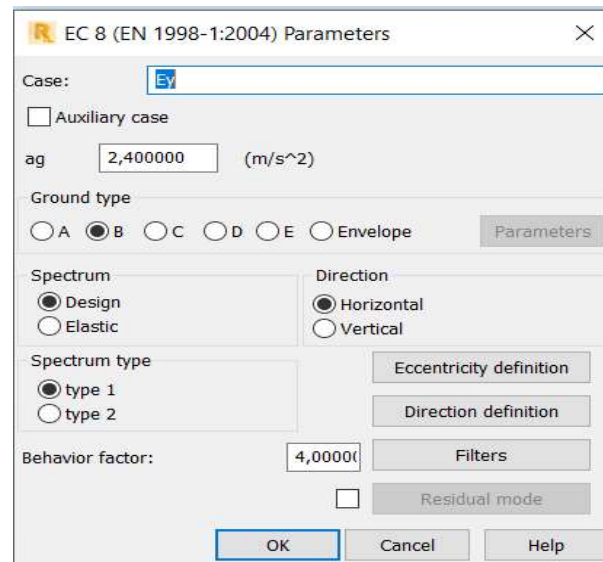
Ο σεισμικός συνδυασμός κατά τη Διεύθυνση Y θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί με αυτόν τον επαυξητικό συντελεστή.

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΣΥΝΔΥΑΣΜΩΝ

Αρχικά πρέπει να οριστούν στο πρόγραμμα τα φάσματα σχεδιασμού για τους σεισμούς  $E_x$  και  $E_y$ . Ο ορισμός των φασμάτων γίνεται από την καρτέλα Analysis → Analysis Types → New Case Definition. Κατά τον ορισμό των φασμάτων στο πρόγραμμα ζητείται να δώσουμε στοιχεία όπως ο τύπος εδάφους, η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού, ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  και ορισμένες άλλες παραμέτρους όπως φαίνεται στις ακόλουθες εικόνες.



Σχήμα 4.32 Φάσμα σχεδιασμού κατά X



Σχήμα 4.33 Φάσμα σχεδιασμού κατά Y

Έπειτα ορίζουμε τους βασικούς σεισμικούς συνδυασμούς οι οποίοι αποτελούνται από τα οριζόντια φορτία και τους σεισμούς συνδυασμένους με τον ακόλουθο τρόπο. Όταν για τη μία οριζόντια Διεύθυνση θεωρούμε ολόκληρη τη δράση του σεισμού, τότε για την άλλη οριζόντια Διεύθυνση λαμβάνουμε υπόψη τη συνεισφορά της στο 30%. Έτσι συνολικά προκύπτουν 8 συνδυασμοί (ανάλογα με τη φορά του κάθε σεισμού), όμως στο πρόγραμμα αρκεί να βάλουμε τους 2 και εκείνο καταλαβαίνει ότι πρέπει να δημιουργήσει και τους υπόλοιπους. Έτσι τελικά στο πρόγραμμα εισάγουμε τους παρακάτω συνδυασμούς.

- $g + 0,3 \cdot q + E_x + 0,3 \cdot E_y$
- $g + 0,3 \cdot q + 0,3 \cdot E_x + E_y$

Αυτοί οι συνδυασμοί αποτελούν τους βασικούς σεισμικούς συνδυασμούς. Σημειώνεται ότι δεν συνδυάζουμε τις σεισμικές δράσεις με τη δράση του ανέμου.

Ο κατακόρυφος σεισμός δεν λαμβάνεται υπόψη στην παρούσα εργασία.

Τους παραπάνω σεισμικούς συνδυασμούς που υπολογίσαμε θα τους προσαυξήσουμε με τον πολλαπλασιαστικό συντελεστή  $\alpha_{cr}$  που υπολογίσαμε για κάθε οριζόντια Διεύθυνση πιο πριν. Με

τους συνδυασμούς που θα προκύψουν – τους επαυξημένους – θα γίνει η διαστασιολόγηση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, δηλαδή των χιαστί συνδέσμων.

Οπότε οι αρχικοί σεισμικοί συνδυασμοί:

$$\checkmark 1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q + 1,00 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y$$

$$\checkmark 1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q + 0,3 \cdot E_x + 1,00 \cdot E_y$$

θα γίνουν:

$$\checkmark 1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q + 1,00 \cdot \alpha_{cr,x} \cdot E_x + 0,3 \cdot \alpha_{cr,y} \cdot E_y, \text{ όπου: } \alpha_{cr,x} = 1,12$$

$$\checkmark 1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q + 0,3 \cdot \alpha_{cr,x} \cdot E_x + 1,00 \cdot \alpha_{cr,y} \cdot E_y, \text{ όπου: } \alpha_{cr,y} = 1,16$$

και τελικά προκύπτουν οι συνδυασμοί:

$$\checkmark 1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q + 1,12 \cdot E_x + 0,348 \cdot E_y$$

$$\checkmark 1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q + 0,336 \cdot E_x + 1,16 \cdot E_y$$

Με αυτούς αλλά και τις απαιτήσεις του ικανοτικού-αντισεισμικού σχεδιασμού προχωράμε στη διαστασιολόγηση των χιαστί συνδέσμων.

#### 4.4.3 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Η λογική του ικανοτικού σχεδιασμού είναι να αποφύγει η κατασκευή την ολική ή μερική της κατάρρευση στην περίπτωση που έρθει σεισμός μεγαλύτερος από αυτόν για τον οποίο έχει σχεδιαστεί. Αυτό επιτυγχάνεται με το να προκαθορίσουμε τον επιθυμητό τρόπο αστοχίας του φορέα, δηλαδή να ιεραρχήσουμε τις βλάβες και να κατευθύνουμε εμείς τα σημεία στα οποία θα παρουσιαστούν οι πιθανές αστοχίες. Αυτά τα σημεία είναι επιθυμητό να είναι όσο το δυνατόν περισσότερα, αλλά και σε συγκεκριμένες θέσεις (για παράδειγμα θέλουμε η εμφάνιση μιας πλαστικής άρθρωσης να γίνει σε μία δοκό αντί σε ένα υποστύλωμα). Ουσιαστικά προσπαθούμε να απορροφήσουμε την επιπλέον ενέργεια που προσδίδει η σεισμική δράση σε συγκεκριμένα σημεία στα οποία έχουμε προσδώσει πλαστιμότητα, δηλαδή ικανότητα για ανάπτυξη μεγαλύτερων πλαστικών παραμορφώσεων.

#### ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Η διαστασιολόγηση των πλαισίων με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα ορίζεται στον EN1998-1 § 6.7. Σημειώνεται ξανά ότι η ανάλυση αυτών των πλαισίων γίνεται χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η θλιβόμενη διαγώνιος, παρά μόνο η εφελκυστική.

Η πρώτη απαίτηση για τις εφελκυστικές ράβδους είναι ότι θα πρέπει η αντοχή διαρροής της συνολικής διατομής των διαγωνίων  $N_{pl,Rd}$  να είναι τέτοια ώστε:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$$

Η επόμενη απαίτηση έχει να κάνει με τον περιορισμό της ανηγμένης λυγηρότητας του μέλους (στην περίπτωση όπου το κτίριο διαθέτει παραπάνω από 2 ορόφους), για την οποία θα πρέπει να ισχύει:

$$1,3 \leq \lambda \leq 2,00$$

Τελευταία απαίτηση είναι ότι προκειμένου να εξασφαλίζεται ομοιογενής πλάσιμη συμπεριφορά των διαγωνίων καθ' ύψος του πλαισίου θα πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή κατά περισσότερο από 25% , δηλαδή:

$$(\Omega_{\max} - \Omega_{\min}) / \Omega_{\min} \leq 0,25$$

Τηρώντας τις ανωτέρω απαιτήσεις για τη διαστασιολόγηση προέκυψαν τα αποτελέσματα για τις διατομές των χιαστί συνδέσμων και για τις 2 Διευθύνσεις, οι οποίες θα παρουσιαστούν παρακάτω. Επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν διατομές κοίλες κυκλικές για όλους τους χιαστί συνδέσμους.

Οι τελικές διατομές παρουσιάζονται ανά Διεύθυνση και ανά όροφο.

✓ Για τη Διεύθυνση Χ:

1ος ΟΡΟΦΟΣ									
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	iy/iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	Ανηγγμένη λ	I (cm) λ=1.3	I (cm) λ=2	Ned/Nrd	Ωi
111	3,50	TRON 101*3.6	7,10	3,55	1,33	3,59	2,33	0,83	1,205
113	3,50	TRON 101*4	7,10	3,55	1,33	3,59	2,33	0,81	1,235
124	3,50	TRON 101*3.6	7,10	3,55	1,33	3,59	2,33	0,79	1,266
126	3,50	TRON 101*3.6	7,10	3,55	1,33	3,59	2,33	0,75	1,333

Πίνακας 4.3: Διατομές και Λόγοι Υπεραντοχής ράβδων 1<sup>ου</sup> ορόφου\_ Χ

2ος ΟΡΟΦΟΣ									
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	iy/iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	Ανηγγμένη λ	I (cm) λ=1.3	I (cm) λ=2	Ned/Nrd	Ωi
234	3,00	TRON 88*4	7,10	3,55	1,56	3,59	2,33	0,87	1,149
236	2,60	TRON 76*4	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,81	1,235
246	2,60	TRON 76*4	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,85	1,176
248	2,60	TRON 76*4	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,79	1,266

Πίνακας 4.4: Διατομές και Λόγοι Υπεραντοχής ράβδων 2<sup>ου</sup> ορόφου\_ Χ

3ος ΟΡΟΦΟΣ									
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	iy/iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	Ανηγγμένη λ	I (cm) λ=1.3	I (cm) λ=2	Ned/Nrd	Ωi
356	3,00	TRON 88*3.2	7,10	3,55	1,56	3,59	2,33	0,86	1,163
358	2,60	TRON 76*3.6	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,76	1,316
368	2,60	TRON 76*3.6	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,83	1,205
370	2,60	TRON 76*3.6	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,77	1,299

Πίνακας 4.5: Διατομές και Λόγοι Υπεραντοχής ράβδων 3<sup>ου</sup> ορόφου\_ X

4ος ΟΡΟΦΟΣ									
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	iy/iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	Ανηγγμένη λ	I (cm) λ=1.3	I (cm) λ=2	Ned/Nrd	Ωi
478	2,60	TRON 76*3.6	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,84	1,190
480	2,40	TRON 70*2.5	7,10	3,55	1,94	3,59	2,33	0,73	1,370
490	2,60	TRON 76*3.6	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,8	1,250
492	2,60	TRON 76*2.9	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,75	1,333

Πίνακας 4.6: Διατομές και Λόγοι Υπεραντοχής ράβδων 4<sup>ου</sup> ορόφου\_ X

5ος ΟΡΟΦΟΣ									
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	iy/iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	Ανηγγμένη λ	I (cm) λ=1.3	I (cm) λ=2	Ned/Nrd	Ωi
600	2,40	TRON 70*2.9	7,10	3,55	1,94	3,59	2,33	0,8	1,250
602	2,40	TRON 70*2.5	7,10	3,55	1,94	3,59	2,33	0,66	1,515
612	2,40	TRON 70*2.5	7,10	3,55	1,94	3,59	2,33	0,77	1,299
614	2,40	TRON 70*2.5	7,10	3,55	1,94	3,59	2,33	0,73	1,370

Πίνακας 4.7: Διατομές και Λόγοι Υπεραντοχής ράβδων 5<sup>ου</sup> ορόφου\_ X

Στους πίνακες αποτελεσμάτων παρουσιάζονται οι τελικές διατομές που προέκυψαν για κάθε χιαστί, οι ιδιότητές τους, καθώς και η επίτευξη των περιορισμών που είχαν τεθεί κατά τη διαστασιολόγηση, δηλαδή η ικανοποίηση του κριτηρίου ανηγμένης λυγνότητας καθώς και του λόγου επάρκειας  $N_{Ed} / N_{Rd}$ .

