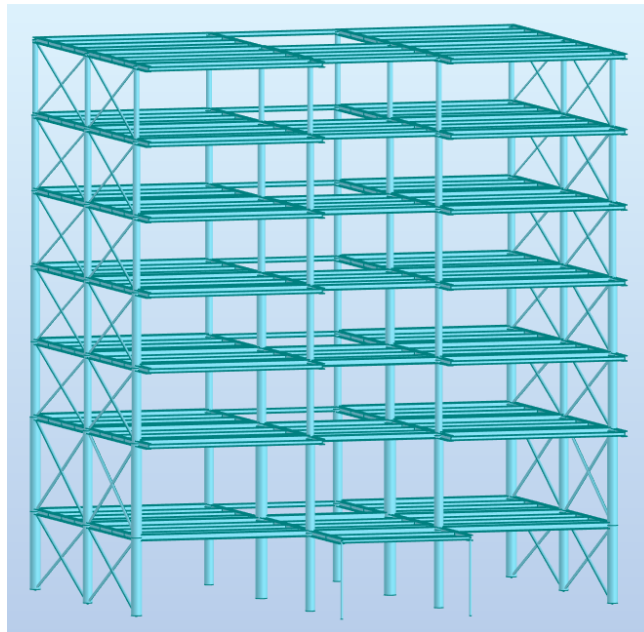




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Τομέας Δομοστατικής
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη επταόροφου κτιρίου από χάλυβα

Μεταπτυχιακή Εργασία



Γκιώνης Χρήστος
Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος

Αθήνα, Οκτώβριος 2020

ΕΜΚ ΜΕ 2020/10

Γκιώνης Χρήστος (2020)
Μελέτη Επταόροφου Κτιρίου από Χάλυβα
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2020/10
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Gkionis Christos (2020)
Design of multi - storey steel building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2020/10
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

1. Πίνακας περιεχομένων

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	- 7 -
ABSTRACT	- 8 -
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	- 9 -
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	- 10 -
1.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	- 10 -
1.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΈΡΓΟΥ	- 12 -
1.2.1 Αρχιτεκτονικά Σχέδια Κτιρίου	- 12 -
1.2.2 Φέρων Οργανισμός Κτιρίου	- 17 -
1.2.3 Εξωτερική τοιχοποιία.....	- 18 -
1.2.4 Εσωτερικά διαχωριστικά	- 19 -
1.2.5 Ψευδοροφές.....	- 20 -
1.3 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	- 22 -
1.3.1 Δομικός Χάλυβας.....	- 22 -
1.3.2 Σκυρόδεμα	- 22 -
1.3.3 Κατασκευαστικός Χάλυβας.....	- 23 -
1.3.4 Διατηρητικοί ήλοι.....	- 23 -
1.4 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	- 23 -
1.4.1 Γενικά.....	- 23 -
1.4.2 Μόνιμες δράσεις.....	- 24 -
1.4.3 Μεταβλητές δράσεις.....	- 24 -
1.4.4 Δράσεις ανέμου.....	- 25 -
1.4.5 Φορτίο χιονιού.....	- 39 -
1.4.6 Σεισμικές δράσεις.....	- 40 -
1.5 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	- 46 -
1.5.1 Γενικά.....	- 46 -
1.5.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	- 46 -
1.5.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	- 48 -
1.5.4 Έλεγχος Οριακής Κατάστασης.....	- 49 -
2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ	- 51 -
2.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	- 51 -
2.2 ΈΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟΥ ΣΤΗΝ ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	- 53 -
2.3 ΈΛΕΓΧΟΣ ΠΛΑΚΩΝ ΣΤΗΝ ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ	- 53 -
3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ	- 55 -
3.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	- 55 -
3.2 ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΤΗΝ ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	- 59 -
3.3 ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΤΗΝ ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ.....	- 60 -
4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	- 62 -
4.1 ΚΑΝΝΑΒΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΗΣ ΜΟΝΤΕΛΟΥ.....	- 62 -
4.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΛΙΚΩΝ	- 63 -
4.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ.....	- 64 -
4.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ	- 64 -
4.5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ ΦΟΡΕΑ	- 65 -

4.6	ΤΕΛΙΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ	- 65 -
4.7	ΤΟΠΙΚΟΙ ΆΞΟΝΕΣ ΜΕΛΩΝ	- 67 -
4.8	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	- 67 -
4.9	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΤΙΩΝ	- 70 -
4.9.1	<i>Ίδιον Βάρος Φορέα</i>	- 70 -
4.9.2	<i>Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία Κατασκευής</i>	- 71 -
4.9.3	<i>Ωφέλιμα Φορτία Κατασκευής</i>	- 72 -
4.9.4	<i>Φορτία Ανέμου</i>	- 73 -
4.9.5	<i>Φάσμα Σεισμού</i>	- 78 -
4.9.6	<i>Ταλαντούμενη μάζα</i>	- 78 -
4.9.7	<i>Προσομοίωση Συνδυασμών Φόρτισης</i>	- 79 -
5	ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ	- 80 -
5.1	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ	- 80 -
5.1.1	<i>Διαγράμματα Αξονικών Δυνάμεων [N]</i>	- 80 -
5.1.2	<i>Διαγράμματα Τεμνουσών Δυνάμεων [V_z]</i>	- 81 -
5.1.3	<i>Διαγράμματα Τεμνουσών Δυνάμεων [V_y]</i>	- 81 -
5.1.4	<i>Διαγράμματα Ροπών Κάμψης [M_y]</i>	- 82 -
5.1.5	<i>Διαγράμματα Ροπών Κάμψης [M_z]</i>	- 82 -
5.2	ΠΡΟΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ	- 83 -
5.2.1	<i>Προσομοίωση Συμπεριφοράς Δομικών Στοιχείων</i>	- 83 -
5.2.2	<i>Επιλογή Διατομών Μελών</i>	- 86 -
6	ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ	- 88 -
6.1	ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΗΣ	- 88 -
6.1.1	<i>Γενικά</i>	- 88 -
6.1.2	<i>Συντελεστής ευαισθησίας κτιρίου κατά X</i>	- 89 -
6.1.3	<i>Συντελεστής ευαισθησίας κτιρίου κατά Y</i>	- 89 -
6.1.4	<i>Επαυξημένοι σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης</i>	- 90 -
6.2	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	- 90 -
6.3	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΚΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ	- 91 -
6.3.1	<i>Γενικά</i>	- 91 -
6.3.2	<i>Ικανοτικός Σχεδιασμός Δοκών</i>	- 92 -
6.4	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	- 93 -
6.4.1	<i>Ικανοτικός Σχεδιασμός Υποστυλωμάτων κατά X</i>	- 93 -
6.4.2	<i>Ικανοτικός Σχεδιασμός Υποστυλωμάτων κατά Y</i>	- 94 -
6.4.3	<i>Τελικός Ικανοτικός Σχεδιασμός Υποστυλωμάτων</i>	- 95 -
6.5	ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΈΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΩΝ	- 96 -
6.6	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ	- 97 -
6.7	ΈΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ	- 99 -
7	ΜΟΡΦΩΣΗ ΣΥΝΔΕΣΣΕΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ	- 101 -
7.1	ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΔΟΚΩΝ	- 101 -
7.1.1	<i>Ανάλυση Σύνδεσης ανά Διεύθυνση</i>	- 101 -
7.1.2	<i>Σχέδιο Σύνδεσης Υποστυλώματος – Δοκών</i>	- 102 -
7.2	ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	- 103 -
7.2.1	<i>Έλεγχος κοχλιών σε ολίσθηση</i>	- 103 -
7.2.2	<i>Επιλογή Αποστάσεων</i>	- 104 -
7.2.3	<i>Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας</i>	- 104 -
7.2.4	<i>Έλεγχος Κοχλιών σε διάτμηση</i>	- 104 -

7.2.5	<i>Έλεγχος πλαστικής Αστοχίας.....</i>	- 105 -
7.2.6	<i>Διαστασιολόγηση Λεπίδας Σύνδεσης.....</i>	- 105 -
7.2.7	<i>Διαστασιολόγηση Συγκόλλησης.....</i>	- 105 -
7.2.8	<i>Σχέδιο Σύνδεσης ΥΣ - Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας.....</i>	- 106 -
7.3	ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΣΥΝΕΧΕΙΑΣ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	- 106 -
7.4	ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ – ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ	- 108 -
7.4.1	<i>Έλεγχος Κοχλίωσης Γωνιακού Ελάσματος</i>	<i>- 108 -</i>
7.4.2	<i>Έλεγχος Συγκόλλησης Γωνιακού Ελάσματος</i>	<i>- 109 -</i>
7.4.3	<i>Σχέδιο Σύνδεσης Δευτερευουσας Δοκού - Διαδοκίδας.....</i>	<i>- 109 -</i>
7.5	ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΣΥΝΕΧΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	- 110 -
7.5.1	<i>Σχέδιο Αποκατάστασης Συνέχειας Υποστυλώματος.....</i>	<i>- 110 -</i>
7.6	ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	- 111 -
7.6.1	<i>Σχέδιο Σύνδεσης Βάσης Υποστυλώματος.....</i>	<i>- 111 -</i>
8	ΈΛΕΓΧΟΣ ΒΑΣΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ ΣΕ ΠΥΡΚΑΓΙΑ	- 112 -
8.1	ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΥΡΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ.....	- 113 -
8.2	ΈΛΕΓΧΟΣ ΜΗ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΜΕΛΩΝ ΣΕ ΠΥΡΚΑΓΙΑ	- 113 -
8.2.1	<i>Έλεγχος μη μονωμένης Δοκού σε πυρκαγιά</i>	<i>- 113 -</i>
8.2.2	<i>Έλεγχος Μη μονωμένου Υποστυλώματος σε πυρκαγιά.....</i>	<i>- 115 -</i>
8.3	ΜΟΝΩΣΗ ΚΑΙ ΈΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΩΝ ΣΕ ΠΥΡΚΑΓΙΑ	- 118 -
8.3.1	<i>Μόνωση Δοκού με Πλάκες Ορυκτοβάμβακα</i>	<i>- 118 -</i>
8.3.2	<i>Μόνωση Μη Μονωμένου Υποστυλώματος σε Πυρκαγιά.....</i>	<i>- 119 -</i>
9	ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	- 120 -
9.1	ΚΟΣΤΟΣ ΧΑΛΥΒΑ.....	- 120 -
9.2	ΚΟΣΤΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ.....	- 121 -
9.3	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ	- 121 -
10	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	- 122 -

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΜΚ ΔΕ 2020/10

Μελέτη Επταόροφης Ξενοδοχειακής Μονάδας
Γκιώνης Χρήστος (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία πραγματοποιήσαμε ανάλυση και διαστασιολόγηση μιας επταόροφης μεταλλικής ξενοδοχειακής μονάδας με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk. Σκοπός μας ήταν η βέλτιστη διαστασιολόγηση του κτιρίου με μεταλλικό σκελετό, σύμμικτες πλάκες και σύμμικτες δοκούς. Το κτίριο αποτελείται από κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας στην διεύθυνση Y, έχοντας τις δοκούς αρθρωμένες στα υποστυλώματα και πλαίσια ροπής στην διεύθυνση X έχοντας τις δοκούς πακτωμένες στα υποστυλώματα, τα οποία αρθρώνονται στην βάση του κτιρίου στην διεύθυνση Y ενώ πακτώνονται στην διεύθυνση X. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με γραμμική ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (linear modal analysis). Οι πλάκες της κατασκευής είναι σύμμικτες με χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 και σύμμικτες δοκούς με χρήση διατμητικών ήλων για να εκμεταλλευτούμε τις αυξημένες αντοχές των σύμμικτων αυτών δοκών, η διαστασιολόγηση των οποίων έγινε με την βοήθεια του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator για την δυσμενέστερη φόρτιση τους (ΟΚΑ). Επιπλέον για τον υπολογισμό βασικών συνδέσεων των μελών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα IDEA StatiCa 20.1. Τέλος πραγματοποιήθηκε έλεγχος των αμφιαρθρωτών δοκών και υποστυλωμάτων έναντι πυρκαγιάς και όπου χρειάστηκε έγινε και η αντίστοιχη μόνωσή τους με τα κατάλληλα μέσα.

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

MASTER THESIS

EMK ΔΕ 2020/10

Design of multi - storey steel building

Gkionis Christos (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

In this thesis we performed the analysis and the design of a seven – storey office building using the program Robot Structural Analysis Autodesk. Our aim was the optimal design of the building using metal frame and composite slabs. The building consists of vertical crosswise braces in Y direction and in X direction frame beams. Analysis was performed with a linear modal spectrum analysis. The slabs of the building are composite with steel sheet Symdeck73 which are dimensioned with the aid of the program Symdeck Designer. We used composite beams using shear pins to take advantage of the increased strength that these composite beams have, the design of which was done with the aid of the program ArcelorMittal Beams Calculator for the load case failure mode (OKA). Then we calculated some basic connections among the beams, the columns and the basement with the use of the IDEAstatiCA 20.1 programm. The last section of our thesis was the check of the beams and columns behaviour against of a fire explosion in a needed time according to the Eurocode and in the case of not last then some options to insulate the member.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά όλους όσους συνέβαλαν στην πραγματοποίηση της μεταπτυχιακής μου εργασίας. Ιδιαίτερα τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του τομέα Δομοστατικής στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για την ανάθεση αρχικά της εργασίας, την εξαιρετική βοήθεια και τις γνώσεις που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας και την συνολική καθοδήγηση σε κάθε θέμα που προέκυψε και αντιμετωπίσαμε μαζί.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα αποδώσω στην οικογένεια μου και στους φίλους μου για την υποστήριξη τους.

Γκιώνης Χρήστος,
Οκτώβριος 2020

1 Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο της Εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός, η μόνωση, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός σύμμικτου κτιρίου διαστάσεων 21,1m x 15,8m και συνολικού ύψους 23,30m. Το κτίριο αποτελείται από επτά (7) υπέργειους ορόφους, καθένας εκ των οποίων έχει επιφάνεια 323.7m². Σχεδιάστηκε με μεταλλικά υποστυλώματα, σύμμικτες, μεταλλικές δοκούς και σύμμικτες πλάκες. Επίσης, στη μία διεύθυνση τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

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

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

Στο 1^ο κεφάλαιο παρατίθενται γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου και αναλύεται ο τρόπος λειτουργίας των επιμέρους δομικών στοιχείων. Δίνονται οι απαιτήσεις των Ευρωκωδικών και επισημαίνονται οι συντελεστές για το συγκεκριμένο έργο. Επίσης, παρουσιάζονται όλα τα φορτία της κατασκευής, οι οριακές καταστάσεις και οι συνδυασμοί των φορτίσεων για τον υπολογισμό της περιβάλλουσας. Τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής επιβλήθηκαν ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα ανά μέτρο μήκους στις δοκούς ανάλογα με το πλάτος επιρροής τους, ενώ ο άνεμος ο οποίος θεωρήσαμε ότι έχει βασική ταχύτητα τα 27m/s, σε έδαφος κατηγορίας 0 επιβλήθηκε στα περιμετρικά – εξωτερικά υποστυλώματα του κτιρίου και στις τέσσερις διευθύνσεις.

Στο 2^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση των πλακών της κατασκευής με χρήση του SymDeck Designer, υπολογισμένη στη δυσμενέστερη τομή του κτιρίου.

Στο 3^ο κεφάλαιο γίνεται η διαστασιολόγηση των σύμμικτων διατομών με χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator

Στο 4^ο κεφάλαιο γίνεται μια παρουσίαση του προγράμματος Robot Structural Analysis και παρουσιάζονται οι βασικές προσομοιώσεις της κατασκευής μας.

Στο 5^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται η προκαταρτική ανάλυση του φορέα.

Στο 6^ο κεφάλαιο γίνεται η μελέτη και η διαστασιολόγηση του κτιρίου.

Στο 7^ο κεφάλαιο γίνεται η μόνωση των συνδέσεων του κτιρίου.

Στο 8^ο κεφάλαιο γίνεται ο έλεγχος βασικών μελών σε πυρκαγιά.

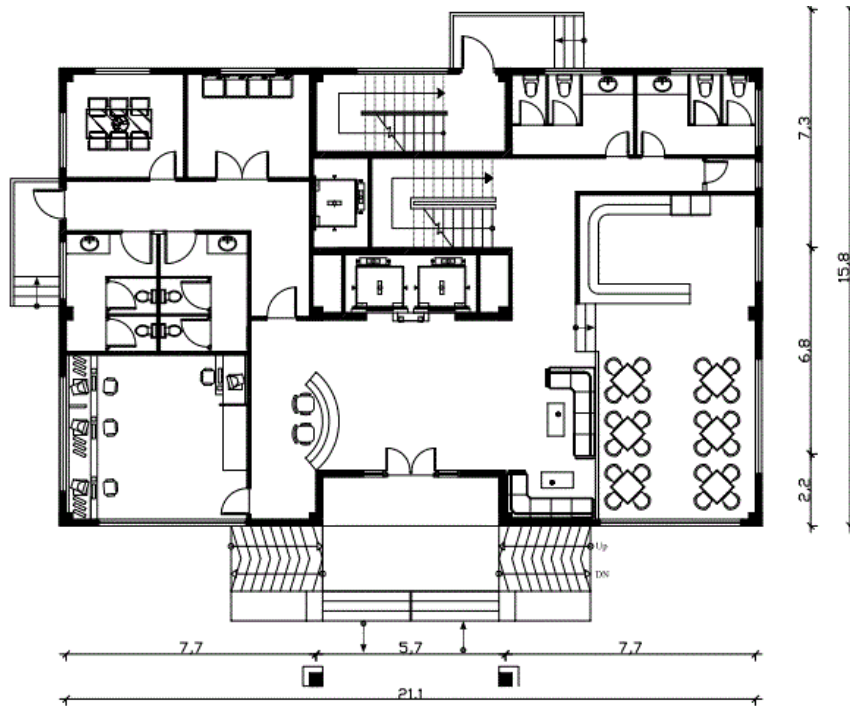
Στο 9^ο κεφάλαιο υπολογίζεται το ανερχόμενο συνολικό κόστος της κατασκευής.

1.2 Χαρακτηριστικά του Έργου

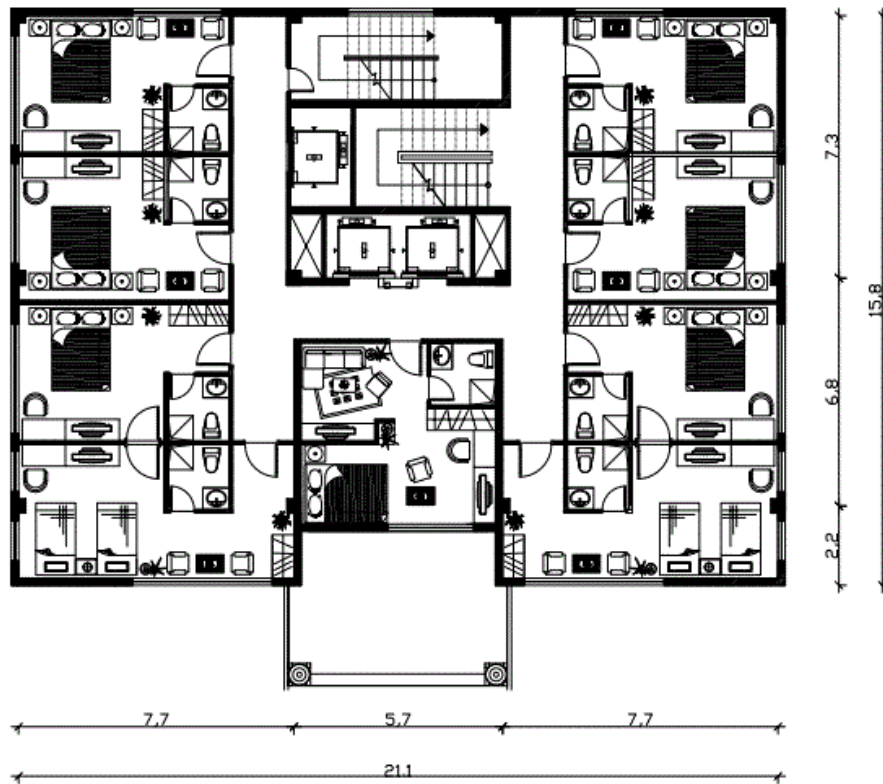
Στην παράγραφο αυτή περιγράφονται τα χαρακτηριστικά του έργου ως προς την αρχιτεκτονική του δομή, τον φέροντα οργανισμό, τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή και μόρφωση του.

1.2.1 Αρχιτεκτονικά Σχέδια Κτιρίου

Το εξεταζόμενο σύμμικτο κτίριο αποτελείται από επτά υπέργειους ορόφους, με κοινή χρήση καθ' ύψος αυτού (δωμάτια ξενοδοχείου). Παρακάτω ακολουθούν όλα τα αρχιτεκτονικά σχέδια αυτού, για να γίνει πλήρως κατανοητή η μορφή του.



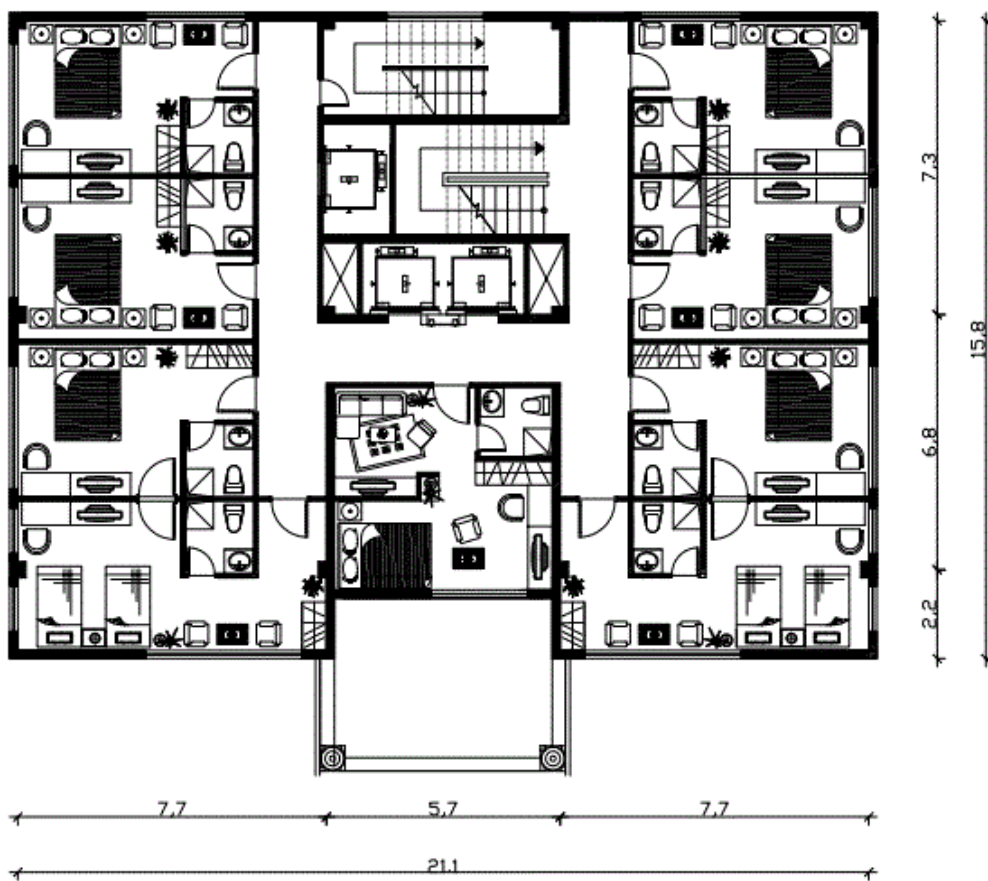
Σχήμα 1-1 Κάτοψη ισογείου



Σχήμα 1-2 Κάτοψη 1^{ου} ορόφου



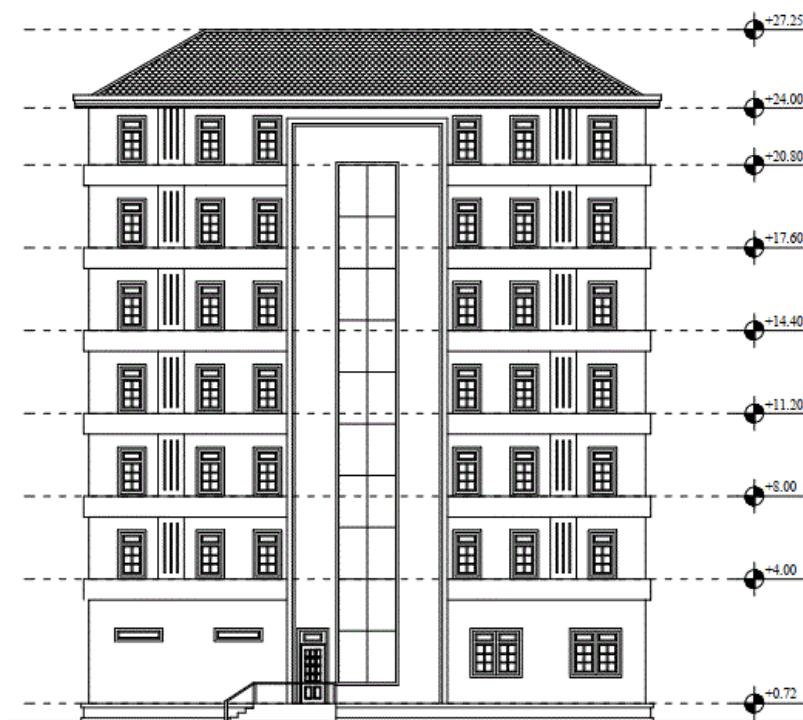
Σχήμα 1-3 Κάτοψη 2^{ου} ορόφου



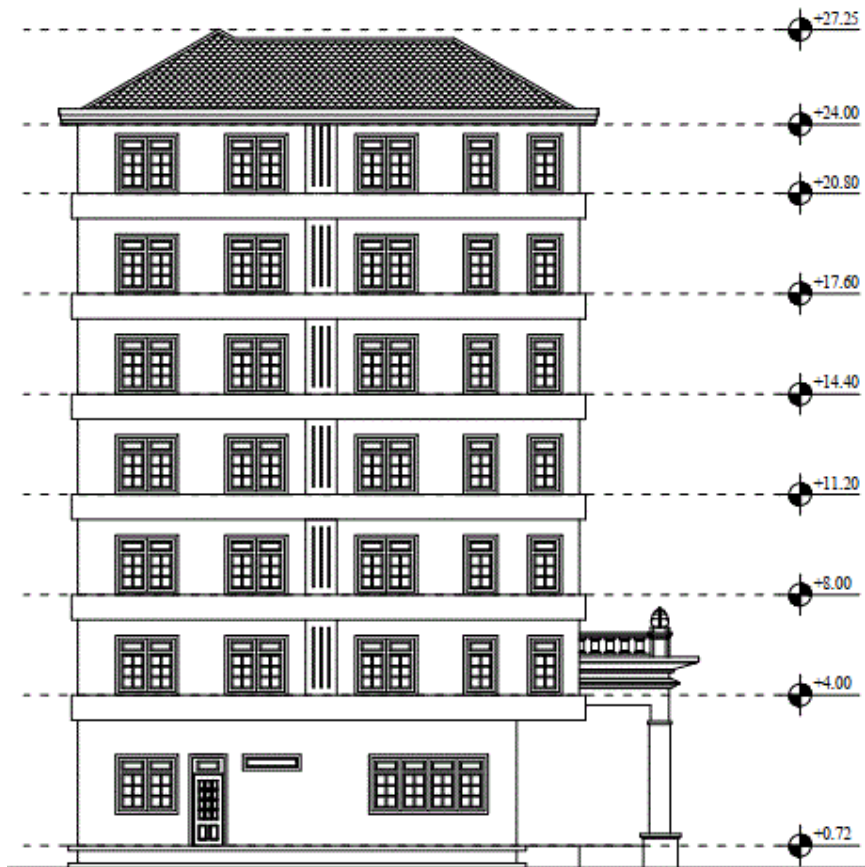
Σχήμα 1-4 Κάτοψη 3^{ου} -7^{ου} ορόφου

1.2.1.1 Όψεις κτιρίου

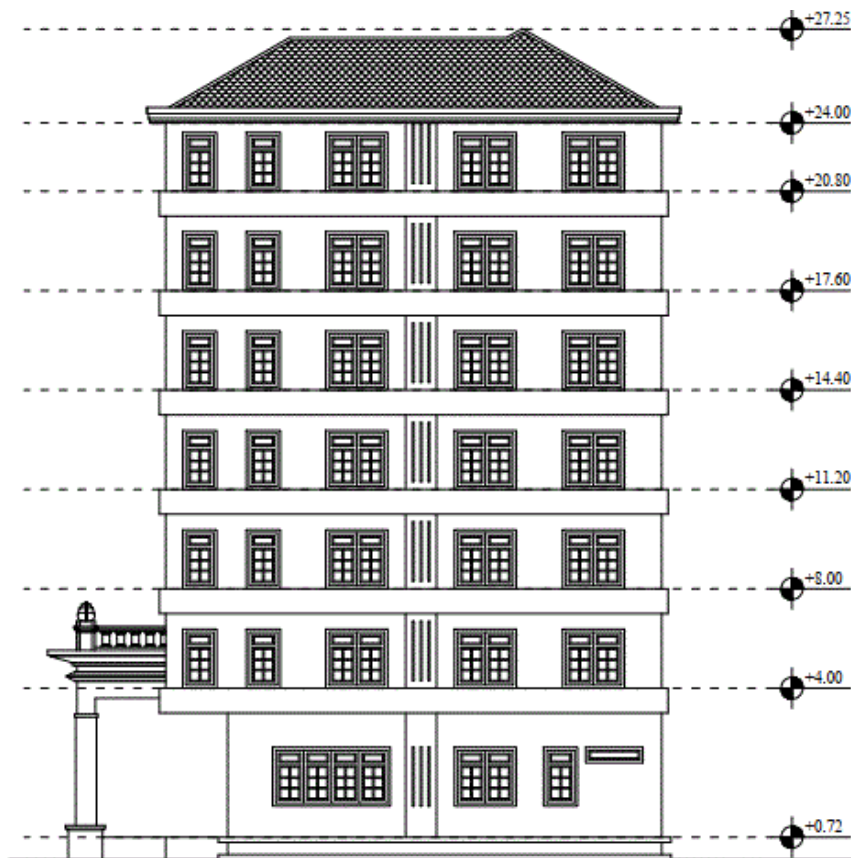
Παρακάτω ακολουθούν οι τέσσερις όψεις του κτιρίου.