Για το κριτήριο της υπεραντοχής για τη Διεύθυνση X έχουμε:

–  $\Omega_{min} = 1,149$

–  $\Omega_{max} = 1,370$

! σημειώνεται ότι είχαμε το δικαίωμα να μην λάβουμε υπόψη τις υπεραντοχές του τελευταίου ορόφου

$$\text{Άρα: } (\Omega_{\max} - \Omega_{\min}) / \Omega_{\min} = 0,19 \leq 0,25$$

**OK**

– Για τη Διεύθυνση Y:

1ος ΟΡΟΦΟΣ									
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	iy/iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	Ανηγγμένη λ	I (cm) λ=1.3	I (cm) λ=2	Ned/Nrd	Ωi
118	3,50	TRON 101*4	7,10	3,55	1,33	3,59	2,33	0,83	1,205
843	3,40	TRON 101*5	7,10	3,55	1,37	3,59	2,33	0,81	1,235
120	3,30	TRON 101*8	7,10	3,55	1,41	3,59	2,33	0,75	1,333

Πίνακας 4.8: Διατομές και Λόγοι Υπεραντοχής ράβδων 1<sup>ου</sup> ορόφου\_ Y

2ος ΟΡΟΦΟΣ									
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	iy/iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	Ανηγγμένη λ	I (cm) λ=1.3	I (cm) λ=2	Ned/Nrd	Ωi
240	2,50	TRON 76*5	7,10	3,55	1,87	3,59	2,33	0,86	1,163
849	3,50	TRON 101*3.6	7,10	3,55	1,33	3,59	2,33	0,81	1,235
242	3,30	TRON 101*8	7,10	3,55	1,41	3,59	2,33	0,73	1,370

Πίνακας 4.9: Διατομές και Λόγοι Υπεραντοχής ράβδων 2<sup>ου</sup> ορόφου\_ Y

3ος ΟΡΟΦΟΣ									
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	iy/iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	Ανηγγμένη λ	I (cm) λ=1.3	I (cm) λ=2	Ned/Nrd	Ωi
362	2,60	TRON 76*4	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,84	1,190
845	2,60	TRON 76*4	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,88	1,136
364	3,00	TRON 88*5	7,10	3,55	1,56	3,59	2,33	0,89	1,124

Πίνακας 4.10: Διατομές και Λόγοι Υπεραντοχής ράβδων 3<sup>ου</sup> ορόφου\_ Y

4ος ΟΡΟΦΟΣ									
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	iy/iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	Ανηγγμένη λ	I (cm) λ=1.3	I (cm) λ=2	Ned/Nrd	Ωi
484	2,60	TRON 76*3.6	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,82	1,220
851	2,60	TRON 76*3.6	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,86	1,163
486	3,00	TRON 88*5	7,10	3,55	1,56	3,59	2,33	0,86	1,163

Πίνακας 4.11: Διατομές και Λόγοι Υπεραντοχής ράβδων 4<sup>ου</sup> ορόφου\_ Y

5ος ΟΡΟΦΟΣ									
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	iy/iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	Ανηγμένη λ	l (cm) λ=1.3	l (cm) λ=2	Ned/Nrd	Ωi
606	2,40	TRON 70*2.5	7,10	3,55	1,94	3,59	2,33	0,44	2,273
847	2,40	TRON 70*2.5	7,10	3,55	1,94	3,59	2,33	0,61	1,639
608	2,60	TRON 76*2.9	7,10	3,55	1,80	3,59	2,33	0,71	1,408

Πίνακας 4.12: Διατομές και Λόγοι Υπεραντοχής ράβδων 5<sup>ου</sup> ορόφου\_Υ

Για το κριτήριο της υπεραντοχής για τη Διεύθυνση Υ έχουμε:

- $\Omega_{min} = 1,124$
- $\Omega_{max} = 1,370$  ! σημειώνεται ότι είχαμε το δικαίωμα να μην λάβουμε υπόψη τις υπεραντοχές του τελευταίου ορόφου

Άρα:  $(\Omega_{max} - \Omega_{min}) / \Omega_{min} = 0,22 \leq 0,25$  **OK**

#### ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων ορίζεται στον EN1998-1 § 6.7. Συγκεκριμένα τα υποστυλώματα πρέπει να διαστασιολογούνται και να ελέγχονται με προσαυξημένες αξονικές δυνάμεις. Η απαίτηση της ελάχιστης αντοχής τους είναι η ακόλουθη:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed,g} + 1,10 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

Όπου:

- $N_{pl,Rd}$  : είναι η αντοχή σε λυγισμό του υποστυλώματος, λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της δρώσας ροπής  $M_{Ed}$
- $N_{Ed,g}$  : είναι η αξονική δύναμη του υποστυλώματος που προκύπτει από τα κατακόρυφα οιονεί μόνιμα φορτία
- $\gamma_{ov}$  : συντελεστής υπεραντοχής του οποίου η τιμή είναι ίση με 1,25
- $\Omega$  : είναι η ελάχιστη τιμή  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  για όλες τις διαγώνιους του εξεταζόμενου πλαισίου
- $N_{Ed,E}$  : είναι η αξονική δύναμη του υποστυλώματος λόγω του σεισμού

Σύμφωνα με αυτήν την απαίτηση θα πρέπει να προσαυξήσουμε τον σεισμικό συνδυασμό με την ποσότητα:  $A = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min}$ , η οποία για κάθε Διεύθυνση έχει και άλλη τιμή λόγω του διαφορετικού  $\Omega_{min}$ .

**Διεύθυνση Χ:**  $\Omega_{min} = 1,149 \rightarrow A_x = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,149 = 1,58$

**Διεύθυνση Υ:**  $\Omega_{min} = 1,124 \rightarrow A_y = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,124 = 1,55$



Οπότε οι ήδη προσαυξημένοι σεισμικοί συνδυασμοί λόγω του  $\theta$ :

- ✓  $1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q + 1,12 \cdot E_x + 0,348 \cdot E_y$
- ✓  $1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q + 0,336 \cdot E_x + 1,16 \cdot E_y$

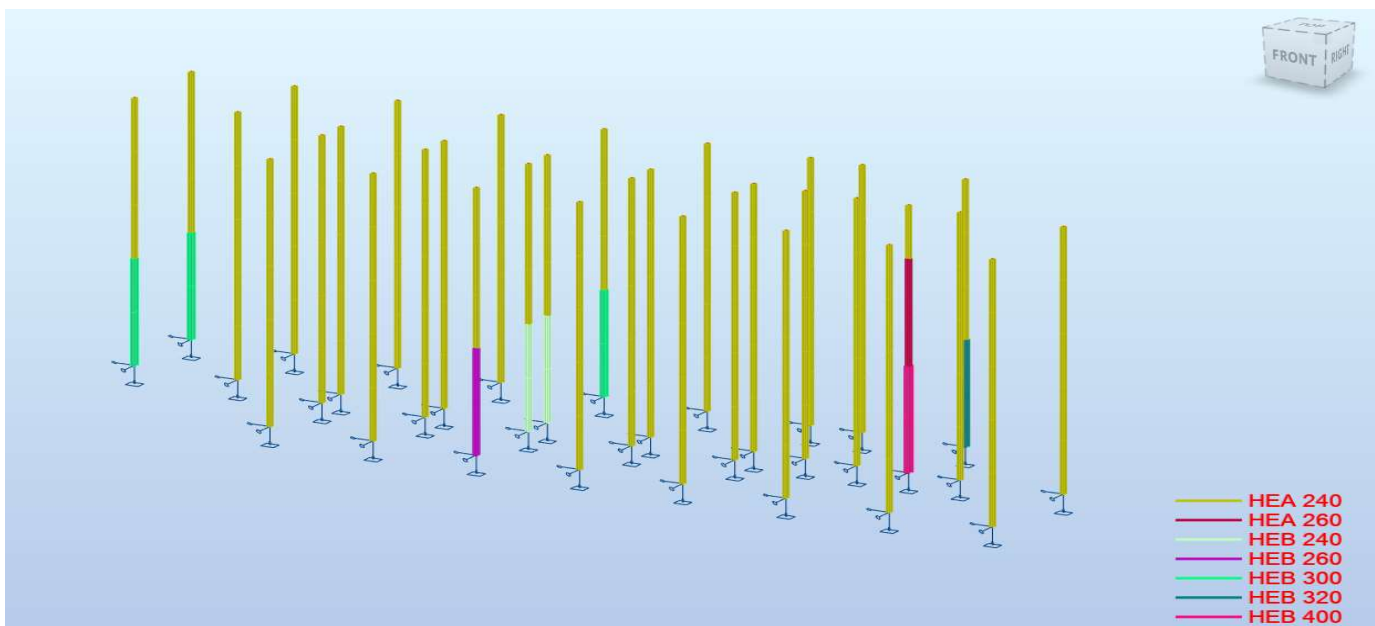
προσαυξάνονται και με τους ικανοτικούς συντελεστές  $A_x = 1,58$  και  $A_y = 1,55$  και τελικά έχουμε:

- ✓  $1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q + 1,12 \cdot A_x \cdot E_x + 0,348 \cdot A_y \cdot E_y$
- ✓  $1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q + 0,336 \cdot A_x \cdot E_x + 1,16 \cdot A_y \cdot E_y$

→

- ✓  $1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q + 1,77 \cdot E_x + 0,54 \cdot E_y$
- ✓  $1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q + 0,54 \cdot E_x + 1,80 \cdot E_y$

Σύμφωνα με τους τελικούς σεισμικούς συνδυασμούς, προκύπτουν οι παρακάτω τελικές διατομές για τα υποστυλώματα της κατασκευής μας:

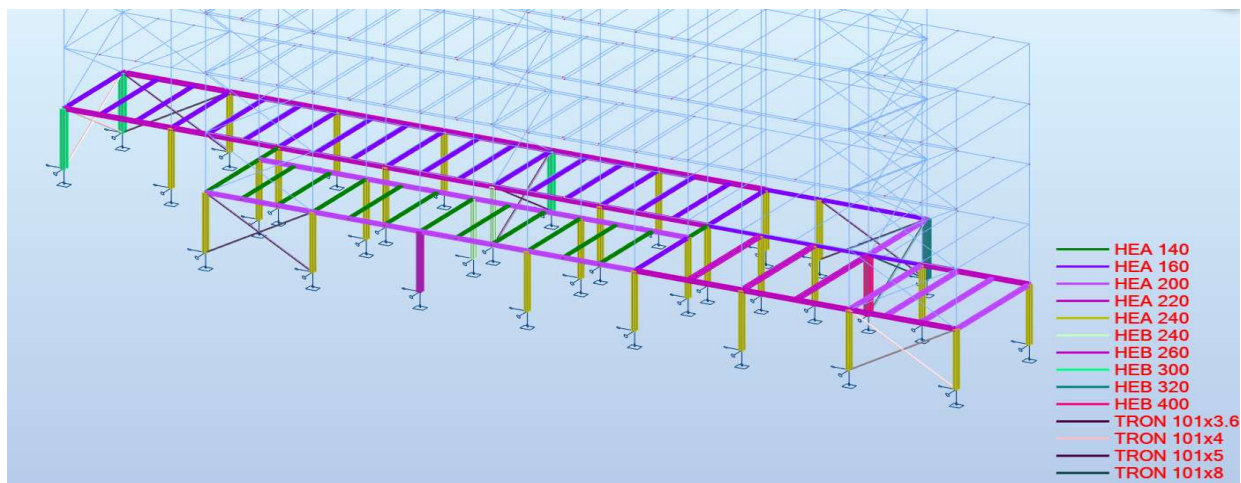


Σχήμα 4.34 ΤΕΛΙΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

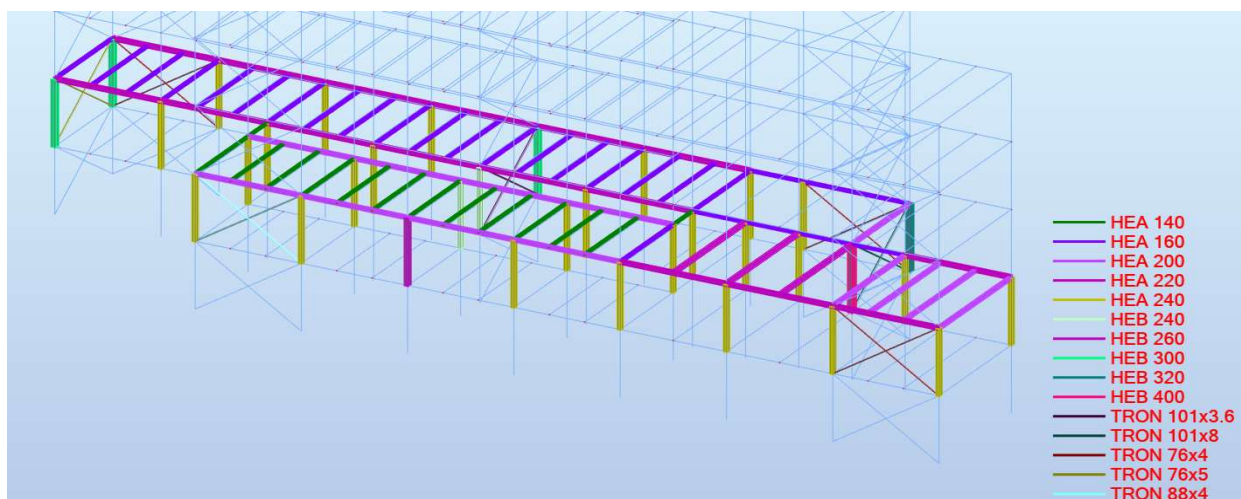
Στην παραπάνω εικόνα φαίνονται μόνο τα υποστυλώματα της κατασκευής, όλων των ορόφων. Είναι ευδιάκριτο ότι για τα περισσότερα επαρκεί η διατομή HEA240, καθώς από ότι φάνηκε, για τα περισσότερα υποστυλώματα οι κρίσιμοι συνδυασμοί ήταν οι στατικοί και όχι οι σεισμικοί, οπότε επαρκούσε η διατομή που είχε επιλεγεί και ελεγχθεί για τα στατικά φορτία (HEA240).

Σημειώνεται ότι έγινε ομαδοποίηση των διατομών ανά δύο ορόφους ώστε να υπάρχει καλύτερη ομοιομορφία.

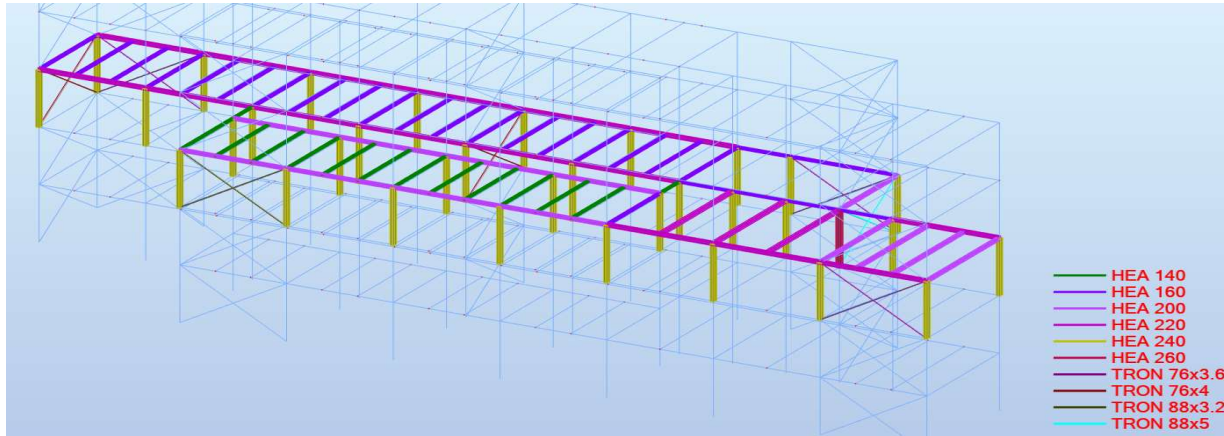
Στις παρακάτω εικόνες θα ακολουθήσουν οι τελικές διατομές ανά όροφο, όλων των ορόφων και για όλα τα δομικά στοιχεία, όπως αυτές προέκυψαν κατά τη διαστασιολόγηση.