Σχήμα 1-5 Όψη Κτιρίου XZ



Σχήμα 1-6 Όψη Κτιρίου ΥΖ



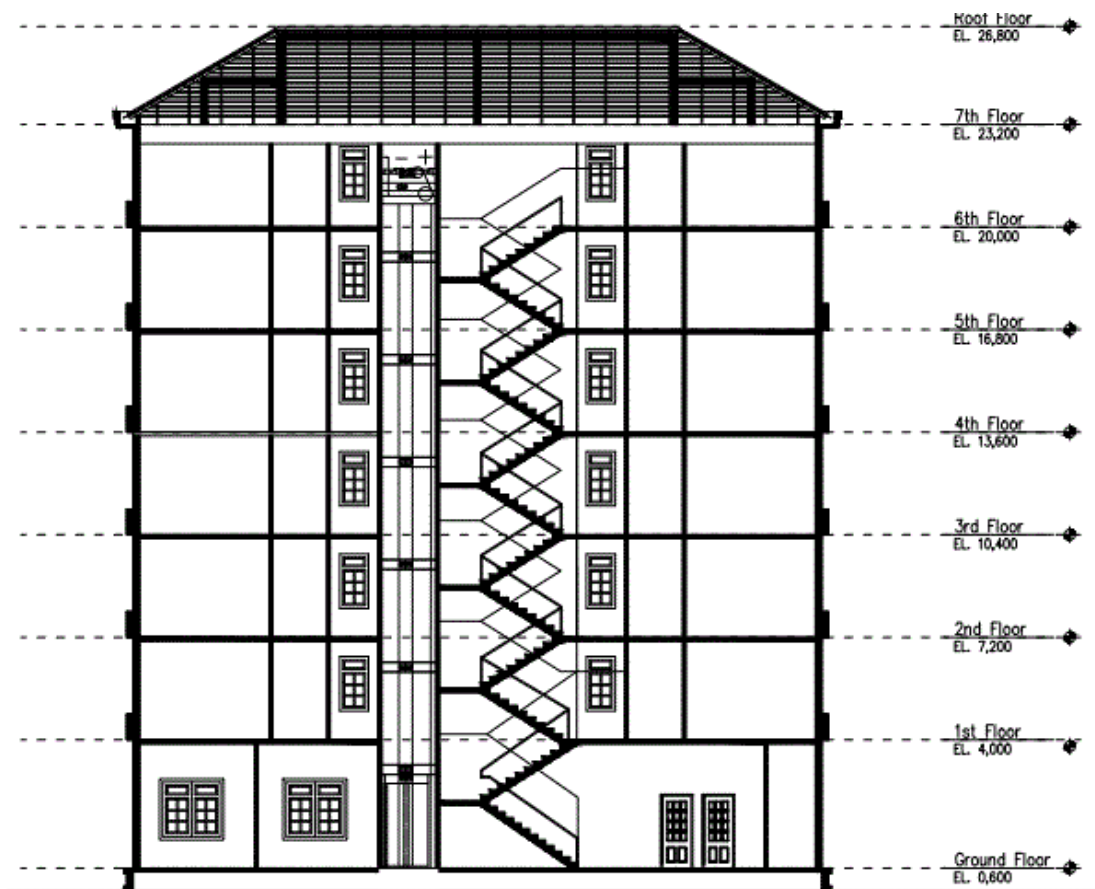
Σχήμα 1-7 Όψη Κτιρίου ΥΖ



Σχήμα 1-8 Όψη Κτιρίου ΧΖ

1.2.1.2 Τομές Κτιρίου

Παρακάτω ακολουθούν κάποιες τομές του κτιρίου.



Σχήμα 1-9 Τομή Κτιρίου

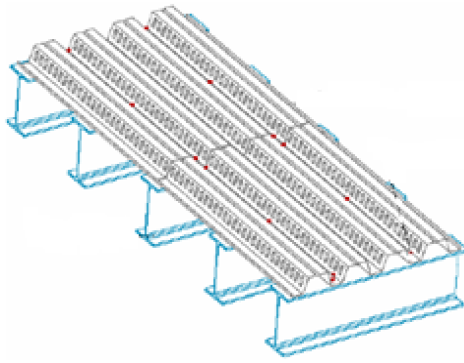
1.2.2 Φέρων Οργανισμός Κτιρίου

Επελέγη ο φέρων οργανισμός να είναι σύμμικτος με μεταλλικά υποστυλώματα κοίλων διατομών CHS που διατηρούν σταθερή διατομή ανά δυο ορόφους, σύμμικτες και μεταλλικές δοκούς πρότυπων διατομών ΗΕΑ και σύμμικτη πλάκα ΩΣ. Για την σύνδεση δοκού – πλάκας χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι. Όσον αφορά την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων του ανέμου και του σεισμού, επελέγη στην μία διεύθυνση (X) να λειτουργεί ο φορέας πλαισιακά, ενώ στην άλλη τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, δυο ανά όψη του κτιρίου. Παρακάτω φαίνεται ενδεικτικά η κάτοψη ενός τυπικού ορόφου, με διατεταγμένα τα υποστυλώματα ανά 7,7m και 5,7m κατά X και 7,3m, 6,8m κατά Y. Τα μεταλλικά στοιχεία συντίθενται από χάλυβα ποιότητας S355 και στα σύμμικτα χρησιμοποιείται σκυρόδεμα C20/25.



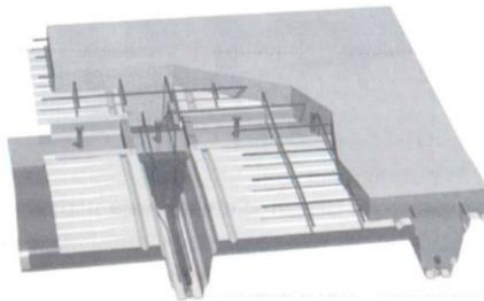
Σχήμα 1-10 Δομικά στοιχεία φέροντος οργανισμού

Οι δοκοί διακρίνονται σε διαδοκίδες, δευτερεύουσες και κύριες. Συγκεκριμένα, οι διαδοκίδες και δευτερεύουσες, διατεταγμένες κατά Y, σχεδιάστηκαν ως αμφίεριστες και παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία (μόνιμα, πρόσθετα μόνιμα και ωφέλιμα δαπέδων). Συνδέονται με τα κάθετα στοιχεία τους με απλές συνδέσεις διάτμησης, ενώ οι κύριες συμμετέχουν πλαισιακά στην παραλαβή και των οριζόντιων φορτίων και μορφώνονται ως συνδέσεις ροπής τα άκρα τους. Για λόγους ευκολίας σχεδιάστηκαν οι συγκεκριμένες ως μεταλλικές δοκοί.



Σχήμα 1-11 Σύμμικτη δράση στοιχείων

Οι πλάκες έγιναν σύμμικτες. Αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 και έγχυτο σκυρόδεμα. Στο άνω μέρος της πλάκας διατάσσεται πλέγμα οπλισμού για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης και την παραλαβή των αρνητικών ροπών.

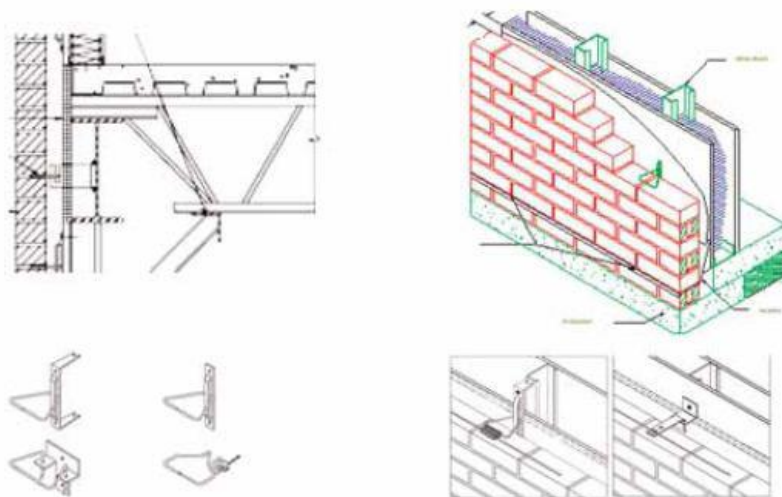


Σχήμα 1-12 Σύμμικτη πλάκα από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα

Σχετικά με την θεμελίωση, δεν έγιναν ακριβείς υπολογισμοί για το είδος και την φέρουσα ικανότητα αυτής. Όσον αφορά το είδος στήριξης, επειδή στην διεύθυνση X έχουμε πλαισιακή λειτουργία και στην Y χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, επιλέξαμε κατά X τα υποστυλώματα να πακτωθούν στην βάση τους, ενώ στην Y να αρθρωθούν. Στο τέλος της εργασίας μελετάται ενδεικτικά ένα μεμονωμένο θεμέλιο ενός υποστυλώματος.

1.2.3 Εξωτερική τοιχοποιία

Για τις προσόψεις των μεταλλικών κτιρίων μια ευρέως διαδεδομένη λύση είναι οι αγκυρωμένες τοιχοποιίες, όπου η πλευρική στήριξη εξασφαλίζεται από πυκνούς ορθοστάτες μέσω κατάλληλων αγκυρίων. Οι ορθοστάτες αποτελούνται από γαλβανισμένες διατομές C ψυχρής διαμόρφωσης, ενώ τα αγκύρια είναι από ανοξείδωτο χάλυβα. Τα αγκύρια βιδώνονται στους ορθοστάτες και ενσωματώνονται στους αρμούς του τοίχου. Ο τοίχος είναι δρομικός με απόσταση από τους ορθοστάτες περί τα 50mm. Εκατέρωθεν των ορθοστατών τοποθετούνται γυψοσανίδες, μεταξύ των οποίων υπάρχει θερμομόνωση. Οι τοίχοι είναι αυτοφερόμενοι και ευσταθείς έναντι σεισμού.



Σχήμα 1-13 Αγκυρωμένη εξωτερική τοιχοποιία

Για την πλαγιοκάλυψη του κτιρίου μας θα χρησιμοποιήσουμε μη φέρουσα τοιχοποιία ξηράς δόμησης σε μεταλλικό σκελετό από διπλούς ορθοστάτες με αμφίπλευρη διπλή επίστρωση από τσιμεντοσανίδες Aquapanel Cement Board τύπου Outdoor της Knauf και από ινογυψοσανίδες τύπου Knauf Vidiwall.

1.2.4 Εσωτερικά διαχωριστικά

Οι απαιτήσεις ως προς τα ελαφρά εσωτερικά διαχωριστικά είναι, ανάλογα με την εφαρμογή οι ακόλουθες:

- ✚ Αντοχή σε πλευρική πρόσκρουση ατόμων ή αντικειμένων.
- ✚ Αποφυγή βλαβών έναντι περιορισμένης σχετικής γωνίας παραμόρφωσης μεταξύ ορόφων
- ✚ Πυροπροστασία
- ✚ Ηχομόνωση
- ✚ Θερμομόνωση
- ✚ Υγρομόνωση

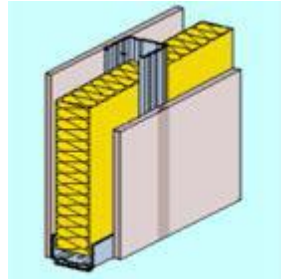
Τα ελαφρά διαχωριστικά διακρίνονται σε:

- ✚ Συμβατικές τοιχοποιίες από πλίνθους διαφόρων υλικών (οπτόπλινθοι, πορώδες σκυρόδεμα, κλπ.)
- ✚ Τοίχους από γυψοσανίδες
- ✚ Στο κτίριό μας θα χρησιμοποιηθούν τοίχοι από γυψοσανίδες. Οι τοίχοι από γυψοσανίδες έχουν ένα εσωτερικό σκελετό από χαλύβδινους ορθοστάτες διατομής U ή C που καλύπτεται εκατέρωθεν με γυψοσανίδες. Ανάλογα με το χρόνο αντοχής έναντι πυρκαγιάς, τοποθετούνται μία, δύο ή τρεις γυψοσανίδες. Οι γυψοσανίδες στερεώνονται στους ορθοστάτες με βίδες, οι οποίες διαπερνούν όλες τις πλάκες ταυτόχρονα. Το ηχομονωτικό υλικό τοποθετείται μεταξύ των ορθοστατών.



Σχήμα 1-14 Συστήματα εσωτερικής τοιχοποιίας από γυψοσανίδες

Συγκεκριμένα θα χρησιμοποιηθεί τοίχος Knauf μεταλλικού σκελετού W111, η οποία χαρακτηρίζεται ως φέρουσα εσωτερική τοιχοποιία ξηράς δόμησης. Το συνολικό πάχος της είναι 75mm και στηρίζεται σε μεταλλικό σκελετό από μονούς ορθοστάτες πλάτους 50mm, με εσωτερική μόνωση από πετροβάμβακα σε πλάκες πάχους των 4cm και πυκνότητας των 50 Kg/m³, με αμφίπλευρη διπλή επίστρωση από στάνταρντ γυψοσανίδες τύπου Knauf-GKB, πάχους 12,5mm.



Σχήμα 1-15 Τοίχος μεταλλικού σκελετού W111

1.2.5 Ψευδοροφές

- ✚ Οι ψευδοροφές χρησιμοποιούνται κυρίως για τους ακόλουθους λόγους:
- ✚ Μείωση του ύψους των χώρων για την αποτελεσματικότερη θέρμανση
- ✚ Κάλυψη του χώρου των Η/Μ εγκαταστάσεων κάτω από την οροφή
- ✚ Διακόσμηση εσωτερικών χώρων
- ✚ Πυρασφάλεια

Η επιλογή της κατάλληλης ψευδοροφής βασίζεται στις ακόλουθες κατά περίπτωση απαιτήσεις και κριτήρια:

- ✚ επιζητούμενο αισθητικό αποτέλεσμα
- ✚ απαιτούμενη ηχοαπορροφητικότητα και ηχοανακλαστικότητα
- ✚ αντοχή σε κρούσεις
- ✚ αντοχή σε υγρασία
- ✚ αντοχή στο χρόνο και στη γήρανση
- ✚ αντοχή σε υδρατμούς
- ✚ αντανάκλαση φωτός
- ✚ θερμική αγωγιμότητα

Στις ψευδοροφές ενσωματώνονται εύκολα:

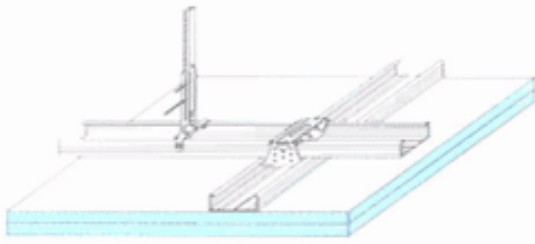
- ✚ Φωτιστικά σώματα και κρυφός φωτισμός
- ✚ Ανιχνευτές και Sprinklers πυρόσβεσης

- ✚ Αεραγωγοί και στόμια κλιματισμού
- ✚ Θυρίδες επισκεψιμότητας σωληνώσεων
- ✚ Ράγες για κουρτίνες και στόρια
- ✚ Αγωγοί ηλεκτρολογικών καλωδιώσεων

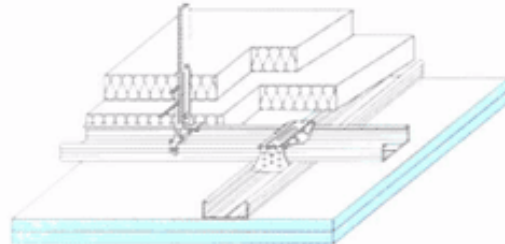


Σχήμα 1-16 Ψευδοροφή σε κτίριο γραφείων

Στο κτίριό μας θα χρησιμοποιηθούν ψευδοροφές από γυψοσανίδα, και συγκεκριμένα πυράντοχη Οροφή K214 Knauf-Fireboard – Πυράντοχη F90 από κάτω και από πάνω. Η ψευδοροφή τύπου Knauf-K214 αποτελείται από αφανές σύστημα ανάρτησης με διπλό Fireboard πάχους 2x20 mm. Το σύστημα ανάρτησης αποτελείται από κύριους οδηγούς τύπου Knauf-CD:60x27x0,6 mm σε αξονικές αποστάσεις 750mm αναρτημένους από τη φέρουσα οροφή με άκαμπτες αναρτήσεις Nonius σε αποστάσεις 600mm. Έτσι η στήριξη των πλακών της ψευδοροφής γίνεται σε μεταλλική εσχάρα, αναρτημένη από την οροφή. Με χρήση των γυψοσανίδων τοποθετημένων σε κατάλληλη θέση, επιτυγχάνεται πυροπροστασία από κάτω ή από πάνω και από κάτω. Κάθετα στους κύριους οδηγούς στερεώνονται με συνδετήρες Π οι δευτερεύοντες οδηγοί, ίδιου τύπου με τους κύριους οδηγούς, σε αξονικές αποστάσεις 400mm. Απαιτείται διπλή στρώση πετροβάμβακα πάχους 2x40mm και ελάχιστης πυκνότητας 40Kg/m³. Ο χρόνος πυραντίστασης εξαρτάται από τον αριθμό των γυψοσανίδων. Όπως και στα διαχωριστικά, οι πλάκες βιδώνονται μεταξύ τους και με τη μεταλλική εσχάρα. Η σύνδεση με τον τοίχο γίνεται και εδώ μέσω μεταλλικής ράγας συνδεδεμένης με τον τοίχο μέσω βλήτρων. Για να μην υπάρχουν κενά από τα οποία μπορεί να περάσει η φωτιά τοποθετείται μία κατακόρυφη γυψοσανίδα. Με κατάλληλη πρόβλεψη πρόσθετων ηχομονωτικών πλακών, επιτυγχάνεται ψευδοροφή πυράντοχη και ηχομονωτική ή επιπροσθέτως και θερμομονωτική.



Σχήμα 1-17 Λεπτομέρειες ψευδοροφής από γυψοσανίδα Knauf



Σχήμα 1-18 Λεπτομέρειες ψευδοροφής από γυψοσανίδα Knauf

1.3 Υλικά Κατασκευής

Το κτίριο είναι σύμμικτο με μεταλλικά υποστυλώματα, κύρια δοκάρια, συνδέσμους δυσκαμψίας και σύμμικτα τα δευτερεύοντα δοκάρια και πλάκες. Χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας S355 και σκυρόδεμα C20/25. Στις επόμενες παραγράφους ακολουθούν τα υλικά αναλυτικά με τα χαρακτηριστικά και τις ιδιότητές τους.

1.3.1 Δομικός Χάλυβας

Σε όλη την κατασκευή, στα μεταλλικά στοιχεία χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας S355, οι ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του οποίου ακολουθούν την ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 1025.

Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής	$f_y=355\text{MPa}$
Χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής	$f_u=510\text{MPa}$
Μέτρο Ελαστικότητας	$E=210.000\text{MPa}$
Μέτρο διάτμησης	$G=80.769\text{MPa}$
Ειδικό βάρος	$\gamma_a=78,5\text{kN/m}^3$
Σταθερά Poisson	$\nu_a= 0,3$

Πίνακας 1-1 Χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα S355

Να σημειωθεί ότι οι χαρακτηριστικές τιμές διαρροής και θραύσης του χάλυβα ισχύουν για πάχη ελασμάτων $t < 40\text{mm}$.

1.3.2 Σκυρόδεμα

Στις σύμμικτες δοκούς και πλάκες χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C20/25, με αντοχή κυλίνδρου 20MPa. Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται στην χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμών 28 ημερών.

Ποιότητα σκυροδέματος	C20/25
f_{ck}	20MPa
f_{cm}	24MPa
f_{ctm}	2.2MPa
$f_{ctk,0.05}$	1.5MPa
$f_{ctk,0.95}$	2.9MPa
Μέση τιμή επιβατικού μέτρου Ελαστικότητας	$E_{cm}=30\ 000\text{MPa}$
Ειδικό βάρος για οπλισμένο σκυρόδεμα	$\gamma_c=25\text{kN/m}^3$
Λόγος Poisson για ελαστικές παραμορφώσεις	$\nu= 0,2$

Πίνακας 1-2 Χαρακτηριστικά σκυροδέματος C20/25

Να σημειωθεί ότι κατά τον σχεδιασμό λαμβάνεται τάση σχεδιασμού:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Όπου:

$$\gamma_c = 1,5$$

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών λαμβάνουμε υπόψη την μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων της φόρτισης. Έτσι η οριακή θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι $0,85f_{cd}$.

1.3.3 Κατασκευαστικός Χάλυβας

Κατά τον σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών και δοκών χρησιμοποιήθηκε χάλυβας B500C με όριο διαρροής $f_y = 500 \text{MPa}$. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος είναι τα ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.

Τάση σχεδιασμού:

$$f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s}$$

Όπου:

$$\gamma_s = 1,15$$

1.3.4 Διατμητικοί ήλοι

Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής TRW Nelson KB $\frac{3}{4}$ "-125, KB $\frac{3}{4}$ "-150 που αποτελούν και τους συνηθέστερους τύπους, με διάμετρο $d = 19 \text{mm}$ και εφελκυστική αντοχή $f_y = 350 \text{MPa}$, οι οποίοι εξασφαλίζουν την διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος στις σύμμικτες δοκούς της κατασκευής.

1.4 Φορτία Κατασκευής

1.4.1 Γενικά

Μία κατασκευή πρέπει να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις αλλά και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, που μπορεί να εμφανιστούν κατά την κατασκευή και τη διάρκεια ζωής της και να παραμένει κατάλληλη για χρήση. Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση αλλά και τη μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις (φορτία) βάση των οποίων θα γίνει η ανάλυση του φορέα, με σκοπό τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων-μελών. Οι δράσεις καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα ιδιαίτερες πληροφορίες. Γίνεται διαχωρισμός των δράσεων βάσει των διακυμάνσεων τους στον χρόνο στις εξής κατηγορίες:

- *Μόνιμες δράσεις (G)*, ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.

- *Μεταβλητές δράσεις (Q)*, επιβαλλόμενα φορτία στα πατώματα, πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού και φορτία από γερανογέφυρες.
- *Τυχηματικές δράσεις (A)*, εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.

1.4.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν κατά τη διάρκεια μίας δεδομένης περιόδου αναφοράς (διάρκεια ζωής του έργου, π.χ. κτίρια 50 χρόνια) και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Αυτά είναι τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, υδραυλικά και ηλεκτρικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα. Περιπτώσεις όπου προβλέπονται μελλοντικές τροποποιήσεις στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη στην μελέτη. Τα μόνιμα φορτία που λήφθηκαν στην παρούσα εργασία είναι:

<i>Μόνιμα φορτία κατασκευής</i>	<i>Χαρακτηριστική τιμή</i>
Ίδιο βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων	Υπολογίζεται αυτόματα παρακάτω για κάθε δομικό μέλος
Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών	2,70KN/m ²
Πρόσθετα μόνιμα φορτία	3,50KN/m ²

Πίνακας 1-3 Μόνιμες Δράσεις Κατασκευής

1.4.3 Μεταβλητές δράσεις

Στις μεταβλητές δράσεις περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένα αγαθά, οχήματα κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά. Οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς και πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Επειδή όμως η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με μεταβλητές δράσεις είναι μικρή, προβλέπονται κάποιοι συντελεστές απομείωσης.

Ανάλογα με την χρήση των κτιρίων γίνεται μία κατηγοριοποίηση βάσει του παρακάτω πίνακα, καθώς τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης φαίνονται παρακάτω.

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. καφεενεία, εστιατόρια, 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 1-4 Κατάταξη κτιρίων ανάλογα με την χρήση

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Κατηγορία A και B		
Δάπεδα	2,0	2,0
Σκάλες	3,5	2,0
Εξώστες	5,0	3,0
Κατηγορία C		
C1	3,0	3,0
C2	5,0	4,0
C3	5,0	4,0
C4	5,0	4,0
C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
D1	5,0	4,0
D2	5,0	4,0

Πίνακας 1-5 Χαρακτηριστικές τιμές φορτίου δαπέδου

Στην παρούσα εργασία, στην οποία εξετάζουμε ξενοδοχείο, πρόκειται για κατηγορία A, οπότε ελήφθη υπόψη μεταβλητό φορτίο δαπέδων ίσο με 2kN/m².

1.4.4 Δράσεις ανέμου

1.4.4.1 Γενικά

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4), για κτίρια και έργα ύψους μέχρι 200m, οι δράσεις ανέμου στις κατασκευές κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και αναπαρίστανται με ένα απλοποιημένο σύνολο πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η

ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Συνήθως, όμως, η επίδραση αυτή είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά.

Η πιο σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα ανέμου, η οποία επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως: η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου (κυρίως το ύψος), η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Στην παρούσα εργασία εξετάζονται και οι τέσσερις διευθύνσεις ανέμου, δηλαδή **0, 90, 180, 270** μοίρες.

1.4.4.2 Βασική Ταχύτητα Ανέμου

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, $V_{b,0}$, είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση 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. Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα, (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα) έχει ταχύτητες, $v_{b,0}$:

- 33m/s σε απόσταση έως και 10km από την ακτή
- 27m/s στην υπόλοιπη χώρα

Στην παρούσα εργασία έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου $V_{b,0}=27\text{m/s}$ και **κατηγορία εδάφους 0**. Για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους ισχύει:

z_0 : Μήκος Τραχύτητας ίσο με 0.003m

z_{\min} =1m

z_{\max} : πρέπει να λαμβάνεται 200m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα

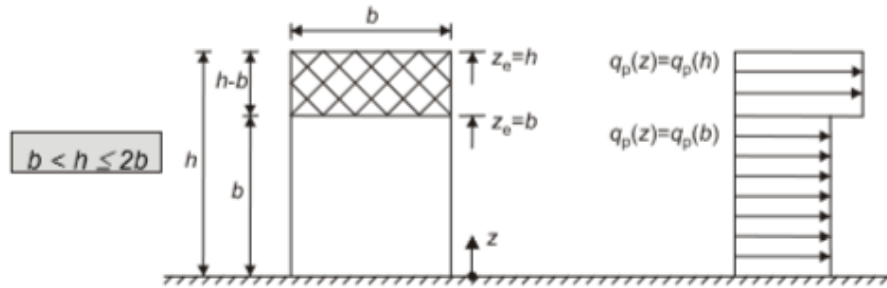
Όπου:

z_{\min} , z_0 : εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον EN 1991-1-4.6 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

1.4.4.3 Κατανομή Πιέσεων Καθ' ύψος του Κτιρίου

Η κατανομή πιέσεων του ανέμου καθ' ύψος του κτιρίου εξαρτάται από τα ύψη αναφοράς, z_e , για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων Ορθογωνικής κάτοψης και εξαρτώνται από το λόγο h/b . Είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Το κτίριο μας ανήκει στην περίπτωση του παρακάτω σχήματος για κάθε διεύθυνση ανέμου. Πρόκειται για κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι

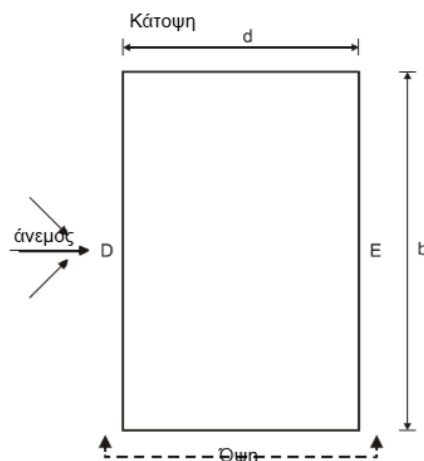
μεγαλύτερο από b , αλλά μικρότερο από $2b$, μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από δύο τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο



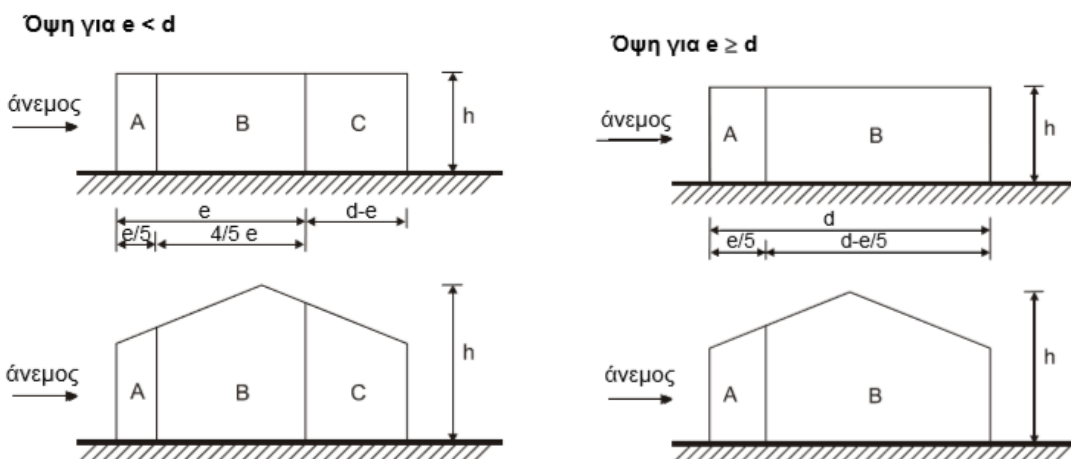
Σχήμα 1-19 Κατανομή πιέσεων Ανέμου καθ' ύψος του κτιρίου

Διευκρινίζεται ότι η διάσταση του κτιρίου b είναι η πλευρά κάθετα στην διεύθυνση του ανέμου, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Για τις δυο διευθύνσεις του ανέμου $(0, 180)$ και $(90, 270)$ σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα, βρίσκονται:

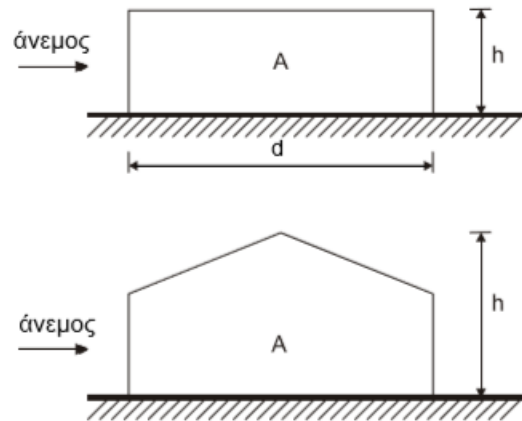
- Διαστάσεις d, b
- Ποσότητα $e = \min\{b; 2h\}$
- Χωρίζεται η κάθε πλευρά του κτιρίου σε ζώνες A, B, C, D, E.