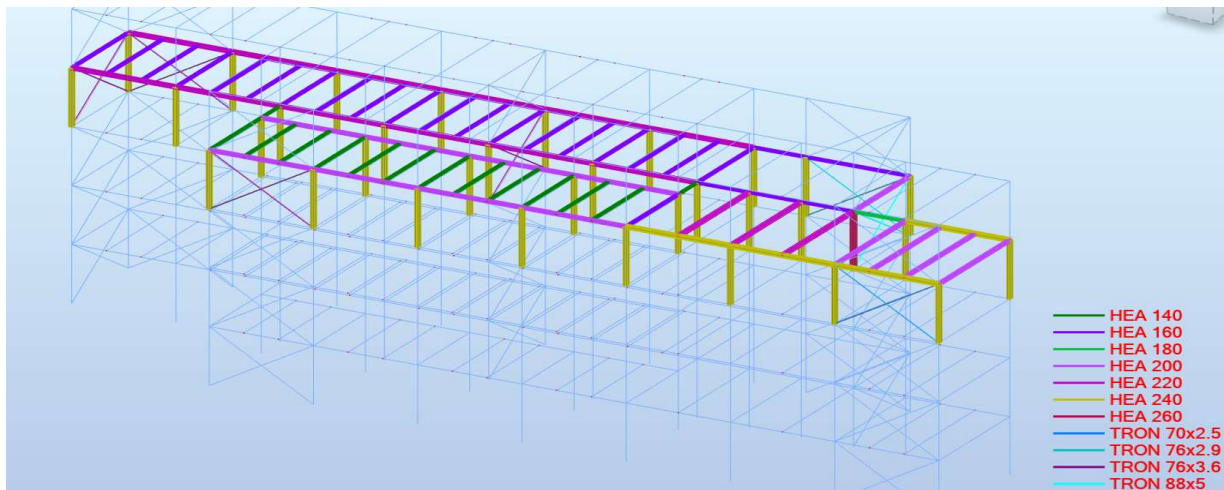
Σχήμα 4.35 ΤΕΛΙΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ 1<sup>ου</sup> ΟΡΟΦΟΥ



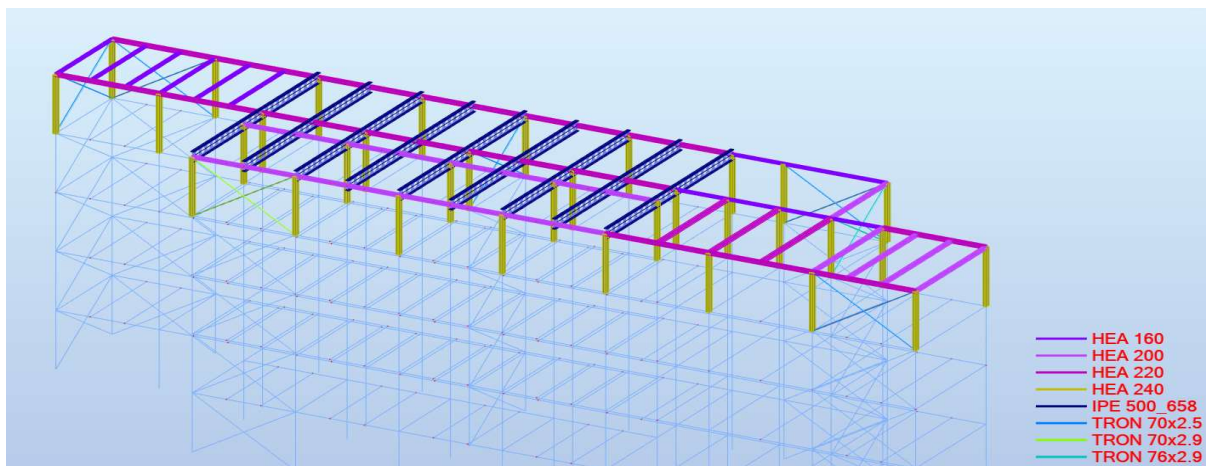
Σχήμα 4.36 ΤΕΛΙΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ 2<sup>ου</sup> ΟΡΟΦΟΥ



Σχήμα 4.37 ΤΕΛΙΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ 3<sup>ου</sup> ΟΡΟΦΟΥ



Σχήμα 4.38 ΤΕΛΙΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ 4<sup>ου</sup> ΟΡΟΦΟΥ



Σχήμα 4.39 ΤΕΛΙΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ 5<sup>ου</sup> ΟΡΟΦΟΥ

#### 4.4.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ

Ένας ιδιαίτερα σημαντικός έλεγχος που πραγματοποιείται στα μεταλλικά κτίρια, λόγω της πλευρικής ευκαμψίας τους, είναι αυτός του περιορισμού των βλαβών. Ο έλεγχος αυτός θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται όπως αναφέρεται παρακάτω:

- για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$\gamma = (d_r * v) / H_{op} \leq 0.50\% = \gamma_{max}$$

- για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία:

$$\gamma = (d_r * v) / H_{op} \leq 0.75\% = \gamma_{max}$$

- για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα ή για κτίρια που δεν έχουν μη φέροντα στοιχεία:

$$\gamma = (d_r * v) / H_{op} \leq 1,00\% = \gamma_{max}$$

Όπου:

$d_r$  η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

$H_{op}$  το ύψος του ορόφου

$v$  είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού των βλαβών. Οι τιμές που συνιστώνται από τον Ευρωκώδικα είναι 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III, IV και 0.5 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I, II.

Το υπό μελέτη κτίριο της παρούσας διπλωματικής είναι με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία, οπότε η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση που θα αναπτύσσεται πρέπει να μην ξεπερνάει την τιμή 0,75%.

Αυτός ο περιορισμός παρατηρούμε ότι επαληθεύεται οριακά για το κτίριο μας. Συγκεκριμένα παρατηρούνται υψηλές τιμές των διατμητικών παραμορφώσεων και στις δύο κύριες διευθύνσεις, οι οποίες όμως δεν ξεπερνούν την οριακή τιμή. Αυτό το γεγονός οφείλεται στο ότι το υπό μελέτη κτίριο και στις δύο διευθύνσεις του είναι αρκετά εύκαμπτο.

Σημειώνεται ότι οι τιμές των σχετικών μετακινήσεων  $d_r$  που μπαίνουν στον τύπο για τον υπολογισμό των διατμητικών παραμορφώσεων, έχουν προκύψει από τους προσαυξημένους σεισμικούς συνδυασμούς, διότι αυτοί ήταν οι πλέον δυσμενείς.

Πίνακας 4.13: ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ ΟΡΟΦΩΝ – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ Χ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ				
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ/ΟΡΟΦΟΣ	Ηορόφου (cm)	dr Ux (cm)	γ (%)	έλεγχος μετακινήσεων
48 ( C ) (CQC) /1	380	4,9	0,65	OK
48 ( C ) (CQC) /2	380	5,4	0,71	OK
48 ( C ) (CQC) /3	380	5,4	0,71	OK
48 ( C ) (CQC) /4	380	5,1	0,67	OK
48 ( C ) (CQC) /5	380	4,6	0,61	OK

Πίνακας 4.14: ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ ΟΡΟΦΩΝ – ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ Υ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ				
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ/ΟΡΟΦΟΣ	Ηορόφου (cm)	dr Uy (cm)	γ (%)	έλεγχος μετακινήσεων
49 ( C ) (CQC) /1	380	4,7	0,62	OK
49 ( C ) (CQC) /2	380	5	0,66	OK
49 ( C ) (CQC) /3	380	5,6	0,74	OK
49 ( C ) (CQC) /4	380	5,2	0,68	OK
49 ( C ) (CQC) /5	380	4,5	0,59	OK

Με τον έλεγχο του περιορισμού των βλαβών ολοκληρώνεται η διαστασιολόγηση και των κατακόρυφων στοιχείων του κτιρίου. Ανακεφαλαιώνοντας, ο ικανοτικός σχεδιασμός, μαζί με τον έλεγχο των φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξης και τον έλεγχο του περιορισμού των βλαβών, είναι η διαδικασία μέσω της οποίας διαστασιολογούνται τελικώς όλα τα κατακόρυφα μέλη της κατασκευής. Παρόλα αυτά, τα υποστυλώματα, παρότι διαστασιολογήθηκαν και για τους προσαυξημένους (λόγο ικανοτικού σχεδιασμού) σεισμικούς συνδυασμούς, τα περισσότερα από αυτά επαρκούσαν και με τη διατομή HEA240 η οποία είχε προκύψει από την ανάλυση των στατικών φορτίων.

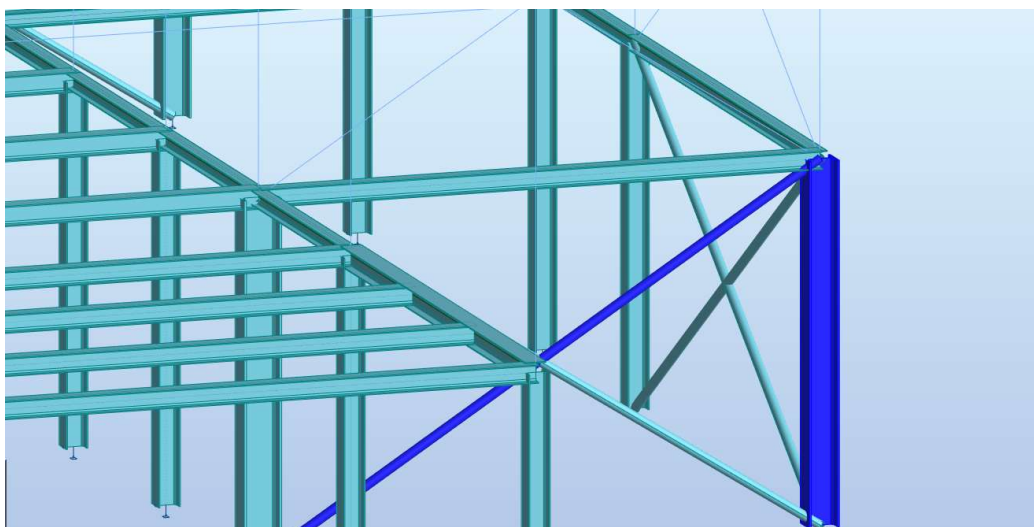
## 5 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Σε αυτό το κεφάλαιο πραγματοποιούνται οι διαστασιολογήσεις των συνδέσεων της κατασκευής. Συγκεκριμένα παρουσιάζονται 5 συνδέσεις. Οι 4 εξ αυτών έχουν δημιουργηθεί και ελεγχθεί στο πρόγραμμα Robot, το οποίο έχει τη δυνατότητα εκτελεί τους ελέγχους και να παράγει τα σχέδια για τις περισσότερες πιθανές συνδέσεις μιας κατασκευής. Αναλυτικά οι 5 συνδέσεις που θα παρουσιαστούν είναι:

- ✓ Σύνδεση διαγωνίου συνδέσμου δυσκαμψίας με υποστύλωμα
- ✓ Σύνδεση κύριας δοκού με δευτερεύουσα δοκό
- ✓ Σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα
- ✓ Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα
- ✓ Διαμόρφωση της βάσης έδρασης του υποστυλώματος

### 5.1 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ- ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Πρόκειται για την μοναδική σύνδεση που έγινε στο χέρι και δεν πραγματοποιήθηκε στο Robot. Έχει επιλεγεί να παρουσιαστεί η σύνδεση της διαγωνίου του 1<sup>ου</sup> ορόφου διατομής TRON101\*8 με το υποστύλωμα διατομής HEB320.



Σχήμα 5.1 Εξεταζόμενη διαγώνιος

Η σύνδεση διαστασιολογείται για την ικανοτική δύναμη της διαγωνίου η οποία υπολογίζεται από την πλαστική αντοχή της διατομής και προκύπτει τελικά ότι απαιτούνται κοχλίες 6M24 και ποιότητας 10.9. Η κοχλίωση επίσης επιλέγεται να είναι κατηγορίας C με προεντεταμένους κοχλίες.

## ΙΚΑΝΟΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Η διαστασιολόγηση δεν γίνεται με την τέμνουσα που υπολογίζουμε από τη δυναμική φασματική ανάλυση, αλλά με την προσαυξημένη τέμνουσα που προκύπτει από την ικανοτική δύναμη της διαγωνίου ως εξής:

$$N_{Ed} = 1,1 * \gamma_{ov} * N_{pl,Rd}$$

Όπου:

$\gamma_{ov}$  = συντελεστής ασφαλείας που ισούται με 1,25

$N_{pl,Rd}$  = πλαστική αντοχή της διαγωνίου

Η πλαστική αντοχή της διαγωνίου με διατομή TRON101\*8 - εμβαδού 23,52cm<sup>2</sup>- ισούται με  **$N_{pl,Rd} = 835,2 \text{ kN}$** .

Επομένως προκύπτει ικανοτική δύναμη σχεδιασμού της σύνδεσης ίση με  **$N_{Ed} = 1148,28 \text{ kN}$** .

Η σύνδεση θα πρέπει να επαρκεί για αυτή τη δύναμη.

Οι έλεγχοι που θα πρέπει να πραγματοποιηθούν είναι οι εξής:

- έλεγχος σε ολίσθηση, από τον οποίο προκύπτει και ο αριθμός των κοχλιών
- έλεγχος σε διάτμηση
- έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας
- έλεγχος πλάστιμης αστοχίας
- έλεγχος αποστάσεων κοχλιών
- έλεγχος λεπίδας σύνδεσης

### - Διαμόρφωση συγκόλλησης

Για τη συγκόλληση επιλέγονται τα ακόλουθα χαρακτηριστικά, ώστε να επαρκεί οριακά για την δύναμη σχεδιασμού ( $N_{Ed} = 1148,28 \text{ kN}$ ):

- πάχος συγκόλλησης:  $a = 10 \text{ mm}$
- ραφές:  $m = 4$
- Μήκος συγκόλλησης:  $l = 110 \text{ mm}$
- $f_{vwd} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$ , που προκύπτει για συντελεστή  $\beta_w = 0,9$  και χάλυβα S355

Προκύπτει αντοχή συγκόλλησης ίση με:

$$F_{w,Rd} = a * m * l * f_{vwd} = 1151,48 \text{ kN} > N_{Ed} = 1148,28 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

#### - Επιλογή αποστάσεων

Επιλέγονται οι ακόλουθες αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών:

$$e_1 = 70\text{mm}$$

$$e_2 = 70\text{mm}$$

$$p_1 = 65\text{mm}$$

$$p_2 = 65\text{mm}$$

#### - Έλεγχος σε ολίσθηση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα η αντοχή της σύνδεσης σε ολίσθηση  $F_{s,Rd}$  για προεντεταμένους κοχλίες ποιότητας 10.9 ισούται με:

$$F_{s,Rd} = (k_s * n * \mu / \gamma_{M3}) * F_{p,C} * m$$

Όπου:

- $k_s$ : συντελεστής σχήματος οπής – τον παίρνουμε ίσο με 1,00 (θεωρούμε κοχλίες σε κανονικές οπές)
- $n$ : επίπεδα διάτμησης κοχλιών – στην περίπτωση μας ισχύει:  $n = 2$
- $\mu$ : συντελεστής ολίσθησης – θεωρούμε κατηγορία επιφάνειας τριβής A (για αμμοβολισμένες μεταλλικές επιφάνειες) οπότε παίρνουμε από τον αντίστοιχο πίνακα την τιμή:  $\mu = 0,50$
- $\gamma_{M3}$ : συντελεστής ασφαλείας που ισούται με 1,25
- $m$ : αριθμός κοχλιών – τον οποίο ψάχνουμε
- $F_{p,C}$ : δύναμη προέντασης για την οποία ισχύει:  $F_{p,C} = 0,7 * A_s * f_{ub}$ , όπου για κοχλίες M24 ( $A_s = 3,53\text{cm}^2$ ) και ποιότητας 10.9 ( $f_{ub} = 100\text{kN/cm}^2$ ) προκύπτει:  $F_{p,C} = 271,4\text{ kN}$

Θέλουμε να ισχύει η απαίτηση:  $F_{s,Rd} \geq N_{Ed} = 1148,28\text{ kN}$ .

Από την απαίτηση αυτή προκύπτει και το πλήθος των κοχλιών ίσο με  $m = 6$ .

Τελικώς υπολογίζουμε  $F_{s,Rd} = 1186,08\text{kN}$

#### - Έλεγχος σε διάτμηση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα η αντοχή της κοχλίωσης σε διάτμηση  $F_{v,Rd}$  δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$F_{v,Rd} = n * m * \alpha_v * A * f_{ub} / \gamma_{M2}$$

Όπου:

- $n$ : επίπεδα διάτμησης κοχλιών – στην περίπτωση μας ισχύει:  $n = 2$
- $m$ : αριθμός κοχλιών – υπολογίστηκε πριν:  $m = 6$
- $\alpha_v$ : δίνεται  $\alpha_v = 0,6$
- $A$ : εμβαδόν πλήρους διατομής κοχλίου ( $A = 4,52\text{cm}^2$ )



- $f_{ub}$ :  $100\text{K}\eta/\text{cm}^2$
- $\gamma_{M2}$ : συντελεστής ασφαλείας που ισούται με 1,25

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει  $F_{v,Rd} = 2603,52\text{kN} > N_{Ed} = 1148,28\text{kN}$  **OK**

#### - Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας ισούται με:

$$F_{b,Rd} = n * m * k_1 * a_b * f_u * d * t / \gamma_{M2}$$

Όπου:

- $k_1$ :  $\min(2.8 * e_2 / d_0 - 1.7 ; 2.5)$  - για ακραίους κοχλίες
- $k_1$ :  $\min(1.4 * p_2 / d_0 - 1.7 ; 2.5)$  - για εσωτερικούς κοχλίες
- τελικώς προκύπτει:  **$k_1 = 1.80$**
- $a_b$ :  $\min[ e_1 / (3 * d_0) ; p_1 / (3 * d_0) - 0.25 ; f_{ub} / f_u ; 1 ] = 0.58$
- $d$ : 24mm
- $t$ : 1.65mm
- $f_u$ : 51Mpa      πρόκειται για την τάση αντοχής του ελάσματος

Οπότε προκύπτει αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας ίση με:  $F_{b,Rd} = 2024.1\text{kN} > N_{Ed}$  **OK**

#### - Έλεγχος πλαστικής αστοχίας

Η πλαστική αστοχία στη σύνδεση είναι κάτι το επιθυμητό. Για να επιτευχθεί πρέπει η αστοχία σε σύνθλιψη άντυνας να γίνει πρώτη αντί της αστοχίας σε διάτμηση και αυτό γιατί η αστοχία σε διάτμηση είναι ψαθυρή ενώ η αστοχία σε σύνθλιψη άντυνας είναι πλαστική. Για να έχουμε πλαστική αστοχία πρέπει να επαληθεύεται η παρακάτω σχέση:

$$F_{v,Rd} > 1.20 * F_{b,Rd}$$

- $F_{v,Rd} = 2603,52\text{kN}$
- $1.20 * F_{b,Rd} = 2428,9\text{kN}$  **OK**

#### - Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών

$$\min e_1 = 1.2 * d_0 = 31.2\text{mm} < e_1 = 70\text{mm} < \max e_1 = \min(4 * t + 40) = 106\text{mm} \quad \text{OK}$$

$$\min e_2 = 1.2 * d_0 = 31.2\text{mm} < e_2 = 70\text{mm} < \max e_2 = \min(4 * t + 40) = 106\text{mm} \quad \text{OK}$$

$$\min p_1 = 2.2 * d_0 = 62.4\text{mm} < p_1 = 65\text{mm} < \max p_1 = \min(14 * t + 200) = 200\text{mm} \quad \text{OK}$$

$$\min p_2 = 2.4 * d_0 = 31.2\text{mm} < p_2 = 65\text{mm} < \max p_2 = \min(14 * t + 200) = 200\text{mm} \quad \text{OK}$$

### - Έλεγχος λεπίδας σύνδεσης

Κανονικά στον έλεγχο της λεπίδας σε εφελκυσμό πρέπει να υπολογιστούν 2 αντοχές. Η πλαστική αντοχή σχεδιασμού  $N_{pl,Rd}$  στην πλήρη διατομή της λεπίδας και η οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής σε θέσεις κοχλιών  $N_{u,Rd}$ . Για την περίπτωση μας που απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός, η  $N_{pl,Rd}$  θα πρέπει να είναι μικρότερη από την  $N_{u,Rd}$ . Υπολογίζουμε την  $N_{net,Rd}$  στις θέσεις με οπές κοχλιών.

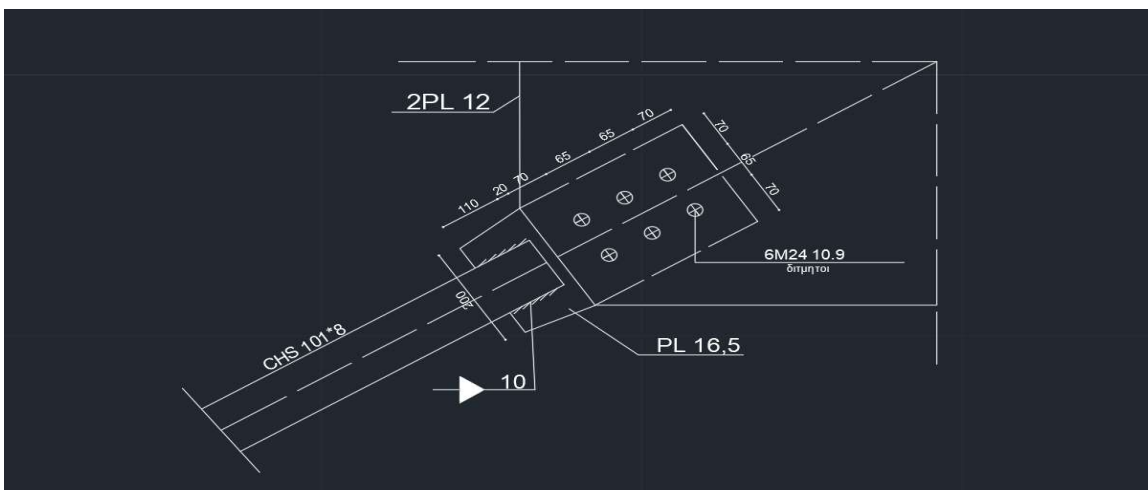
Για την  $N_{net,Rd}$  της διατομής της λεπίδας έχουμε:

$$N_{net,Rd} = A_{net} * f_u / \gamma_{M0} = 1245,4kN > N_{Ed} = 1148,28kN \text{ OK}$$

Όπου:

- $A_{net} = (b - 2 * d_0) = 24,42cm^2$
- $f_u = 51,00kN/cm^2$

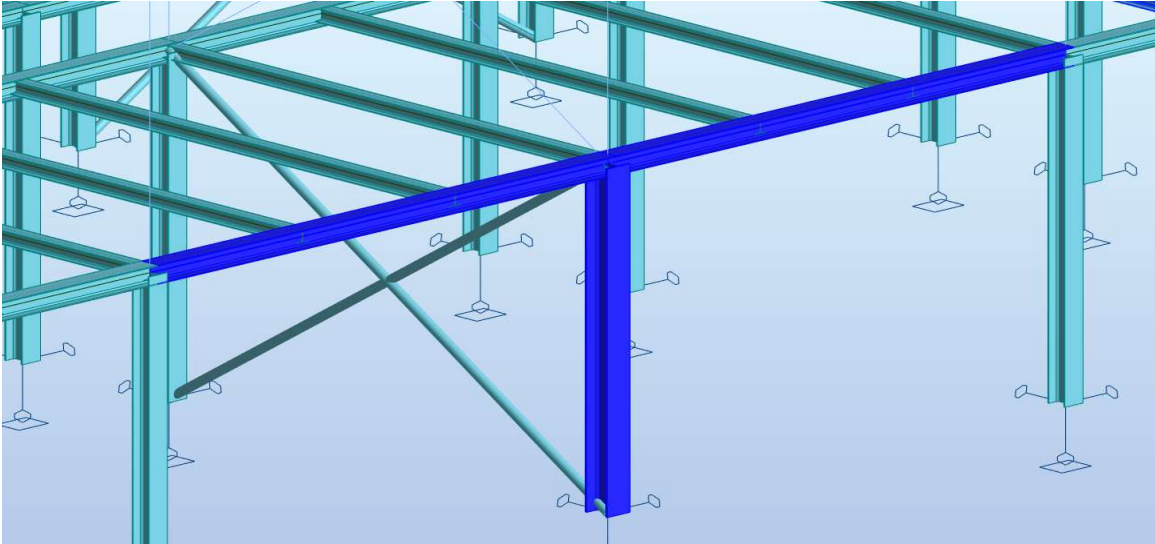
### ΣΧΕΔΙΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ



Σχήμα 5.2 Σύνδεση χιαστί μεταλλικού συνδέσμου με υποστύλωμα

### 5.2 ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Εδώ εξετάζεται η σύνδεση των κύριων δοκών Δ41 – Δ42 με το υποστύλωμα Κ5 της οροφής ισογείου, που βρίσκονται στη διεύθυνση Χ. Οι κύριες αυτές δοκοί συνδέονται με τον κορμό του υποστυλώματος, πρόκειται για σύνδεση Column-Beam (web). Οι διατομές των δοκών είναι HEA220 ενώ του υποστυλώματος είναι HEB300. Στην παρακάτω φωτογραφία από το πρόγραμμα Robot φαίνεται για ποια μέλη μιλάμε και πως γίνεται η σύνδεσή τους.



Σχήμα 5.3 Εξεταζόμενες δοκοί- υποστύλωμα στη θέση σύνδεσης

Δίνεται ότι και για τις 2 δοκούς η αναπτυσσόμενη τέμνουσα με την οποία θα ελεγχθούν οι συνδέσεις τους είναι  $V_{Ed} = 75.89\text{kN}$ . Επιλέγεται κατηγορία κοχλίωσης A και κοχλίες **2M16** ποιότητας **6.8**. Υπενθυμίζεται ότι το υλικό των χαλύβδινων διατομών είναι S355, με  $f_y = 35.5\text{Μpa}$ . Επίσης, χρησιμοποιείται ένα γωνιακό έλασμα διατομής CAE100\*10 και μήκους  $l_a = 130\text{mm}$ , το οποίο κοχλιώνεται στον κορμό της δοκού ενώ συγκολλείται στο υποστύλωμα.