Σχήμα 1-20 Χωρισμός όψεων σε ζώνες



Όψη για $e \geq 5d$



Προκύπτουν τελικά τα παρακάτω ύψη αναφοράς.

- | | | | | |
|---------------|------------------|------------------|--------------------|---|
| 1. Άνεμος_0 | $b=15.8\text{m}$ | $h=23.3\text{m}$ | $h>b$ και $b<h<2b$ | $z_e=15.8\text{m}$ και $z_e=23.3\text{m}$ |
| 2. Άνεμος_90 | $b=21.1\text{m}$ | $h=23.3\text{m}$ | $h>b$ και $b<h<2b$ | $z_e=21.1\text{m}$ και $z_e=23.3\text{m}$ |
| 3. Άνεμος_180 | $b=15.8\text{m}$ | $h=23.3\text{m}$ | $h>b$ και $b<h<2b$ | $z_e=15.8\text{m}$ και $z_e=23.3\text{m}$ |
| 4. Άνεμος_270 | $b=21.1\text{m}$ | $h=23.3\text{m}$ | $h>b$ και $b<h<2b$ | $z_e=21.1\text{m}$ και $z_e=23.3\text{m}$ |

1.4.4.4 Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

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

Όπου:

ρ : πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών και είναι ίση με $1,25\text{kg/m}^3$

$l_v(z)$: ένταση στροβιλισμού σε ύψος z . Η ένταση του στροβιλισμού $l_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου. Οι προτεινόμενοι κανόνες για τον προσδιορισμό του $l_v(z)$ δίνονται στην παρακάτω εξίσωση:

$$l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

Όπου:

k_1 Συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του k_1 που θα χρησιμοποιηθεί σε μια Χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Προτεινόμενη τιμή 1,0.

$c_0(z)$ Συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους. Δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Λαμβάνεται 1,00.

z_0 Μήκος Τραχύτητας

$v_m(z)$: μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος. Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την

τραχύτητα του εδάφους, την τοπογραφία, τη βασική ταχύτητα του ανέμου, v_b , και προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας την εξίσωση:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$$

v_b : Βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου. Δίνεται από την σχέση:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$$

$c_r(z)$: Συντελεστής τραχύτητας. Λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και της τραχύτητας του εδάφους της προσηνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Η διαδικασία για τον προσδιορισμό του $c_r(z)$ μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη διαδικασία για τον προσδιορισμό του συντελεστή τραχύτητας σε ύψος z δίνεται από την παρακάτω εξίσωση και βασίζεται σε μια λογαριθμική κατανομή της ταχύτητας.

$$c_r(z) = k_r * \ln \frac{z}{z_0} \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

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

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

$z_{0,II}$ ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 4.1 (EN 1991-1-4.6)

$z_0 = 0,003m$ (Κατηγορία εδάφους 0, πίνακας 4.1 (EN 1991-1-4.6)

Θα υπολογιστούν όλα τα παραπάνω για τον Άνεμο_0. Με τον ίδιο τρόπο υπολογίζονται και οι άνεμοι προς τις υπόλοιπες διευθύνσεις.

Άνεμος_0 και Άνεμος_180:

$b=15.80m$

$d=21.10m$

1^η στάθμη $z_e=15.80m$

$$c_r(z) = k_r * \ln \frac{z_e}{z_0} \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow c_r(z) = 1.337$$

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0.156$$

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \rightarrow v_b = 27m/s$$

$$c_{dir}=1.00$$

$$c_{season}=1.00$$

$$c_0(z) = 1.00 \text{ Εθνικό Προσάρτημα}$$

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \rightarrow v_m(z) = 36.1m/s$$

$$l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow l_v(z) = 0.117$$

$$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \rightarrow q_p(ze) = 1.185 \text{ kN/m}^2$$

2^η στάθμη $z_e=23.30\text{m}$

$$c_r(z) = k_r * \ln \frac{ze}{z_0} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow c_r(z) = 1.39$$

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0.156$$

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \rightarrow v_b = 27 \text{ m/s}$$

$$c_{dir} = 1.00$$

$$c_{season} = 1.00$$

$$c_0(z) = 1.00 \text{ Εθνικό Ποσόρτημα}$$

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \rightarrow v_m(z) = 37.5 \text{ m/s}$$

$$l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow l_v(z) = 0.111$$

$$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \rightarrow q_p(ze) = 1.562 \text{ kN/m}^2$$

Άνεμος_90 και Άνεμος_270:

$$b = 21.00 \text{ m}$$

$$d = 15.80 \text{ m}$$

1^η στάθμη $z_e=21,10\text{m}$

$$c_r(z) = k_r * \ln \frac{ze}{z_0} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow c_r(z) = 1.382$$

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0.156$$

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \rightarrow v_b = 27 \text{ m/s}$$

$$c_{dir} = 1.00$$

$$c_{season} = 1.00$$

$$c_0(z) = 1.00 \text{ Εθνικό Ποσόρτημα}$$

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \rightarrow v_m(z) = 37.31 \text{ m/s}$$

$$l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow l_v(z) = 0.113$$

$$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \rightarrow q_p(ze) = 1.558 \text{ kN/m}^2$$

2^η στάθμη $z_e=23.30\text{m}$

$$c_r(z) = k_r * \ln \frac{ze}{z_0} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow c_r(z) = 1.397$$

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0.156$$

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \rightarrow v_b = 27 \text{ m/s}$$

$$c_{dir} = 1.00$$

$$c_{season} = 1.00$$

$$c_0(z) = 1.00 \text{ Εθνικό Ποσόρτημα}$$

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \rightarrow v_m(z) = 37.73 \text{ m/s}$$

$$l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow l_v(z) = 0.111$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \rightarrow q_p(ze) = 1.581 \text{ kN/m}^2$$

1.4.4.5 Συντελεστές Εξωτερικής Πίεσης

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων. Διακρίνονται σε καθολικούς και τοπικούς συντελεστές. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Οι τοπικοί συντελεστές $c_{pe,i}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από 1 m² π.χ. για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές $c_{pe,10}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες των 10 m².

Για επιφάνειες μεγαλύτερες των 10m² όπως είναι η περίπτωση του κτιρίου μας, χρησιμοποιούνται οι τιμές του παρακάτω πίνακα ανάλογα με τον λόγο h/d του κτιρίου και την ζώνη.

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
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0		-0,3

Πίνακας 1-6 Προτεινόμενες Τιμές Συντελεστών Εξωτερικής Πίεσης για κατακόρυφους Τοίχους Κτιρίων Ορθογωνικής Κάτοψης

Διακρίνουμε περιπτώσεις φόρτισης ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου. Έχουμε, λοιπόν, τις παρακάτω.

ΑΝΕΜΟΣ_0 και ΑΝΕΜΟΣ_180

$$b = 15.80 \text{ m}$$

$$d = 21.10 \text{ m}$$

$$e = \min\{b; 2h\} = 15.80 \text{ m}$$

$$e < d \rightarrow \text{Χωρίζω σε ζώνες A, B, C}$$

$$L_A = e/5 = 3.16 \text{ m}$$

$$L_B = (4/5) \cdot e = 12.64 \text{ m}$$

$$L_C = d - e = 5.30 \text{ m}$$

$$h/d = 1.104$$

$$c_{pe,10}^A = -1.20$$

$$c_{pe,10}^B = -0.80$$

$$c_{pe,10}^C = -0.50$$

$$c_{pe,10}^D = 0.80$$

$$c_{pe,10}^E = -0.50$$

ΑΝΕΜΟΣ_90 και ΑΝΕΜΟΣ_270

$$b=21.10\text{m}$$

$$d=23.30\text{m}$$

$$e= \min\{b;2h\} = 21.10 \text{ m}$$

$e>d \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B

$$L_A=e/5= 4.22\text{m}$$

$$L_B= d-e/5 = 11.58\text{m}$$

$$h/d=1.00$$

$$C_{pe,10}^A= -1.20$$

$$C_{pe,10}^B= -0.80$$

$$C_{pe,10}^D= 0.80$$

$$C_{pe,10}^E= -0.53$$

1.4.4.6 Εξωτερική Πίεση Ανέμου

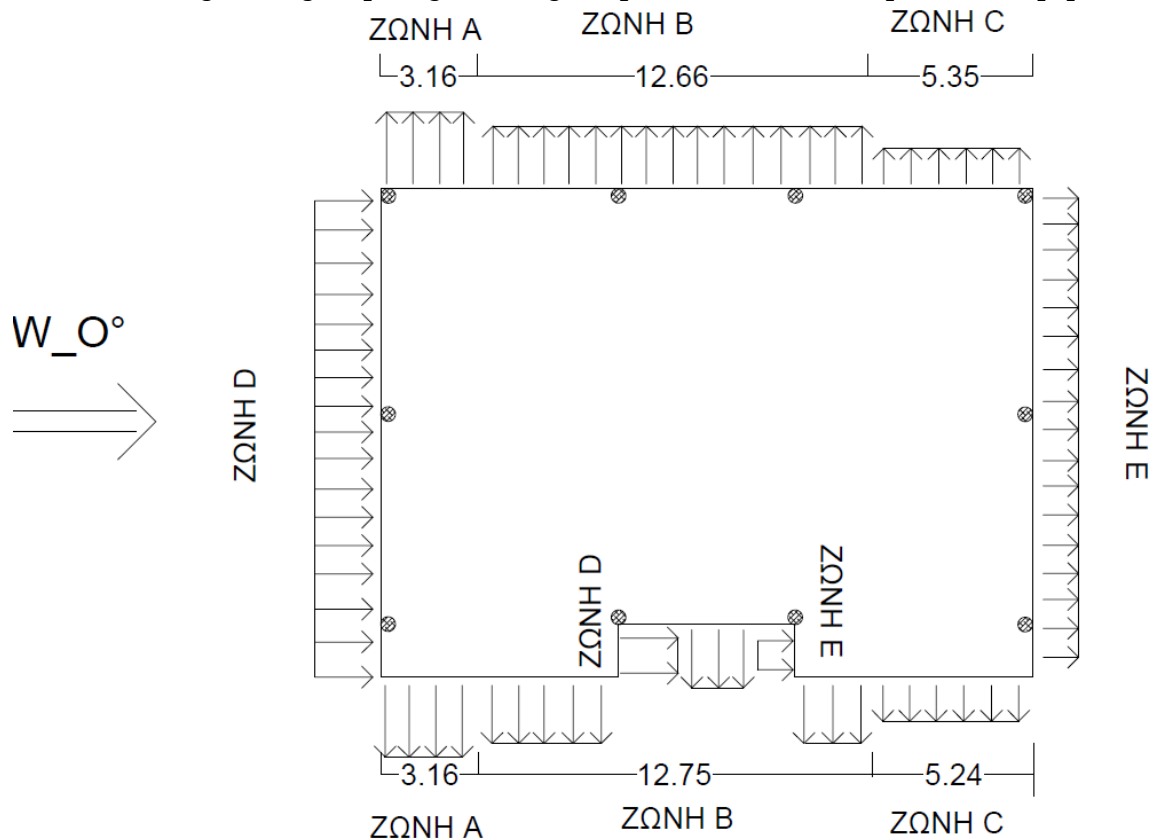
Η πίεση του ανέμου που δρα σε εξωτερικές επιφάνειες λαμβάνεται από την εξίσωση:

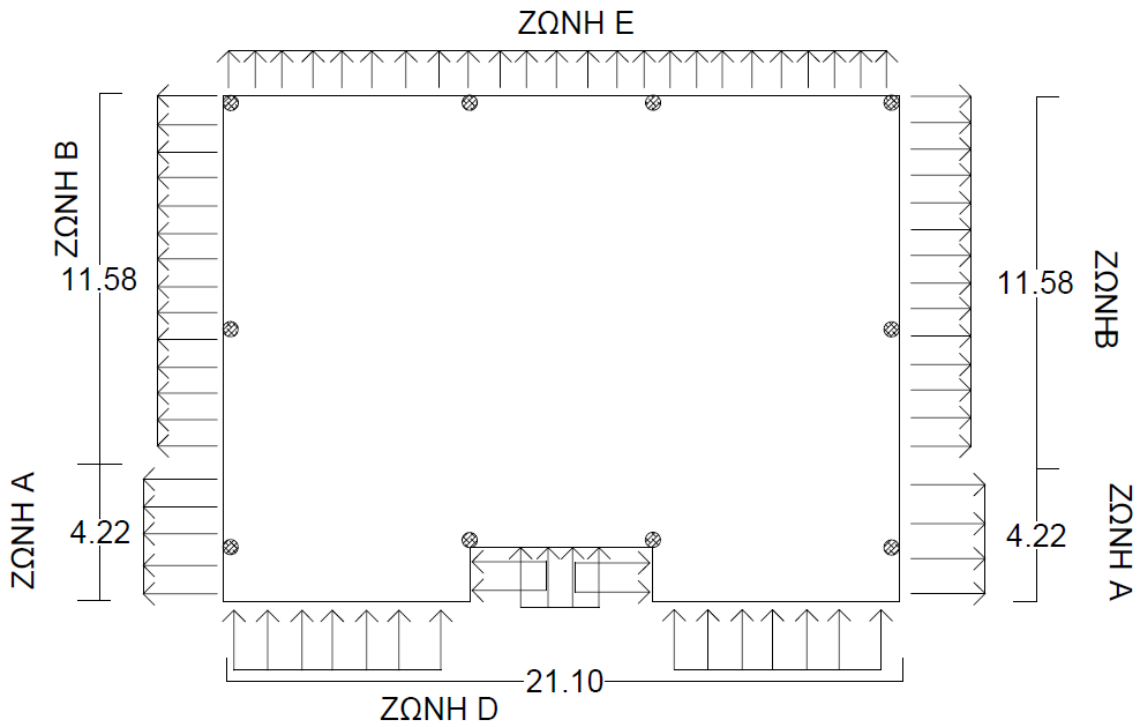
$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$$