Τέλος για τις αποστάσεις των κοχλιών έχουν επιλεγεί οι ακόλουθες:

$$e_1 = 38\text{mm}$$

$$e_2 = 60\text{mm}$$

$$p_1 = 55\text{mm}$$

Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν είναι οι:

- Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση
  - Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας
  - Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης
- Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση

Με τον γνωστό τύπο της αντοχής σε διάτμηση, υπολογίζεται:

$$F_{v,Rd} = 115,81\text{kN} > V_{Ed} = 98,02\text{kN} \quad \text{OK}$$

με:

- $m = 2$  κοχλίες

- $n = 2$  επίπεδα διάτμησης

Προκύπτει λόγος επάρκειας: **0,85 < 1,00 OK**

- **Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας**

- Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας (κατά X):  $F_{b,Rd,x} = 109,76\text{kN}$
  - Δρώσα δύναμη σχεδιασμού σε έναν κοχλία κατά τη διεύθυνση X:  $F_{Ed,x} = 90,38\text{kN}$
- Προκύπτει λόγος επάρκειας: **0,82 OK**

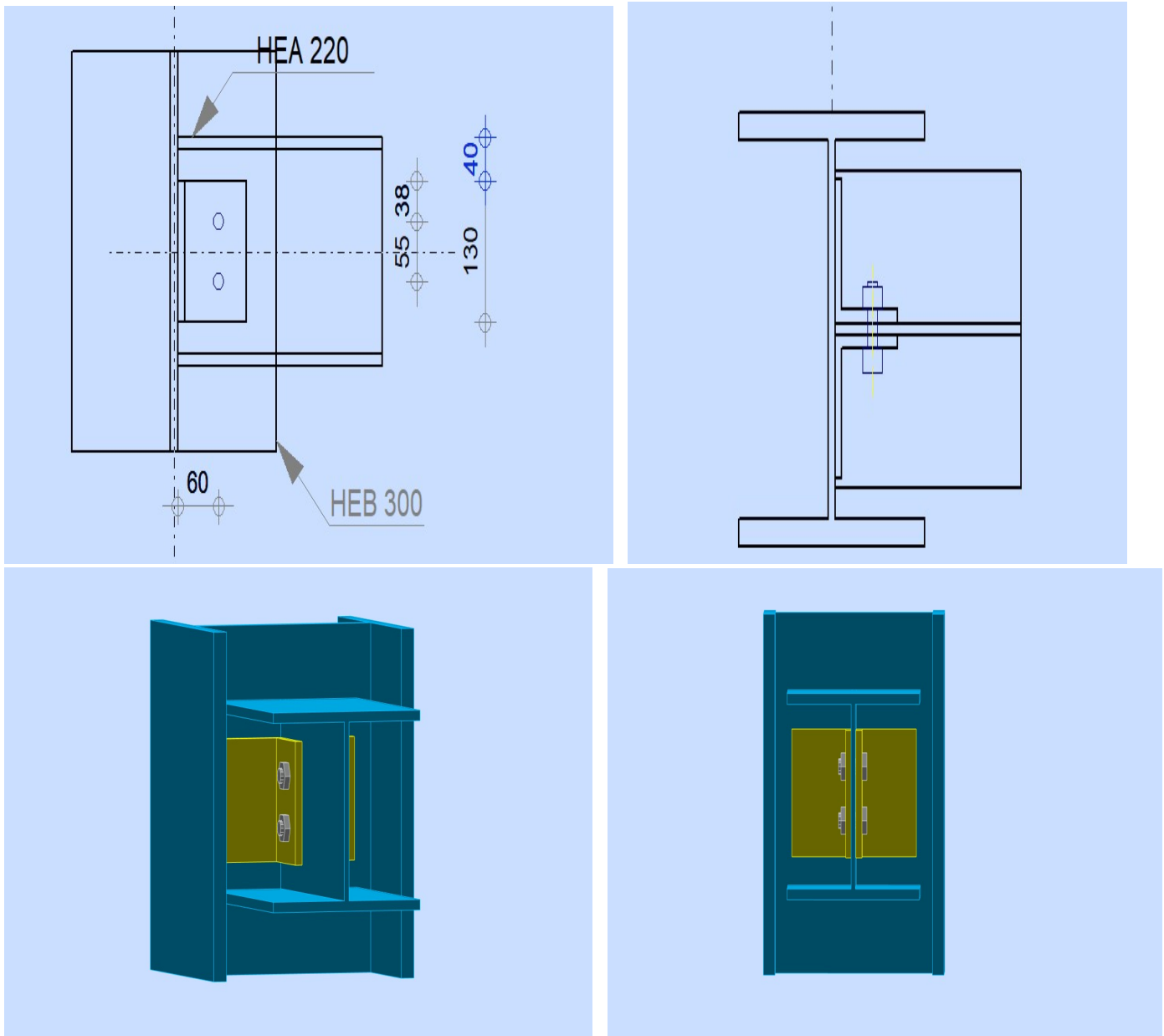
- **Έλεγχος συγκόλλησης**

Σε αυτόν τον έλεγχο ελέγχεται η συγκόλληση του γωνιακού ελάσματος που χρησιμοποιήθηκε με το υποστύλωμα.

- Εμβαδόν συγκόλλησης:  $A_w = 16,50\text{cm}^2$
  - Πολική ροπή αδράνειας:  $I_p = 739,42\text{cm}^4$
  - Συνολική αναπτυσσόμενη τάση:  $f_{tot} = 34,44\text{Mpa}$
  - Αντοχή συγκόλλησης:  $f_{vw,d} = 251,47\text{Mpa}$
- Προκύπτει λόγος επάρκειας: **0,25 OK**

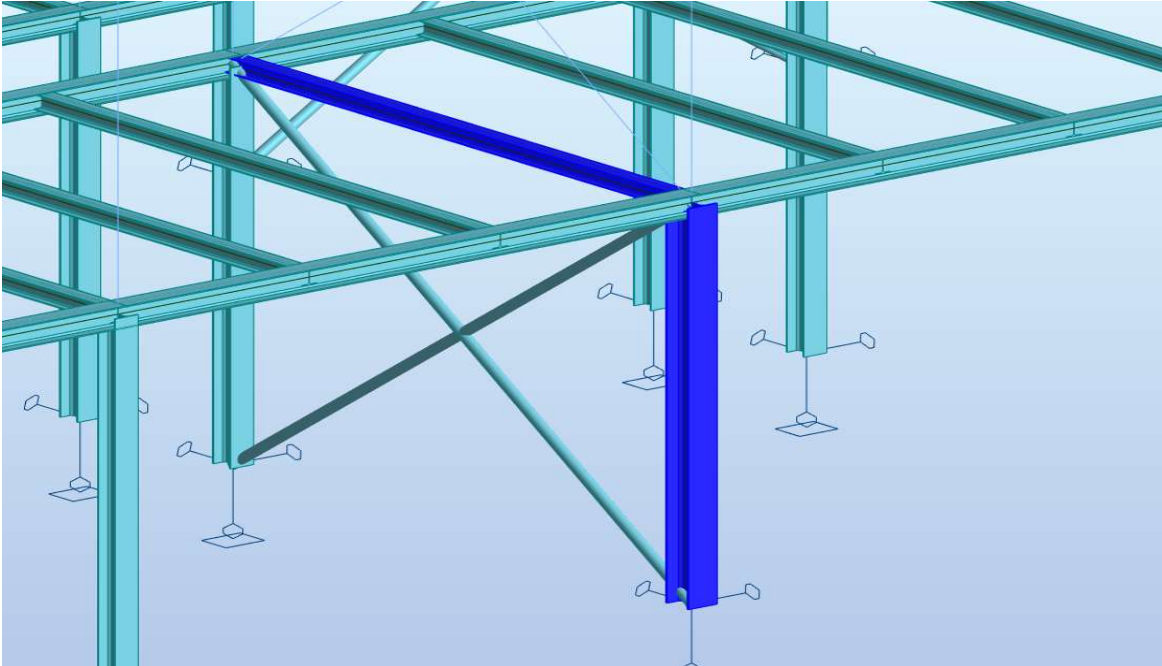
Όπως φάνηκε ο κρίσιμος έλεγχος της σύνδεσης της κύριας δοκού με το υποστύλωμα υπήρξε ο έλεγχος σε διάτμηση με λόγο επάρκειας 0,85.

Σχήματα 5.4 ΣΧΕΔΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ



### 5.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Εδώ εξετάζεται η σύνδεση της δευτερεύουσας δοκού Δ75 με το υποστυλώμα Κ5 της οροφής ισογείου, που βρίσκονται στη διεύθυνση Υ. Η δευτερεύουσα αυτή δοκός συνδέεται με το πέλαμα του υποστυλώματος, πρόκειται για σύνδεση Column-Beam (flange). Η διατομή της δοκού είναι HEA160 ενώ του υποστυλώματος είναι HEB300. Στην παρακάτω φωτογραφία από το πρόγραμμα Robot φαίνεται για ποια μέλη μιλάμε και πως γίνεται η σύνδεσή τους.



Σχήμα 5.5 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με υποστυλώμα

Δίνεται ότι για τη σύνδεση αυτή, η αναπτυσσόμενη τέμνουσα με την οποία θα ελεγχθεί είναι  $V_{Ed} = 75.89\text{kN}$  και ότι θεωρείται ότι ασκείται στο κέντρο βάρους της συγκόλλησης. Επιλέγονται κοχλίες **2M18** ποιότητας **8.8**. Υπενθυμίζεται ότι το υλικό των χαλύβδινων διατομών είναι S355, με  $f_y = 35.5\text{MPa}$ .

Για τη σύνδεση αυτή, χρησιμοποιείται ένα γωνιακό έλασμα διατομής CAE120\*10 και μήκους  $l_a = 102\text{mm}$ , το οποίο κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος ενώ συγκολλείται στον κορμό της δοκού.

Τέλος για τις αποστάσεις των κοχλιών έχουν επιλεγεί οι ακόλουθες:

$$e_1 = 24\text{mm}$$

$$e_2 = 60\text{mm}$$

$$p_1 = 54\text{mm}$$

Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν είναι οι:

- Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση
- Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας
- Έλεγχος κοχλιών σε εφελκυσμό
- Έλεγχος κοχλιών για ταυτόχρονη δράση εφελκυσμού και διάτμησης
- Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης ελάσματος

- Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση

Με τον γνωστό τύπο της αντοχής σε διάτμηση, υπολογίζεται:

$$F_{v,Rd} = 97,72\text{kN} > V_{Ed} = 48,16\text{kN} \quad \text{OK}$$

με:

- $m = 2$  κοχλίες
- $n = 2$  επίπεδα διάτμησης

Προκύπτει λόγος επάρκειας:  $0,49 < 1,00$  OK

- Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

- Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας (κατά X):  $F_{b,Rd,x} = 117,13\text{kN}$
  - Δρώσα δύναμη σχεδιασμού σε έναν κοχλία κατά τη διεύθυνση X:  $F_{Ed,x} = 44,27\text{kN}$
- Προκύπτει λόγος επάρκειας:  $0,38$  OK

- Έλεγχος κοχλιών σε εφελκυσμό

Η απόσταση από την εφαρμογή της δύναμης στο κέντρο βάρους της συγκόλλησης μέχρι το κέντρο βάρους της κοχλίωσης δημιουργεί μία ροπή στην κοχλίωση η οποία λογίζεται υπόψη με μία εφελκυστική δύναμη στον πλέον απομακρυσμένο κοχλία.

- Εφελκυστική δύναμη στον κοχλία:  $F_{t,Ed} = 55,26\text{kN}$
  - Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό:  $F_{t,Rd} = 110,59\text{kN}$
- Προκύπτει λόγος επάρκειας:  $0,50$  OK

- Έλεγχος κοχλιών για ταυτόχρονο εφελκυσμό και διάτμηση

- Διατμητική δύναμη κοχλία:  $F_{v,Ed} = 48,16\text{kN}$
  - Έλεγχος αντοχής:  $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.00$
- Όπου:  $F_{v,Rd}$ ,  $F_{t,Ed}$ ,  $F_{t,Rd}$  όπως ορίστηκαν παραπάνω
- Προκύπτει λόγος επάρκειας:  $0.85 \leq 1.00$  OK

- Έλεγχος συγκόλλησης

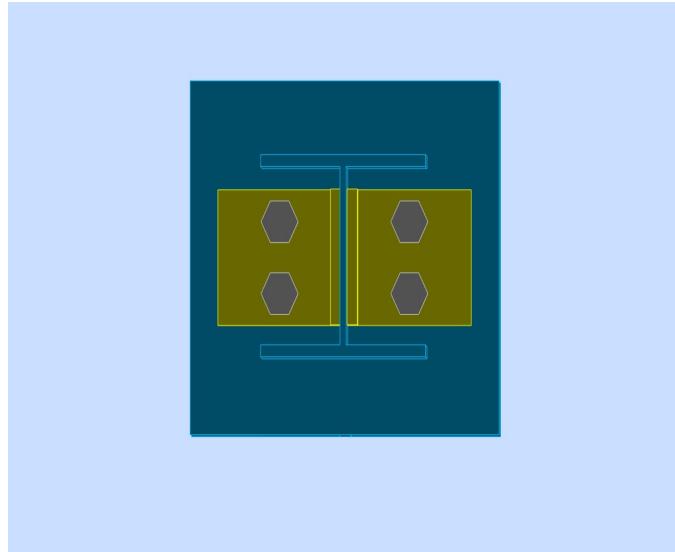
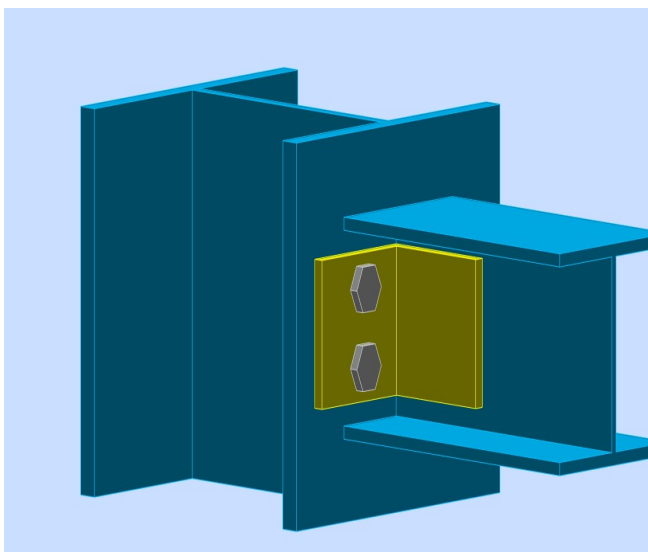
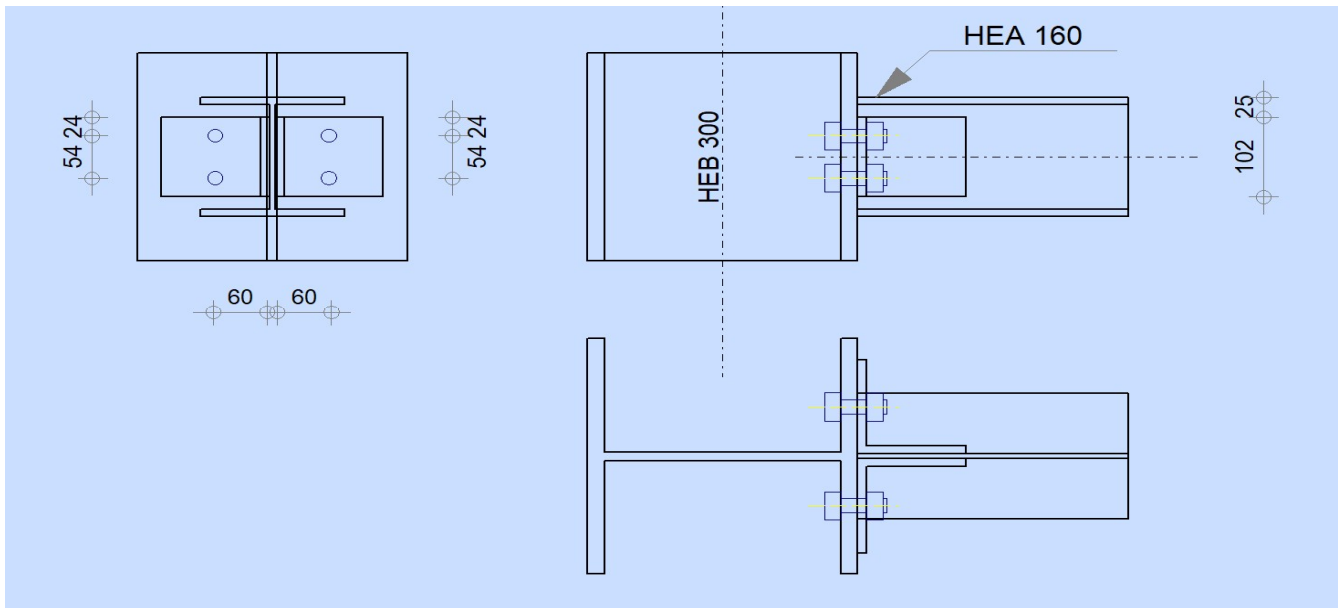
Σε αυτόν τον έλεγχο ελέγχεται η συγκόλληση του γωνιακού ελάσματος που χρησιμοποιήθηκε με τον κορμό της δοκού.

- Εμβαδόν συγκόλλησης:  $A_w = 17,10\text{cm}^2$

- Πολική ροπή αδράνειας:  $I_p = 671,85\text{cm}^4$
  - Συνολική αναπτυσσόμενη τάση:  $f_{\text{tot}} = 61,45\text{Μρα}$
  - Αντοχή συγκόλλησης:  $f_{\text{vw,d}} = 251,47\text{Μρα}$
- Προκύπτει λόγος επάρκειας: **0,24 OK**

Όπως φαίνεται δυσμενέστερος έλεγχος για τη σύνδεση της δευτερεύουσας δοκού με το υποστύλωμα υπήρξε ο έλεγχος για ταυτόχρονη δράση εφελκυσμού και διάτμησης στους κοχλίες με λόγο επάρκειας 0,85.

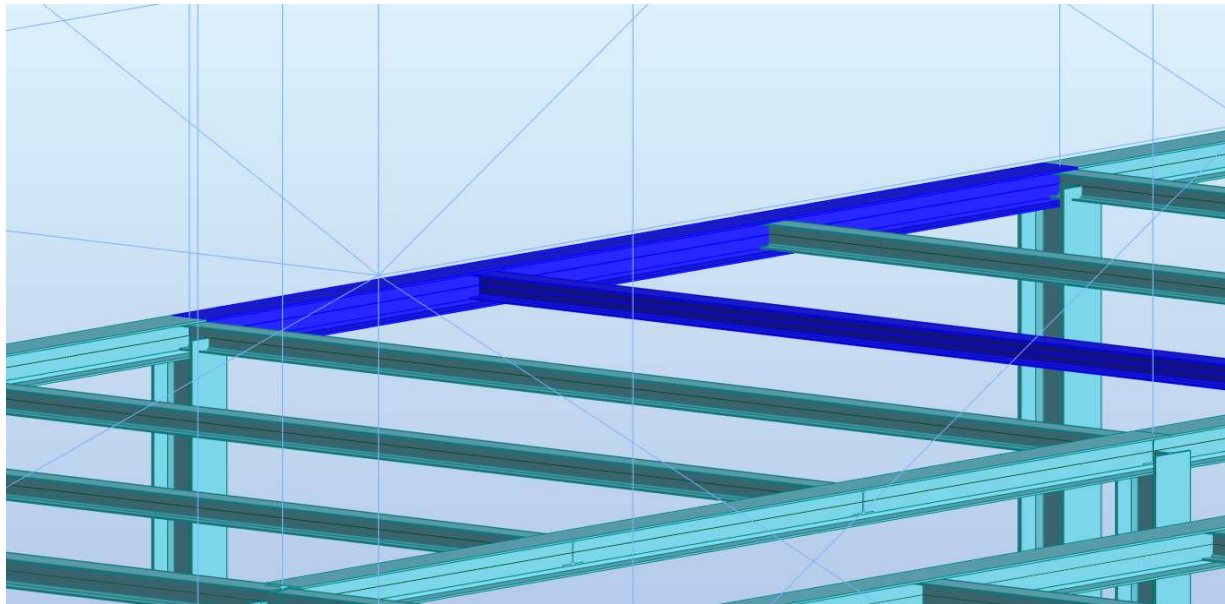
Σχήματα 5.6 ΣΧΕΔΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ





#### 5.4 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ

Εδώ εξετάζεται η σύνδεση της δευτερεύουσας δοκού Δ66 με την κύρια δοκό Δ95 της οροφής ισογείου (κάτοψη ΧΥ). Η δευτερεύουσα αυτή δοκός συνδέεται στον κορμό της κύριας δοκού όπως φαίνεται και στο ακόλουθο σχήμα. Η διατομή της δευτερεύουσας δοκού είναι ΗΕΑ140 ενώ της κύριας δοκού είναι ΗΕΑ200. Στην παρακάτω φωτογραφία από το πρόγραμμα Robot φαίνεται για ποια μέλη μιλάμε και πως γίνεται η σύνδεσή τους.

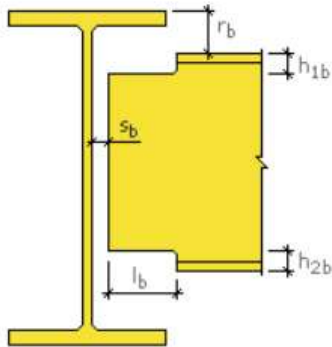


Σχήμα 5.7 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με κύρια δοκό

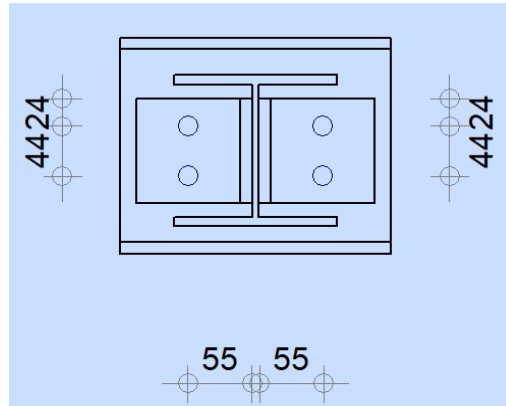
Δίνεται ότι για τη σύνδεση αυτή, η αναπτυσσόμενη τέμνουσα με την οποία θα ελεγχθεί είναι η  $V_{Ed} = 69,20\text{kN}$  και θεωρείται ότι ασκείται στο κέντρο βάρους της συγκόλλησης. Επιλέγονται κοχλίες **2M18** ποιότητας **8.8**. Υπενθυμίζεται ότι το υλικό των χαλύβδινων διατομών είναι S355, με  $f_y = 35.5\text{MPa}$ .

Για τη σύνδεση αυτή, χρησιμοποιείται ένα γωνιακό έλασμα διατομής CAE100\*10 και μήκους  $l_a = 92\text{mm}$ , το οποίο κοχλιώνεται στον κορμό της κύριας δοκού, ενώ συγκολλείται στον κορμό της δευτερεύουσας δοκού.

Για τις συνδέσεις μεταξύ δοκών δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στη γεωμετρία τους. Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι αποστάσεις οι οποίες πρέπει να οριστούν για τη γεωμετρία της σύνδεσης, τις οποίες εμείς είμαστε υπεύθυνοι να ορίσουμε.



Σχήμα 5.8 Διαμόρφωση γεωμετρίας σύνδεσης



Σχήμα 5.9 Καθορισμός αποστάσεων κοχλιών

Από όλες αυτές τις αποστάσεις χρειάστηκε να ορίσουμε μόνο την  $r_b$ , καθώς για τις υπόλοιπες δεν απαιτήθηκε αφού η HEA140 χωρούσε στον κορμό της HEA200. Οπότε όλες οι αποστάσεις ορίστηκαν ως 0 ενώ η  $r_b = 33\text{mm}$ .

Τέλος για τις αποστάσεις των κοχλιών έχουν επιλεγεί οι ακόλουθες:

$$e_1 = 24\text{mm}$$

$$e_2 = 55\text{mm}$$

$$p_1 = 44\text{mm}$$

Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν είναι οι:

- Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση
- Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας
- Έλεγχος κοχλιών σε εφελκυσμό
- Έλεγχος κοχλιών για ταυτόχρονη δράση εφελκυσμού και διάτμησης
- Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης ελάσματος

- Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση

Με τον γνωστό τύπο της αντοχής σε διάτμηση, υπολογίζεται:

$$F_{v,Rd} = 97,72\text{kN} > V_{Ed} = 48,60\text{kN} \quad \text{OK}$$

με:

- $m = 2$  κοχλίες
- $n = 2$  επίπεδα διάτμησης

Προκύπτει λόγος επάρκειας: **0,50 < 1,00 OK**

- **Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας**

- Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας (κατά Χ):  **$F_{b,Rd,x} = 63,29\text{kN}$**
- Δρώσα δύναμη σχεδιασμού σε έναν κοχλία κατά τη διεύθυνση Χ:  **$F_{Ed,x} = 45,41\text{kN}$**   
Προκύπτει λόγος επάρκειας: **0,72 OK**

- **Έλεγχος κοχλιών σε εφελκυσμό**

Η απόσταση από την εφαρμογή της δύναμης στο κέντρο βάρους της συγκόλλησης μέχρι το κέντρο βάρους της κοχλίωσης δημιουργεί μία ροπή στην κοχλίωση η οποία λογίζεται υπόψη με μία εφελκυστική δύναμη στον πλέον απομακρυσμένο κοχλία.

- Εφελκυστική δύναμη στον κοχλία:  **$F_{t,Ed} = 52,33\text{kN}$**
- Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό:  **$F_{t,Rd} = 110,59\text{kN}$**   
Προκύπτει λόγος επάρκειας: **0,47 OK**

- **Έλεγχος κοχλιών για ταυτόχρονο εφελκυσμό και διάτμηση**

- Διατμητική δύναμη κοχλία:  **$F_{v,Ed} = 48,60\text{kN}$**
- Έλεγχος αντοχής:  **$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.00$**   
Όπου:  
 **$F_{v,Rd}$  ,  $F_{t,Ed}$  ,  $F_{t,Rd}$**  όπως ορίστηκαν παραπάνω  
Προκύπτει λόγος επάρκειας: **0.84 ≤ 1.00 OK**

- **Έλεγχος συγκόλλησης**

Σε αυτόν τον έλεγχο ελέγχεται η συγκόλληση του γωνιακού ελάσματος που χρησιμοποιήθηκε με τον κορμό της δοκού.

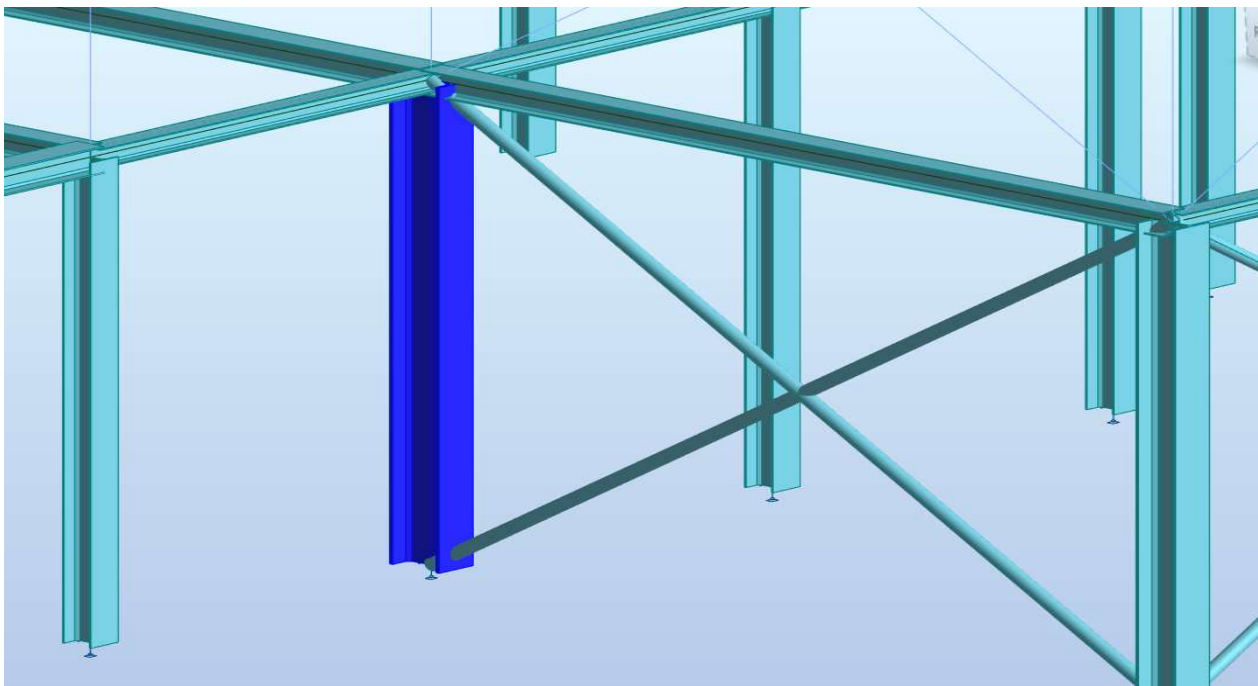
- Εμβαδόν συγκόλλησης:  **$A_w = 14,60\text{cm}^2$**
- Πολική ροπή αδράνειας:  **$I_p = 438,15\text{cm}^4$**
- Συνολική αναπτυσσόμενη τάση:  **$f_{tot} = 65,48\text{Mpa}$**
- Αντοχή συγκόλλησης:  **$f_{vw,d} = 251,47\text{Mpa}$**   
Προκύπτει λόγος επάρκειας: **0,26 OK**

Όπως φαίνεται δυσμενέστερος έλεγχος για τη σύνδεση της δευτερεύουσας δοκού με το υποστύλωμα υπήρξε ο έλεγχος για ταυτόχρονη δράση εφελκυσμού και διάτμησης στους κοχλίες με λόγο επάρκειας 0,84.