1^η στάθμη $z_e= 15.80\text{m}$

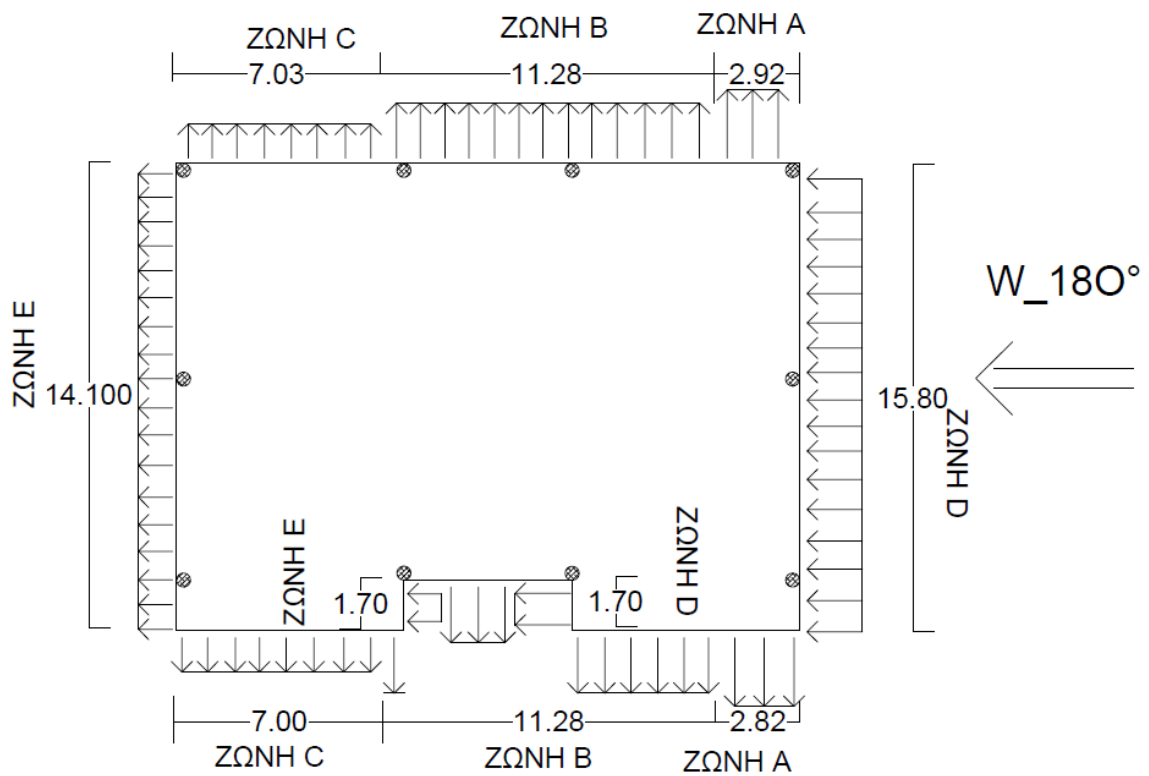
Εξωτερική Πίεση W_e	ΑΝΕΜΟΣ_0	ΑΝΕΜΟΣ_90	ΑΝΕΜΟΣ_180	ΑΝΕΜΟΣ_270
$W_e^A_0$	-1.422	-1.8696	-1.422	-1.8696
$W_e^B_0$	-0.948	-1.2464	-0.948	-1.2464
$W_e^C_0$	-0.5925	-	-0.5925	-
$W_e^D_0$	0.948	1.2464	0.948	1.2464
$W_e^E_0$	-0.5925	-0.826	-0.5925	-0.826

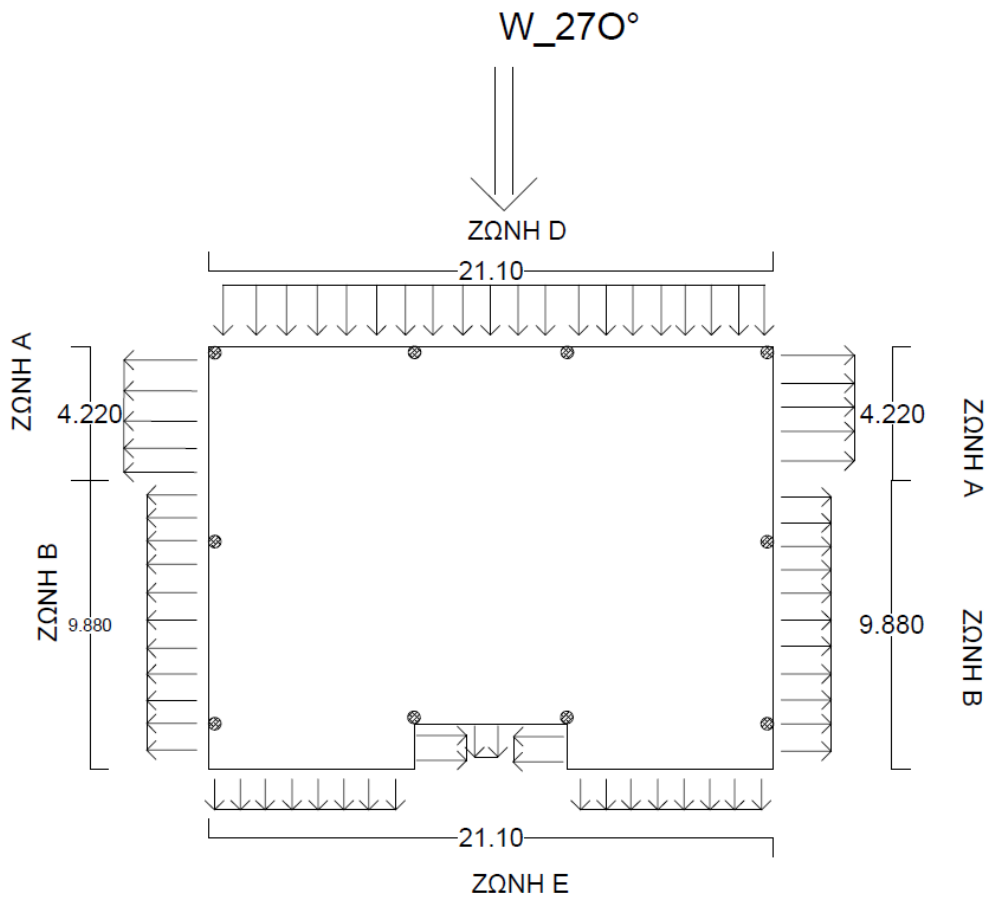
Πίνακας 1-7 Εξωτερικές Πιέσεις ανέμου ανά διεύθυνση – 1^η στάθμη





W_{90°

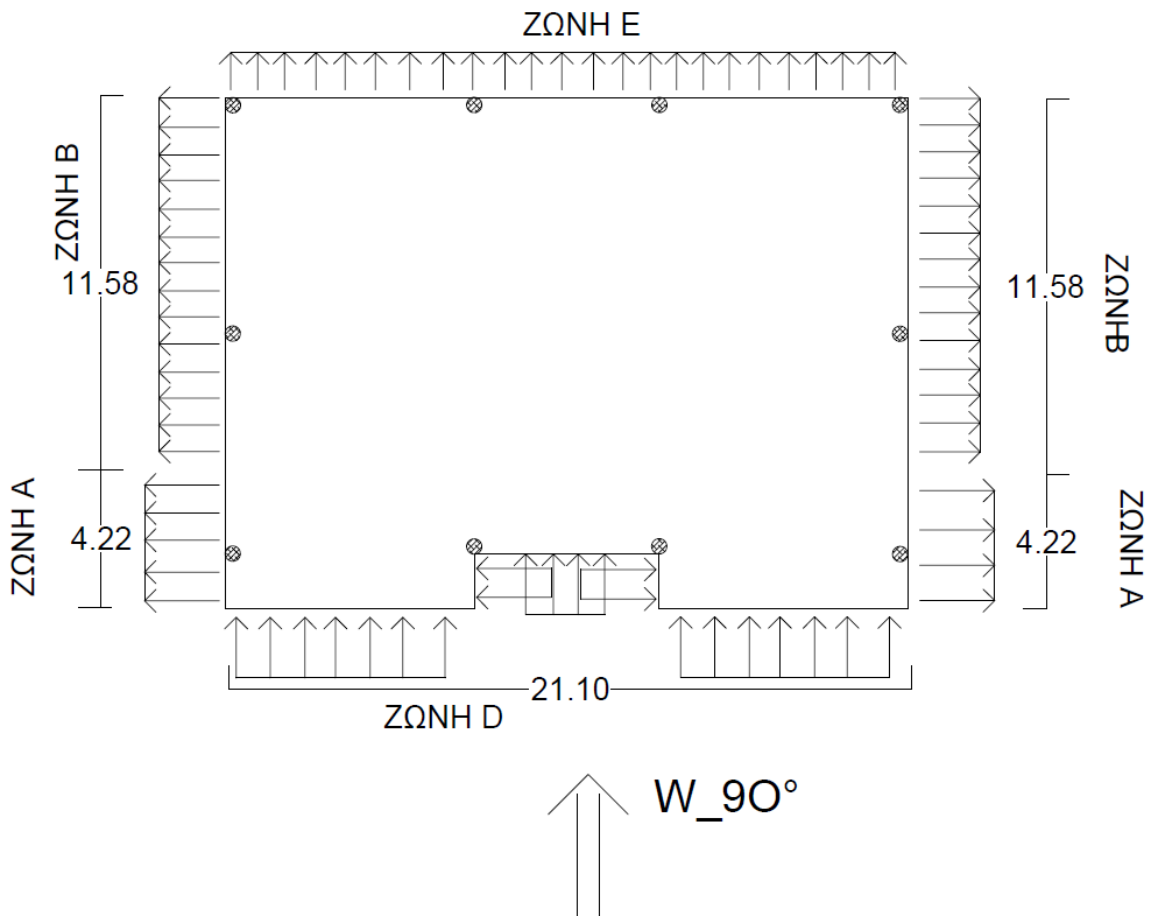
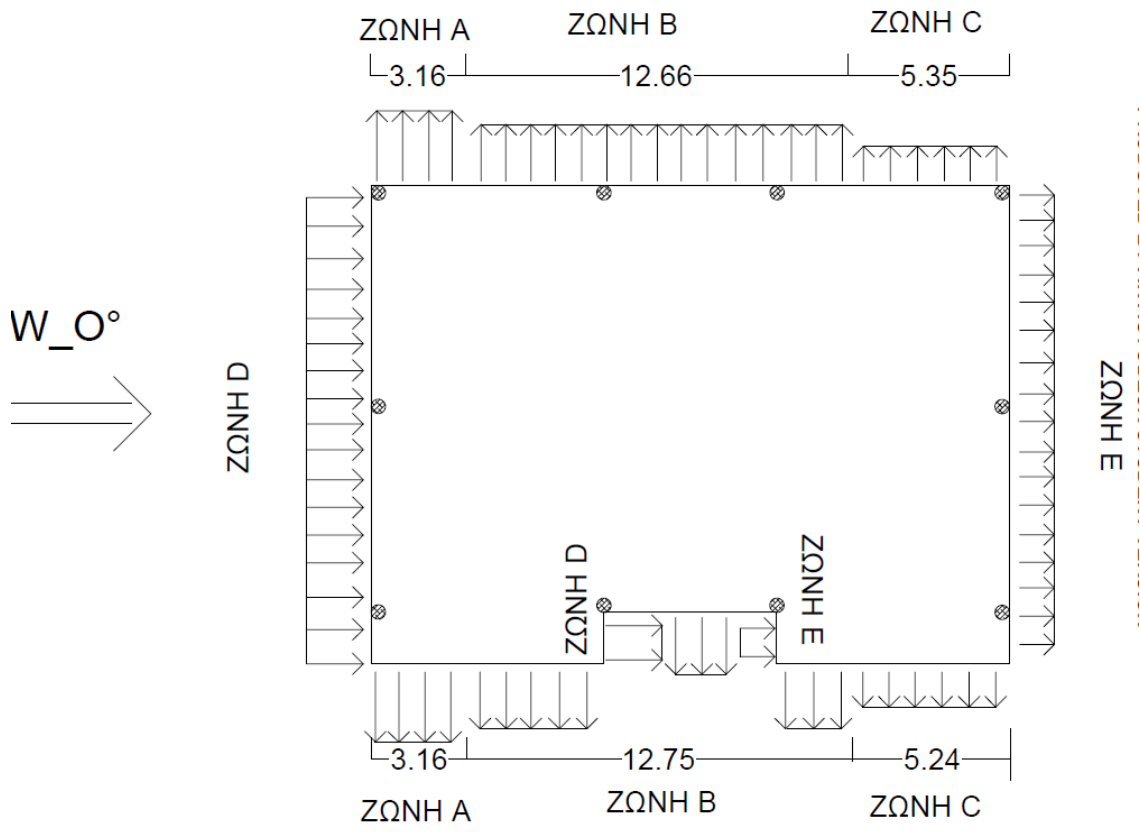


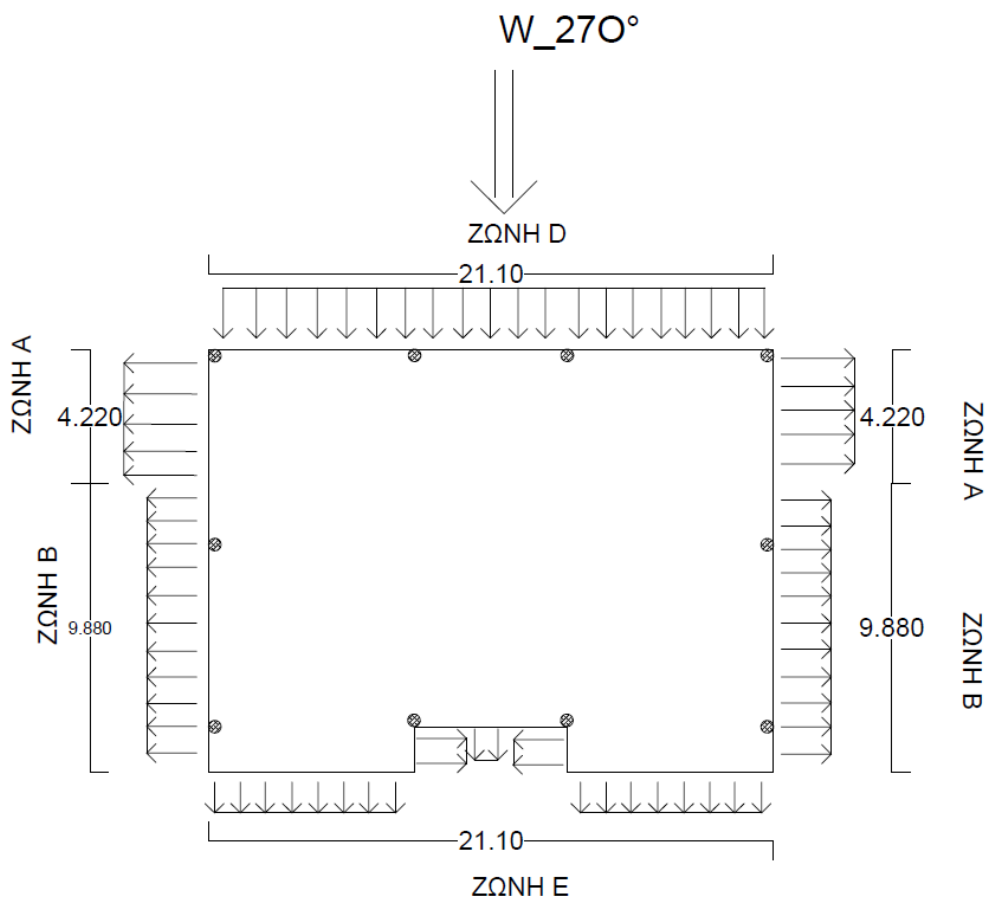
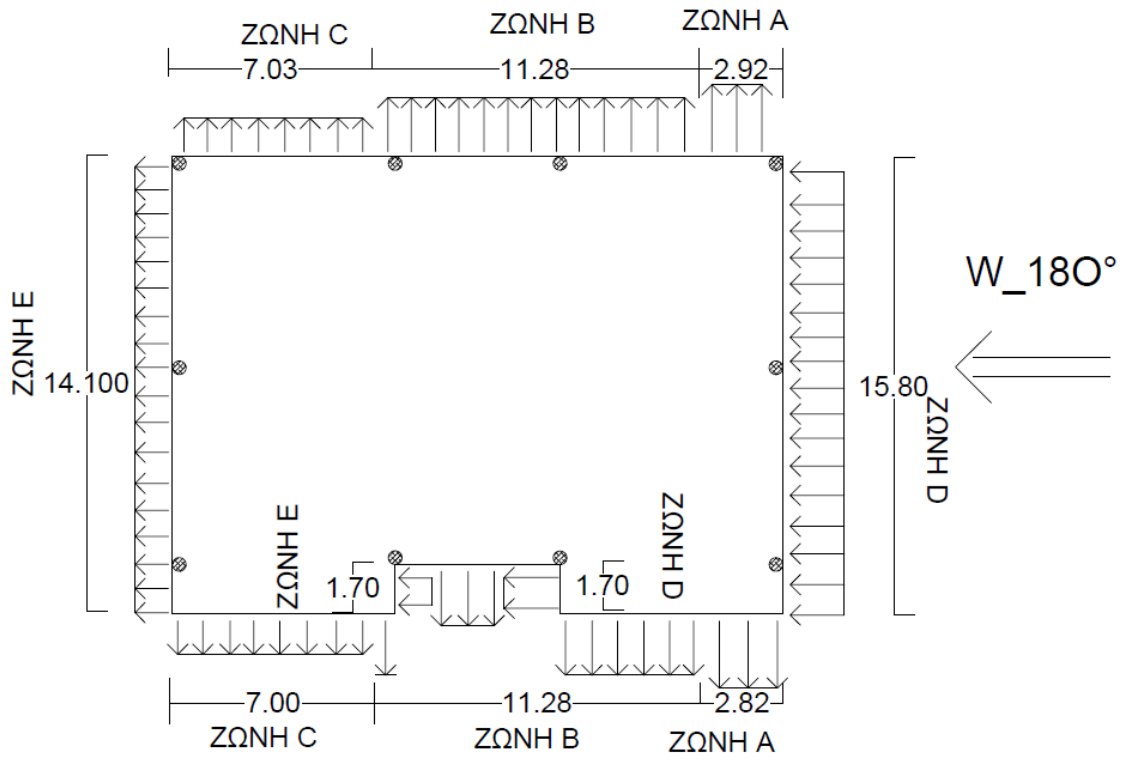