## 5.5 ΕΔΡΑΣΗ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Σχετικά με τη διαμόρφωση της έδρασης των υποστυλωμάτων έχει επιλεγεί να γίνει αρθρωτή έδραση. Η έδραση αποτελείται από κάποια επιμέρους στοιχεία. Αυτά είναι η βάση της διατομής του υποστυλώματος, η μεταλλική πλάκα πάνω στην οποία θα συγκολληθεί η διατομή του υποστυλώματος, ορισμένα αγκύρια τα οποία είναι απαραίτητα για την σύνδεση, δύο πλευρικά ελάσματα που σκοπεύουν στην ενίσχυση της σύνδεσης και τα οποία συγκολλούνται στη μεταλλική πλάκα και στο υποστύλωμα, ένα λεπτό στρώμα σκυροδέματος καθαριότητας και το θεμέλιο. Αυτή η έδραση θα κληθεί να παραλάβει μία πολύ ισχυρή αξονική θλιπτική δύναμη και κάποια τέμνουσα.

Το υποστύλωμα που επιλέχθηκε να ελεγχθεί είναι το υποστύλωμα K27 διατομής HEB400.



Σχήμα 5.10 Έδραση υποστυλώματος στο έδαφος

### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΒΑΣΗΣ

- $N_{Ed} = -2976,21 \text{ kN}$
- $V_{Ed} = 9,36 \text{ kN}$

Παρατηρείται ότι η τιμή της τέμνουσας είναι αρκετά μικρή άρα και οι έλεγχοι της δεν θα είναι καθοριστικοί οπότε δεν θα μας απασχολήσουν ιδιαιτέρως.

Στη συνέχεια θα παρουσιαστεί το πως έχουν επιλεγεί οι διαστάσεις των επιμέρους τμημάτων της βάσης.

### ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Για τη μεταλλική πλάκα έδρασης χρειάζεται να επιλέξουμε τις διαστάσεις της σε κάτοψη καθώς και το πάχος της. Το υλικό της δηλώνεται ότι είναι ίδιο με αυτό των υπόλοιπων μεταλλικών διατομών δηλαδή S355.

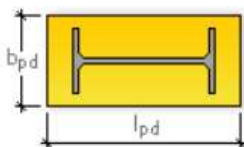
Το εμβαδόν της μεταλλικής πλάκας έδρασης  $A_p$  προκύπτει από την απαίτηση να είναι μεγαλύτερο από το  $A_{req} = N_{Ed} / f_{jd}$

Όπου:

$N_{Ed}$ : η δρώσα αξονική

$f_{jd}$ :  $\beta_j * \alpha * f_{cd}$  , με:  $\beta_j = 2/3$  και  $\alpha = 1.50$

Σύμφωνα με την απαίτηση αυτή προκύπτει ότι η μεταλλική πλάκα έδρασης με διαστάσεις 800\*500 επαρκεί. ( $l_{pd} = 800\text{mm}$  και  $b_{pd} = 500\text{mm}$ )



Σχήμα 5.11 Σχέδιο πλάκας έδρασης

Για τον υπολογισμό του απαιτούμενου πάχους της μεταλλικής πλάκας αυτό προκύπτει από την παρακάτω απαίτηση.

$$t_p > t_{min} = c * (3 * f_{jd} * \gamma_{M0} / f_{yp})^{0.5}$$

Όπου:

$f_{jd}$ : όπως ορίστηκε παραπάνω

$f_{yp}$ : η τάση διαρροής του ελάσματος

$c$ : το πλάτος σύνθλιψης, το οποίο πρέπει να επιλέγεται μεταξύ των ακόλουθων ορίων:

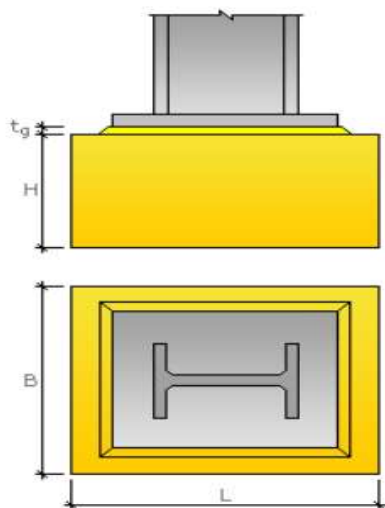
$$c_{min} = (h - 2 * t_f) / 2 < c < c_{max} = t * [f_y / (3 * f_j * \gamma_{M0})]^{0.5}$$

Προκύπτει ότι ένα καλό πάχος για τη μεταλλική πλάκα έδρασης είναι τα 30mm.

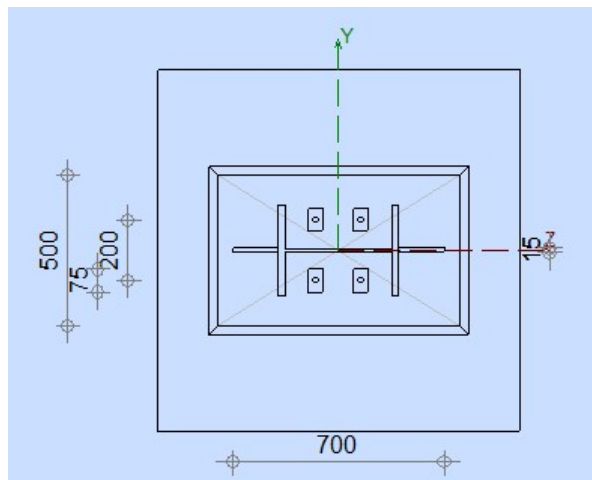
Οπότε τελικώς επιλέγεται μεταλλική πλάκα 800\*500\*30.

### ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΕΜΕΛΙΟΥ

Για το θεμέλιο χρειάζεται να καθορίσουμε τις διαστάσεις του σε κάτοψη και το ύψος του. Επιλέγουμε να κατασκευάσουμε τετραγωνικό θεμέλιο με πλευρά μήκους 1,20m και ύψος 0,90m. Επιπλέον ανάμεσα στο θεμέλιο και στην μεταλλική πλάκα έδρασης μπαίνει μία στρώση σκυροδέματος καθαριότητας περί των 30cm πάχους. Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται είναι ποιότητας C20/25. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται οι διαστάσεις και το πως διαμορφώνεται η έδραση του υποστυλώματος με το θεμέλιο.



Σχήμα 5.12 Διαμόρφωση διαστάσεων θεμελίου



Σχήμα 5.13 Κάτοψη βάσης υποστυλώματος

Καταλήγουμε σε θεμέλιο με διαστάσεις:

- $B = 1.20\text{m}$
- $L = 1.20\text{m}$
- $H = 90\text{cm}$
- $t_g = 30\text{cm}$

#### ΣΥΝΔΕΣΗ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΚΑΙ ΘΕΜΕΛΙΟ (ΑΓΚΥΡΙΑ)

Αρχικά η βάση του υποστυλώματος συγκολλείται στην μεταλλική πλάκα έδρασης. Το πάχος αυτής της συγκόλλησης επιλέγεται να είναι 5mm.

Έπειτα, πρέπει να αποφασίσουμε το πλήθος των αγκυρίων και τη μορφή-διαστάσεις τους. Για τα αγκύρια επιλέγεται να είναι ευθύγραμμα και στην απόληξη τους να υπάρχει κυκλικός δακτύλιος διαμέτρου M22 και ποιότητας 10.9. Επιλέγεται να τοποθετηθούν συνολικά 4 αγκύρια, για το καθένα από τα οποία χρειάζεται να δώσουμε 3 μήκη ( $L_1$ ,  $L_2$ ,  $L_3$ ).

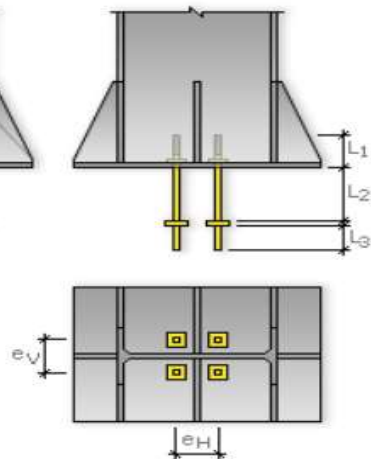
Επιλέγεται να είναι :

- |         |       |  |
|---------|-------|--|
| $L_1$ : | 60mm  | - το κομμάτι που θα προεξέχει άνω της μεταλλικής πλάκας  |
| $L_2$ : | 640mm | - το κύριο μήκος του αγκυρίου μέχρι τον κυκλικό δακτύλιο |
| $L_3$ : | 120mm | - το κομμάτι μετά τον κυκλικό δακτύλιο                   |

Επίσης σχετικά με τις αποστάσεις μεταξύ των αγκυρίων επιλέγονται οι ακόλουθες:

- |         |       |                        |
|---------|-------|------------------------|
| $e_V$ : | 200mm | - η εγκάρσια απόσταση  |
| $e_H$ : | 150mm | - η οριζόντια απόσταση |

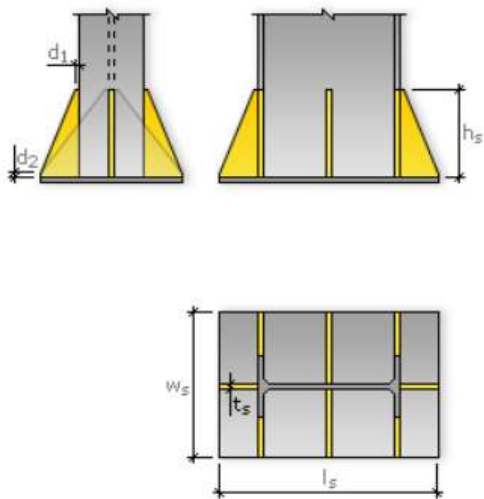
Στην ακόλουθη εικόνα φαίνονται τα όσα στοιχεία αναφέραμε σχετικά με τα αγκύρια.



Σχήμα 5.14 Χαρακτηριστικές αποστάσεις για τη σύνδεση με τα αγκύρια

### ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ STIFFENERS

Τα stiffeners είναι μεταλλικά ελάσματα τα οποία μπορούν να προσφέρουν ενίσχυση στη σύνδεση και συγκολλούνται στο πέλμα των υποστυλωμάτων και στην μεταλλική πλάκα έδρασης. Για αυτά πρέπει να ορίσουμε ένα λογικό πάχος συγκόλλησης το οποίο επιλέχθηκε να είναι 7mm και για τη συγκόλληση στο υποστύλωμα και για τη συγκόλληση στη πλάκα έδρασης.



Σχήμα 5.15 Γεωμετρία stiffeners

Επιλέγουμε το ύψος των stiffeners να είναι 30cm, το πάχος τους 15mm και τα κοψίματα  $d_1$ ,  $d_2$  να είναι  $d_1 = 20\text{mm}$  και  $d_2 = 20\text{mm}$ .

## ΕΛΕΓΧΟΙ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Οι έλεγχοι που πρέπει να πραγματοποιηθούν είναι οι εξής:

- Έλεγχος του σκυροδέματος για τη θλιπτική ένταση
- Έλεγχος σε τέμνουσα
- Έλεγχοι των συγκολλήσεων

Διευκρινίζεται ξανά ότι έλεγχος για τέμνουσα δεν θα γίνει διότι η δρώσα τέμνουσα προέκυψε πολύ μικρή και δεν κρίνεται απαραίτητο.

### - ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

Η αντοχή του σκυροδέματος της θλιβόμενης περιοχής πρέπει να προκύψει μεγαλύτερη από την  $N_{Ed} = 2976,21\text{kN}$ . Η αντοχή προκύπτει ίση με  $N_{j,Rd} = 6052,77\text{kN}$ , οπότε επαρκεί.