2^η στάθμη $z_e = 23.3\text{m}$

Εξωτερική Πίεση W_e	ANEMOS_0	ANEMOS_90	ANEMOS_180	ANEMOS_270
$W_e^A_0$	-1.8744	-1.8972	-1.8744	-1.8972
$W_e^B_0$	-1.2496	-1.2648	-1.2496	-1.2648
$W_e^C_0$	-0.781	-	-0.781	-
$W_e^D_0$	1.2496	1.2648	1.2496	1.2648
$W_e^E_0$	-0.781	-0.8379	-0.781	-0.8379

Πίνακας 1-8 Εξωτερικές Πιέσεις ανέμου ανά διεύθυνση – 2^η στάθμη





1.4.4.7 Εσωτερική Πίεση Ανέμου

Η πίεση του ανέμου που δρα σε εξωτερικές επιφάνειες λαμβάνεται από την σχέση:

$$W_i = q_p(z_i) * C_{pi}$$

Όπου:

$q_p(z)$: πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i : Ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

C_{pi} : συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση. Οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτιρίων. Θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα $C_{pi}=+0.2$ και $C_{pi}=-0.3$.

1^η στάθμη $z_e= 15.80\text{m}$ για $_0$ και $_180$

$z_e= 21.10\text{m}$ για $_90$ και $_270$

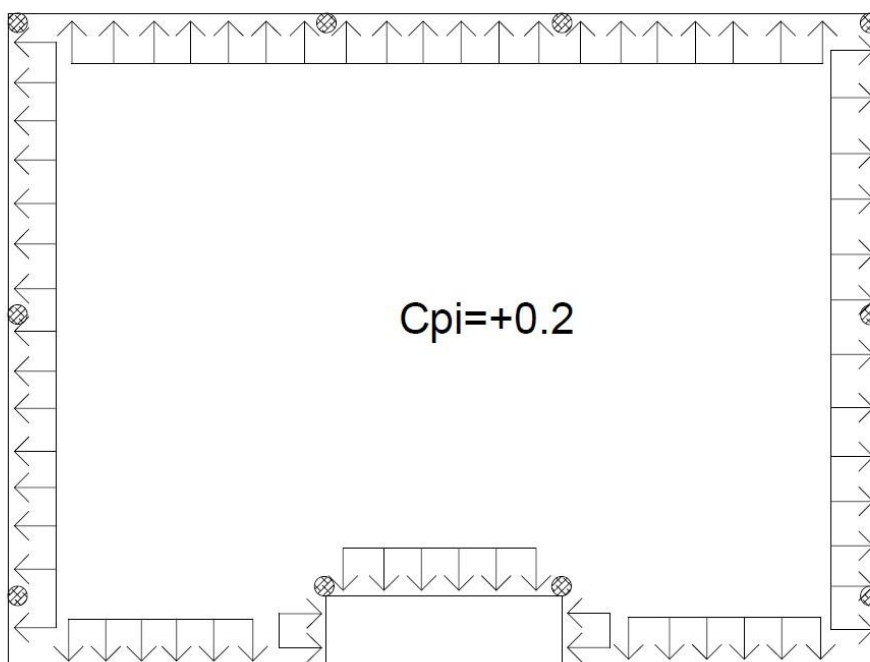
Εσωτερική Πίεση W_i	ANEMOS_0	ANEMOS_90	ANEMOS_180	ANEMOS_270
$W_i_{+0.2}$	0,237	0,3116	0,237	0,3116
$W_i_{-0.3}$	-0,3555	-0,4674	-0,3555	-0,4674

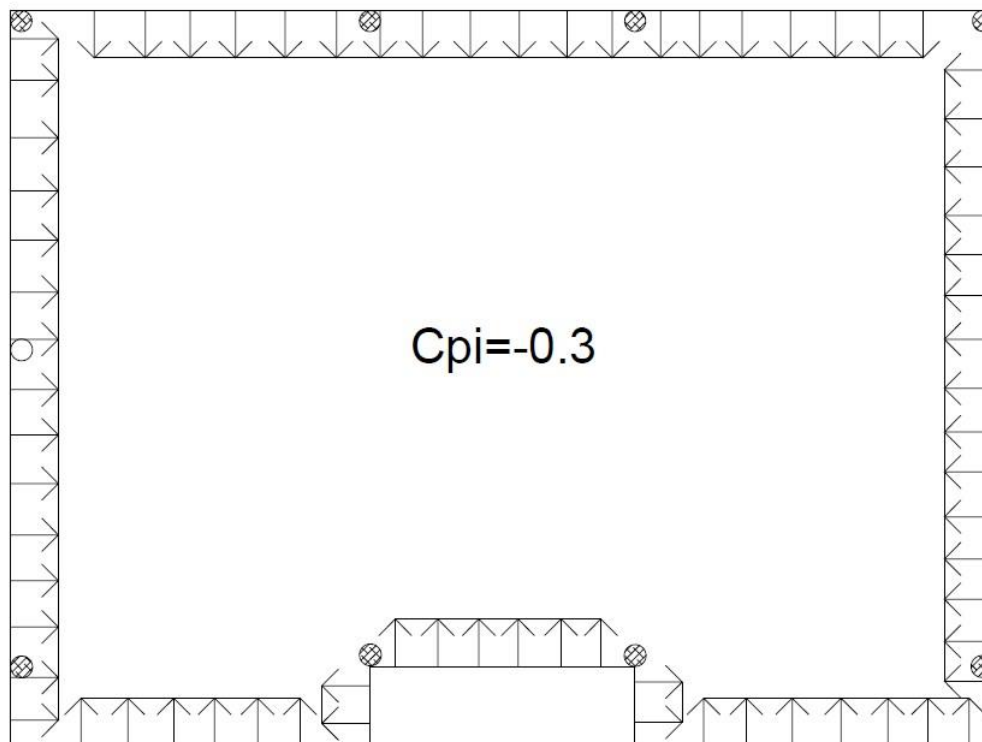
Πίνακας 1-9 Εσωτερικές Πιέσεις ανέμου ανά διεύθυνση – 1^η στάθμη

2^η στάθμη $z_e= 23.30\text{m}$

Εσωτερική Πίεση W_i	ANEMOS_0	ANEMOS_90	ANEMOS_180	ANEMOS_270
$W_i_{+0.2}$	0,3124	0,3162	0,3124	0,3162
$W_i_{-0.3}$	-0,4686	-0,4743	-0,4686	-0,4743

Πίνακας 1-10 Εξωτερικές Πιέσεις ανέμου ανά διεύθυνση – 2^η στάθμη





1.4.4.8 Τελική Πίεση Ανέμου

Η τελική πίεση επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Θεωρούμε ότι οι εσωτερικές και οι εξωτερικές πιέσεις δρουν ταυτόχρονα. Λαμβάνεται υπόψη ο δυσμενέστερος συνδυασμός εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων.

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

Άνεμος 0

$$1) W_{tot_0_+0.2} = W_{e_0} - W_{i_0_+0.2}$$

$$2) W_{tot_0_ -0.3} = W_{e_0} - W_{i_0_ -0.3}$$

Άνεμος 90

$$3) W_{tot_90_+0.2} = W_{e_90} - W_{i_90_+0.2}$$

$$4) W_{tot_90_ -0.3} = W_{e_90} - W_{i_90_ -0.3}$$

Άνεμος 180

$$5) W_{tot_180_+0.2} = W_{e_180} - W_{i_180_+0.2}$$

$$6) W_{tot_180_ -0.3} = W_{e_180} - W_{i_180_ -0.3}$$

Άνεμος_270

$$7) W_{tot_270_{+0.2}} = W_{e_270} - W_{i_270_{+0.2}}$$

$$8) W_{tot_270_{-0.3}} = W_{e_270} - W_{i_270_{-0.3}}$$

Αξιίζει να σημειωθεί ότι δεν υπολογίζονται στο χέρι οι παραπάνω τελικές πιέσεις, διότι τις εισάγουμε στο λογισμικό προσομοίωσης μεμονωμένα ως εσωτερικές, εξωτερικές του κτιρίου και υπολογίζονται αυτόματα οι τελικές.

1.4.5 Φορτίο χιονιού

1.4.5.1 Γενικά

Ο προσδιορισμός του φορτίου χιονιού επιτυγχάνεται με την χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς. Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με την χρήση συντελεστών μορφής. Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του στις στέγες. Η ποσότητα χιονιού που εναποτίθεται εξαρτάται: από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ.) Σημαντικό ρόλο παίζει η πυκνότητα του χιονιού βάση της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο.

Τα φορτία του χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις το Ευρωκώδικα EN 1991-1-3. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991-1-3). Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνθηκών στατικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές μπορεί να θεωρηθούν ως ακραίες τυχηματικές δράσεις.

1.4.5.2 Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους συναρτῆσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου A (στην περίπτωση μας A=100m) , για μια συγκεκριμένη τοποθεσία , δίνεται από την εξίσωση:

$$s_k = s_{k,0} * (1 + \frac{A^2}{917})$$

Όπου :

$s_{k,0}$: χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας

A: υψόμετρο κατασκευής

1.4.5.3 Φορτίο Χιονιού Μονοκλινούς Στέγης

Το φορτίο χιονιού για μονοκλινή στέγη υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$S = \mu_i * c_e * c_t * s_k$$

Όπου:

μ_i : συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού. Για μονοκλινή στέγη με κλίση στέγης $\alpha=00$ από τον πίνακα 5.2 του EN 1991-1-3 προκύπτει $\mu_i=0.80$

c_e : συντελεστής εκθέσεως, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται 1,00.

C_t : θερμικός συντελεστής, ο οποίος για κανονικές συνθήκες μόνωσης λαμβάνεται ίσος με 1,00.

Για την κατασκευή μας θεωρήθηκε ότι το κινητό φορτίο της στέγης, που είναι προσβάσιμη για χρήση, υπερκαλύπτει το φορτίο χιονιού.

1.4.6 Σεισμικές δράσεις

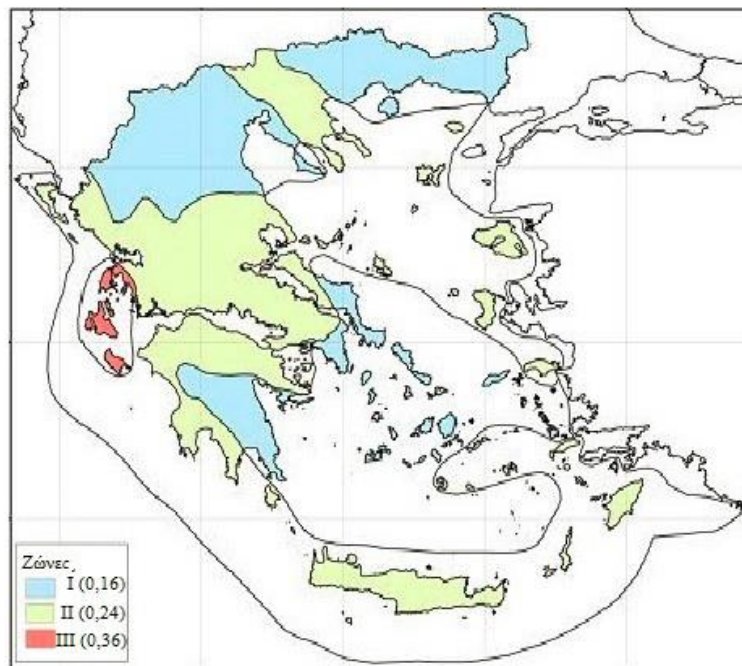
1.4.6.1 Γενικά

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

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

1.4.6.2 Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση Σχεδιασμού

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται βάση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού a_{gR} ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας τα όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη της εικόνας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς, εδάφους Α (βραχώδες έδαφος) η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής μίας κατασκευής).



Σχήμα 1-21 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Ζώνη	a_{gR}
I	0,16g
II	0,24g
III	0,36g

Η εδαφική επιτάχυνση σε κατηγορία Α, βραχώδες έδαφος, για περίοδο επαναφοράς διαφορετική από αυτή που αντιστοιχεί στην επιτάχυνση αναφοράς δίνεται από την σχέση:

$$a_g = a_{gR} \gamma_I$$

Όπου:

γ_I : συντελεστής σπουδαιότητας

Η κατασκευή μας επιλέξαμε να βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας **II (0,24g)** και ανήκει στην κατηγορία συνήθους σπουδαιότητας II. Έτσι, έχουμε εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού:

$$a_g = a_{gR} \gamma_I = 0,24g \cdot 1,00 = 0,24g$$

Πίνακας 1-11 Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I	0,8	1,0	1,2	1,4

1.4.6.3 Ελαστική Επιτάχυνση Σχεδιασμού

Οι σεισμικές διεγέρσεις στην επιφάνεια του εδάφους ορίζονται από δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα στατικά ανεξάρτητες μεταξύ τους και καθορίζονται με την βοήθεια φασμάτων απόκρισης. Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που μας δίνει την μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών, ανάλογα την ιδιοπερίοδο τους, με συγκεκριμένη απόσβεση ($\zeta=5\%$) και για μία δεδομένη σεισμική διέγερση.

Τα φάσματα απόκρισης που έχουν καταγραφεί παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές που οφείλονται στα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης αλλά και στους διάφορους τύπους εδαφών. Έτσι κατά τον σχεδιασμό μιας νέας κατασκευής η σεισμική διέγερση στην επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που καλύπτει τις μορφές των φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορεί να εκδηλωθούν στην υπό εξέταση περιοχή. Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα της κάθε χώρας, έτσι για την περίπτωση της κατασκευής μας χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1.