Για τον υπολογισμό της αντοχής αυτής χρειάστηκαν:

- $A_{c,n} = 2431,24\text{cm}^2$  που πρόκειται για το εμβαδόν της θλιβόμενης ζώνης
- $f_{jd} = 24,90\text{MPa}$  που πρόκειται για την τάση σχεδιασμού της ζώνης
- $F_{rd} = 3135,07\text{kN}$  που πρόκειται για την αντοχή του σκυροδέματος

Ο έλεγχος επαρκεί με λόγο επάρκειας : **0.49** **OK**

### - ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ

Οι συγκολλήσεις που πρέπει να ελεγχθούν είναι 3:

- ✓ Η συγκόλληση του υποστυλώματος στην πλάκα έδρασης

Για την οποία προκύπτει λόγος επάρκειας ίσος με: **0.53** **OK**

- ✓ Η συγκόλληση των stiffeners με το υποσύλωμα

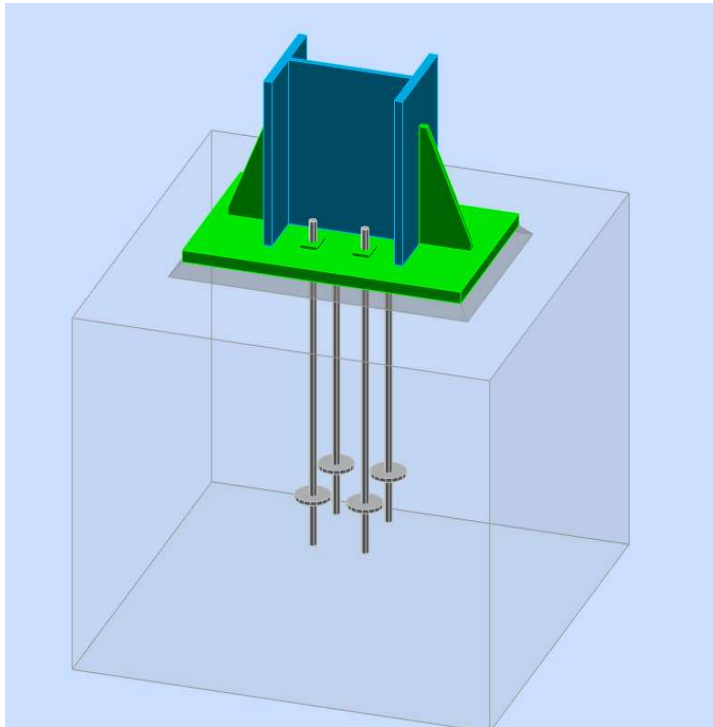
Για την οποία προκύπτει λόγος επάρκειας ίσος με: **0.75** **OK**

- ✓ Η συγκόλληση των stiffeners με την πλάκα έδρασης

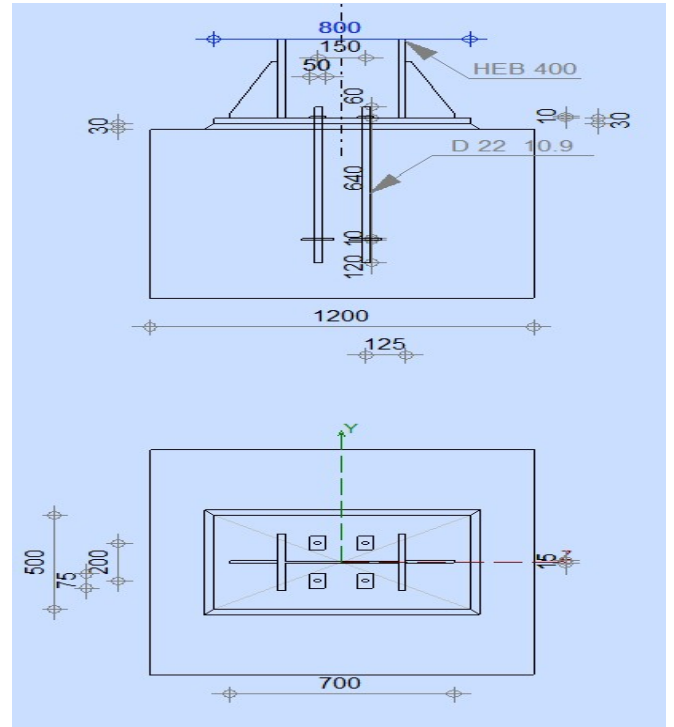
Για την οποία προκύπτει λόγος επάρκειας ίσος με: **0.82** **OK**

Ακολουθούν οι εικόνες για την τελική διαμόρφωση της βάσης του υποστυλώματος.





Σχήμα 5.16 Τελική μορφή βάσης υποστυλώματος



Σχήμα 5.17 Τομή και κάτοψη βάσης υποστυλώματος

## 6 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Σε αυτό το κεφάλαιο θα υπολογιστεί προσεγγιστικά το συνολικό κόστος της κατασκευής. Για να υπολογιστεί το συνολικό κόστος πρέπει να γίνει μια εκτίμηση της συνολικής μάζας των διατομών, οι οποίες αποτελούνται από χάλυβα και σκυρόδεμα. Έπειτα με μία λογική τιμή ανά μονάδα βάρους προκύπτει το συνολικό κόστος για την κατασκευή.

### 6.1 ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

Για το συνολικό κόστος του χάλυβα χρειάζεται καταρχάς να υπολογίσουμε το συνολικό βάρος του σε κιλά (kg). Αυτό γίνεται αν για όλες τις διατομές όλων των ορόφων πάρουμε το ανά μονάδα μήκους βάρος της διατομής  $G$  (kg/m) που βρίσκεται στον Ευρωκώδικα για κάθε πρότυπη διατομή και το πολλαπλασιάσουμε με το μήκος του κάθε μέλους. Αυτό το κάνουμε για όλα τα μέλη όλων των ορόφων και έτσι κατασκευάζουμε τον ακόλουθο πίνακα ο οποίος υπολογίζει το συνολικό βάρος του χάλυβα της κατασκευής (kg) αναγόμενο σε τετραγωνικά μέτρα ( $m^2$ ).

Πίνακας 6.1: Υπολογισμός ποσότητας απαιτούμενου χάλυβα

ΟΡΟΦΟΣ	ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ (m <sup>2</sup> )	ΜΑΖΑ (kg)- ΥΠ. & ΔΟΚΟΙ	ΜΑΖΑ (kg)- ΧΙΑΣΤΙ	ΜΑΖΑ (kg) ΣΥΝΟΛΙΚΑ
1ος	583,65	24885,77	1102,77	27091,31
2ος	583,65	24885,77	819,06	26523,89
3ος	583,65	23357,62	703,37	24764,36
4ος	583,65	23391,94	649,93	24691,8
5ος	583,65	31952,57	516,6	32985,77
<b>ΣΥΝΟΛΟ</b>	<b>2918,25</b>	<b>128473,67</b>	<b>3791,73</b>	<b>136057,13</b>
				<b>46,62 kg/m<sup>2</sup></b>

Για το τελικώς υπολογιζόμενο βάρος ανά m<sup>2</sup> θεωρούμε μία προσαύξηση λόγω των ελασμάτων που θα χρησιμοποιηθούν για τις συνδέσεις, των κοχλιών και των υπόλοιπων χαλύβδινων μελών. Αυτή η προσαύξηση κατά την δική μας κρίση λαμβάνεται ίση με 10%. Οπότε το συνολικό βάρος χάλυβα της κατασκευής γίνεται ίσο με: **51,28 kg/m<sup>2</sup>**

Θεωρώντας μία τιμή για το κιλό του χάλυβα χοντρικά στα 2,00€/kg μπορούμε να υπολογίσουμε το κόστος του για το σύνολο της κατασκευής.

Αυτό το κόστος ανέρχεται στα: **K<sub>χ</sub> = 299.300€**

## 6.2 ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Για το συνολικό κόστος του σκυροδέματος αρκεί να υπολογίσουμε τον όγκο του απαιτούμενου σκυροδέματος που απαιτείται για την υλοποίηση της κατασκευής και να τον πολλαπλασιάσουμε με μία προσεγγιστική τιμή για το κυβικό μέτρο σκυροδέματος. Αυτή η τιμή μπορεί να θεωρηθεί ίση με 200€/m<sup>3</sup>. Ενώ για τον όγκο του σκυροδέματος αρκεί να πολλαπλασιάσουμε τη συνολική επιφάνεια του κτιρίου (2918,25m<sup>2</sup>) με ένα μέσο πάχος της πλάκας σκυροδέματος (έστω 15cm).

Όγκος σκυροδέματος: **V = 437,74m<sup>3</sup>**

Συνολικό κόστος σκυροδέματος: **K<sub>σ</sub> = 87.500€**

## ΤΕΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Αν αθροίσουμε τα κόστη του χάλυβα και του σκυροδέματος προκύπτει τελικό κόστος κατασκευής του κτιρίου στα **386.800€**.

## 7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

---

Η παρούσα διπλωματική είχε σαν αντικείμενο την ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός 5όροφου σύμμικτου κτιρίου γραφείων για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αλλά και τις σεισμικές καταστάσεις. Οι μεταλλικές κατασκευές λόγω του μικρού ίδιου βάρους του χάλυβα είναι βολικές στον σχεδιασμό και εύκολες και γρήγορες στην κατασκευή. Γενικά για ένα πολυώροφο σύμμικτο κτίριο, αναμένεται να διαστασιολογήσουμε τις δοκούς για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας ενώ τα κατακόρυφα μέλη για τις σεισμικές καταστάσεις σχεδιασμού. Στη δική μας περίπτωση, παρατηρήθηκε ότι ο σεισμός τελικά δεν ήταν τόσο καθοριστικός όσο αναμενόταν.

Από τους σεισμικούς συνδυασμούς προφανώς και διαστασιολογήθηκαν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αλλά και αρκετά υποστυλώματα. Όμως υπήρχαν αρκετά υποστυλώματα που για εκείνα κρίσιμος συνδυασμός δεν ήταν ο σεισμικός αλλά ο στατικός με κύριο φορτίο τον άνεμο. Αυτό ήταν κάτι που προξένησε ενδιαφέρον, διότι ενώ ο άνεμος είναι η κρίσιμη δράση σχεδιασμού στα μεταλλικά βιομηχανικά κτίρια (όπου δεν πρόκειται για πολυώροφες κατασκευές), δεν συμβαίνει το ίδιο με τα πολυώροφα κτίρια όπου εκεί αναμένεται να κυριαρχεί ως κρίσιμη δράση ο σεισμός.

Οι κυψελωτές δοκοί που χρησιμοποιήθηκαν στην οροφή του 5<sup>ου</sup> ορόφου για να επιτρέψουν μεγαλύτερο άνοιγμα στο χώρο του εστιατορίου αποδείχθηκε ότι αποτελούν πολύ χρήσιμη λύση και προσδίδουν και αισθητική -από αρχιτεκτονική άποψη- και διαθέτουν πρακτική χρησιμότητα –για να περνούν μηχανολογικοί εξοπλισμοί κυρίως από τις τρύπες του κορμού τους. Γενικά πρόκειται για μεγάλες διατομές – υψηλές- που προσδίδουν κάποιο επιπλέον βάρος στο σύνολο της κατασκευής, αλλά δεδομένου του μεγάλου μήκους που γεφυρώνουν αλλά και του μεγάλου τους ύψους, το βάρος τους είναι αποδεκτό. Ιδιαίτερη προσοχή σε αυτές τις δοκούς αποδείχθηκε ότι χρειάζεται στα συμπαγή τμήματά της, τα οποία καταπονούνται πολύ σε διάτμηση και λυγισμό.

Τέλος όσο αφορά τις συνδέσεις του κτιρίου επιλέχτηκε να είναι όλες αρθρωτές όπως επίσης και η σύνδεση των υποστυλωμάτων στο έδαφος. Αυτή η τελευταία περίπτωση δυσχεραίνει το γεγονός ότι δεν γίνεται καλύτερη κατανομή των ροπών κάμψης στα μέλη με αποτέλεσμα τα τελευταία να καταπονούνται περισσότερο, όμως διευκολύνει πολύ τη διαμόρφωση της έδρασης του υποστυλώματος στη βάση του και σε υπολογιστικό και σε οικονομικό επίπεδο. Οι λοιπές συνδέσεις έχουν υλοποιηθεί στο πρόγραμμα και έχουν ελεγχθεί τα αποτελέσματά τους. Μόνο η σύνδεση της διαγωνίου με το υποστυλώμα έγινε στο χέρι και υπολογίστηκε για την ικανοτική τέμνουσα. Σημειώνεται ότι επειδή οι διατομές των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι κοίλες, η σύνδεσή τους απ ευθείας με κοχλίες καθίσταται δύσκολη και για αυτόν το λόγο χρησιμοποιείται μετωπική πλάκα επί της οποίας συγκολλείται έλασμα.

## 8 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

---

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. (2010). « Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3<sup>η</sup> έκδοση», εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
5. EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
6. EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
7. EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
8. EN1992-4-1, Eurocode 2: «Design of fastenings for use in concrete, General»
9. EN1992-4-2, Eurocode 2: «Design of fastenings for use in concrete, Headed Fasteners»
10. EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part-1-1: General rules and rules for buildings, CEN, 2005»
11. EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part-1-8: Design of joints», CEN, 2005.
12. EN1993-1-13: Eurocode 3: “Steel beams with large web openings”, working draft March 2016.
13. EN1994-1-1, Eurocode 4: «Design of composite steel and concrete structures, Part-1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2004
14. EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part-1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
15. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε.– «Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck73 ([www.elastron.gr](http://www.elastron.gr)) »
16. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε.– «Εγχειρίδιο χρήσης Symdeck Designer»
17. Robot Structural Analysis Professional 2012 of Autodesk
18. Άννα Θ. Ντάσκα, « Αντισεισμικός Σχεδιασμός Πενταόροφου Μεταλλικού Κτιρίου με Συνδέσμους Δυσκαμψίας», Αθήνα 2015.
19. Τσόκανου Φωτεινή, «Σχεδιασμός Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων», Αθήνα 2020.
20. Κρατημένος Παναγιώτης, «Μελέτη Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων», Αθήνα 2018.
21. Αντωνία Νούσιου, «Κανονιστική και Αριθμητική Διερεύνηση Χαλύβδινων Δοκών με Κυκλικά Διάκενα», Αθήνα 2016.
22. Γεώργιος Ν. Χρυσόπουλος, «Σχεδιασμός Μεταλλικού Τετραώροφου Κτιρίου με Συνδέσμους Δυσκαμψίας και Προεξέχοντα Τμήματα μεγάλου μήκους», Αθήνα 2020.