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g * S * [1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2,5 - 1)]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \frac{T_C}{T}$$

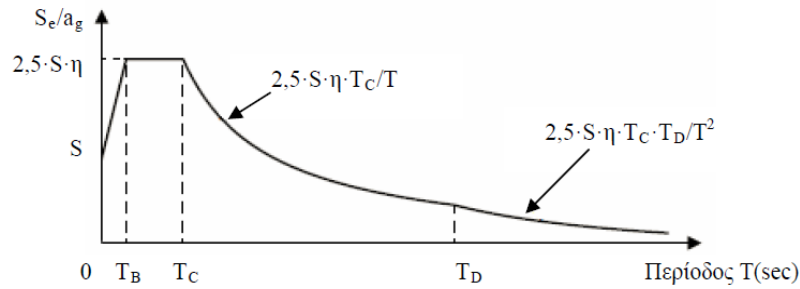
$$T_D \leq T \leq 4sec : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \frac{T_C * T_D}{T^2}$$

Όπου:

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma I^* a_{gR}$)
 T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
 T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
 T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
 S είναι ο συντελεστής εδάφους
 η : διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης όπου για $\zeta=5\%$, $\eta=1$ και μπορεί να ληφθεί από την έκφραση :

$$\sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}} \geq 0,55$$



Σχήμα 1-22 Μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης, τύπου 1

Κατηγορία Εδάφους	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	S
A	0,15	0,4	2,5	1
B	0,15	0,5	2,5	1,2
C	0,2	0,6	2,5	1,15
D	0,2	0,8	2,5	1,35
E	0,15	0,5	2,5	1,4

Πίνακας 1-12 Χαρακτηριστικές Ιδιοπερίοδοι

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{c,30}$ (m/s)	N_{SPPT} (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_c κατηγορίας C ή D και πάχους που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_c > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργιλών/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργιλών, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1 .			

Πίνακας 1-13 Κατάταξη Εδαφών

1.4.6.4 *Ανελαστική Επιτάχυνση Σχεδιασμού*

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.»

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g * S * [2/3 + \frac{T}{T_B} * (2,5/q - 2/3)]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \frac{a_g * S * \eta * 2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \frac{a_g * S * \eta * 2,5 * \frac{T_C}{T}}{q}$$

$$T_D \leq T \leq 4sec : S_d(T) = \frac{a_g * S * \eta * 2,5 * \frac{T_C * T_D}{T^2}}{q}$$

όπου:

$S_d(T)$: το φάσμα σχεδιασμού

T : περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g : εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma_I a_{gR}$)

T_B : περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C : περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D : τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

q : συντελεστής συμπεριφοράς

β : συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που λαμβάνεται σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,2.

η : διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης όπου για $\zeta=5\%$, $\eta=1$ και μπορεί να ληφθεί από την έκφραση :

$$\sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}} \geq 0,55$$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q , λαμβάνει υπόψη την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα. Για κανονικά συστήματα φορέων, ο συντελεστής συμπεριφοράς q θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς που δίδονται στον παρακάτω πίνακα.

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΙΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5a_u/a_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5a_u/a_1$
δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές	2	$2a_u/a_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4a_u/a_1$
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 7 του EC8	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5a_u/a_1$

Πίνακας 1-14 Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

Στο συγκεκριμένο κτίριο επελέγη Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας και ο μέγιστος συντελεστής συμπεριφοράς για τον φορέα με πλαίσια παραλαβής ροπών καθώς και για τον φορέα με πλαίσιο με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα είναι $q=4$. Ωστόσο, επειδή η κατασκευή είναι αρκετά εύκαμπτη, γεγονός που οδηγεί ούτως η άλλως σε μικρά σεισμικά φορτία, χρησιμοποιήθηκε $q=2$. Επίσης, στο κτίριο θα χρησιμοποιηθούν τόσο κοχλιωτές, όσο και συγκολλητές συνδέσεις. Θα θεωρήσουμε ότι το ζ είναι 5%.

1.4.6.5 Προσδιορισμός Σεισμικής Απόκρισης Κατασκευής

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου για την οποία ακολουθούμε τα εξής βήματα:

- ✓ Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων (ω_i) - ιδιομορφών (φ_i).
- ✓ Υπολογισμός γενικευμένης μάζας (m_i), συντελεστή συμμετοχής (Γ_i) και δρώσας μάζας (M_i) της i ιδιομορφής. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 το άθροισμα των δρώσων μαζών, για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας, ενώ λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας.

- ✓ Βάση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζονται οι μέγιστες αποκρίσεις για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης.
- ✓ Επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων με την μέθοδο CQC Πλήρους Τετραγωνικής Επαλληλίας.
- ✓ Χωρικός συνδυασμός $A_{Ed} = \pm E_X \pm 0,3 \cdot E_Y$ και $A_{Ed} = \pm E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$.

1.5 Οριακές Καταστάσεις Κατασκευής

1.5.1 Γενικά

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

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

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων του, αφορούν δε τις παρακάτω καταστάσεις:

- a) απώλεια ισορροπίας του φορέα θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος ή οποιουδήποτε μέρους του.
- b) αστοχία λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του σε μηχανισμό, θραύση απώλεια ευστάθειας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων και των θεμελίων.
- c) Αστοχία η οποία προκαλείται από κόπωση ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο.

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή ένα δομικό μέλος, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων.

1.5.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων του, αφορούν δε τις παρακάτω καταστάσεις:

- Απώλεια ισορροπίας του φορέα θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος ή οποιουδήποτε μέρους του.

- Αστοχία λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του σε μηχανισμό, θραύση απώλεια ευστάθειας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, συμπεριλαμβανομένων των στηριζέων και των θεμελίων.
- Αστοχία η οποία προκαλείται από κόπωση ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο.

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

Βασικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Βασικό μεταβλητό: Ωφέλιμα φορτία

Άνεμος_0

1.35*μόνιμα+1.50*ωφέλιμα δαπέδου+1.50*0.6*Wtot_0_+0.2

1.35*μόνιμα+1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5*0.6*W tot_0_-0.3

Άνεμος_90

1.35*μόνιμα+1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5*0.6*Wtot_90_+0.2

1.35*μόνιμα+1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5*0.6*Wtot_90_-0.3

Άνεμος_180

1.35*μόνιμα+1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5*0.6*Wtot_180_+0.2

1.35*μόνιμα+1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5*0.6*Wtot_180_-0.3

Άνεμος_270

1.35*μόνιμα+1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5*0.6*Wtot_270_+0.2

1.35*μόνιμα+1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5*0.6*Wtot_270_-0.3

Βασικό μεταβλητό: Άνεμος

Άνεμος_0

1.35*μόνιμα+0.7*1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5Wtot_0_+0.2

1.35*μόνιμα+0.7*1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5Wtot_0_-0.3

Άνεμος_90

1.35*μόνιμα+0.7*1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5Wtot_90_+0.2

1.35*μόνιμα+0.7*1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5Wtot_90_-0.3

Άνεμος_180

1.35*μόνιμα+0.7*1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5Wtot_180_+0.2

1.35*μόνιμα+0.7*1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5Wtot_180_-0.3

Άνεμος_270

1.35*μόνιμα+0.7*1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5Wtot_270_+0.2

1.35*μόνιμα+0.7*1.5*ωφέλιμα δαπέδου+1.5Wtot_270_-0.3

Σεισμικοί Συνδυασμοί

Κατά τον σχεδιασμό των δομημάτων, επιτρέπεται να εφαρμοσθούν απλούστεροι κανόνες επαλληλίας των συνιστωσών του σεισμού, οπότε δημιουργούνται οι παρακάτω 8 σεισμικοί συνδυασμοί. Σε αυτούς γίνεται η απλοϊκή θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις X (E_X) και Y (E_Y) σε ποσοστά 100% και 30%.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

1. 1.0*μόνιμα+0.3*ωφέλιμα δαπέδου+EX+0.3*EY
2. 1.0*μόνιμα+0.3*ωφέλιμα δαπέδου+EX-0.3*EY
3. 1.0*μόνιμα+0.3*ωφέλιμα δαπέδου-EX+0.3*EY
4. 1.0*μόνιμα+0.3*ωφέλιμα δαπέδου-EX-0.3*EY
5. 1.0*μόνιμα+0.3*ωφέλιμα δαπέδου+0.3*EX+EY
6. 1.0*μόνιμα+0.3*ωφέλιμα δαπέδου+0.3*EX-EY
7. 1.0*μόνιμα+0.3*ωφέλιμα δαπέδου-0.3*EX+EY
8. 1.0*μόνιμα+0.3*ωφέλιμα δαπέδου-0.3*EX-EY

Όπου:

EX: Σεισμικό φορτίο κατά την διεύθυνση X

EY: Σεισμικό φορτίο κατά την διεύθυνση Y

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_2
Επιβαλλόμενα Φορτία - Κατηγορία Β: Ξενοδοχεία	0,7	0,3
Φορτία ανέμου σε κτήρια	0,6	0

Πίνακας 1-15 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i

1.5.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή ένα δομικό μέλος, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Συχνοί Συνδυασμοί:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Οιονεί Μόνιμοι Συνδυασμοί:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

όπου:

+ "Έπαλληλία με"

$G_{k,j}$ χαρακτηριστική τιμή μόνιμων δράσεων

$Q_{k,i}$ χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$ χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i

A_{Ed} τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

A_d τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης

P χαρακτηριστική τιμή προέντασης

$\gamma_{G,j}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση

$\gamma_{Q,i}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση

γ_P επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

Και οι τιμές του γ που προτείνονται είναι:

✚ Οριακή κατάσταση αστοχίας

$\gamma_{G,j}$ 1,35 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,1}$ 1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i}$ 1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή

✚ Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

$\gamma_{G,j}$ 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,1}$ 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i}$ 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

1.5.4 Έλεγχος Οριακής Κατάστασης

Κατά την εξέταση μίας οριακής κατάστασης θα πρέπει να ικανοποιείται για όλα τα φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβανομένων και των συνδέσεων η ακόλουθη σχέση:

$$E_d \leq R_d$$

E_d : τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, π.χ. εντατικό μέγεθος (M , N , V).

R_d : τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση μίας κατασκευής προσδιορίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που δρουν επί αυτής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ , συνδυάζονται μεταξύ τους, με τους κατάλληλους συντελεστές συνδυασμού ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 , για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών για διάφορες ανεξάρτητες μεταβλητές δράσεις είναι μικρή. Έτσι κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων

εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ , οι οποίοι εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Πλακών

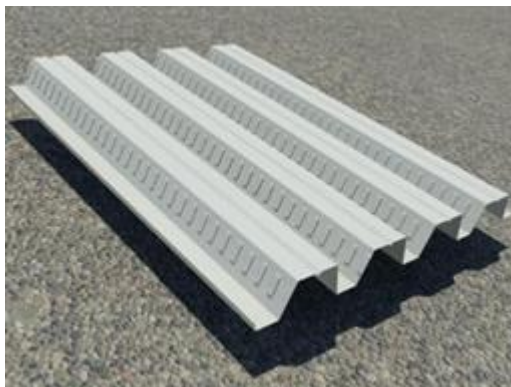
2.1 Γενικά

Θα χρησιμοποιήσουμε χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοίγματα.

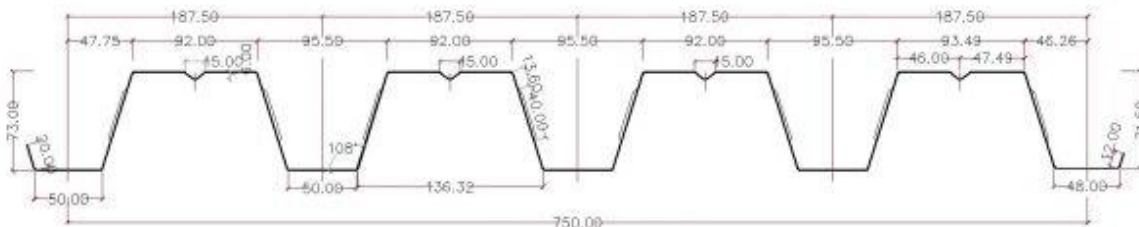
Το άνω πέλαμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών.

Τα χαλυβδόφυλλα παράγονται πάντα με τα υψηλά επίπεδα ποιότητας του εργοστασίου σε πάχη από 0,75 ως 1,25mm. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, γαλβανισμένος, με δυνατότητα επιλογής βαφής σε μια μεγάλη γκάμα χρωμάτων.

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



Σχήμα 2-1 Χαλυβδόφυλλο



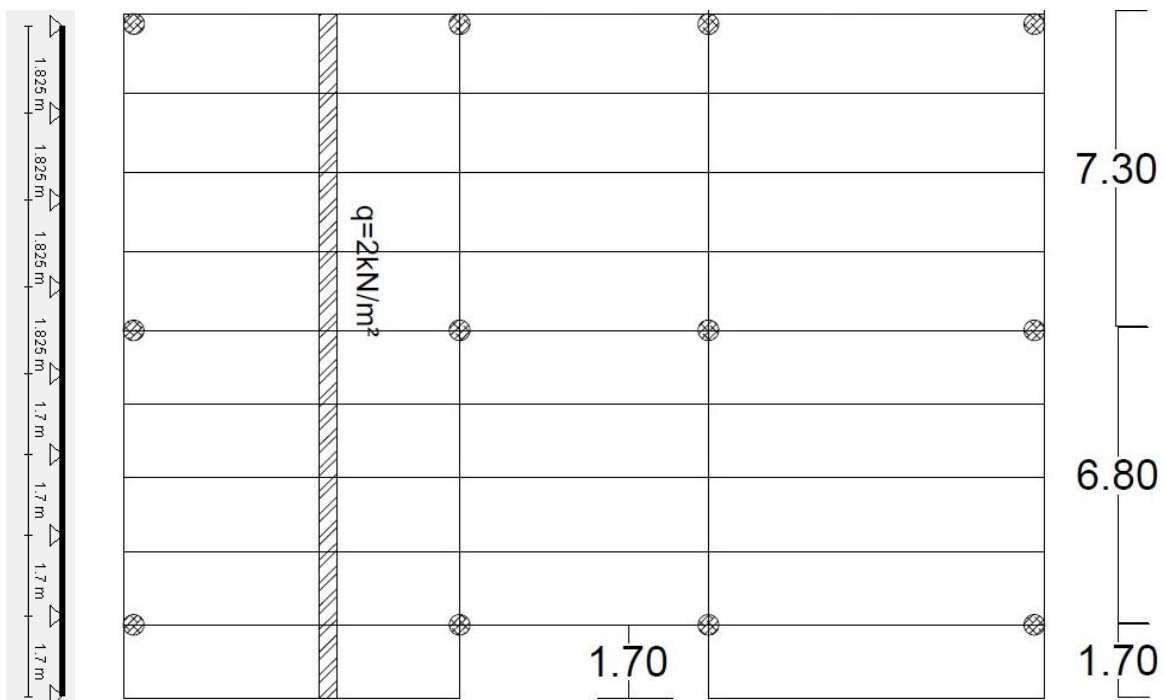
Σχήμα 2-2 Χαλυβδόφυλλο Symdeck73

Θα σχεδιάσουμε και θα υπολογίσουμε τις σύμμικτες πλάκες της κατασκευής μας με την βοήθεια του υπολογιστικού προγράμματος SymDeck Designer, το οποίο είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 που αναπτύχθηκε από την εταιρία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο. Οι κανονισμοί στους οποίους βασίζεται η λειτουργία του είναι:

- Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1.3
- Ευρωκώδικας 4 – Μέρος 1.1
- ΕΚΩΣ 2000

Επιλέγουμε το χαλυβδόφυλλο να είναι συνεχές και να στηρίζεται στις δευτερεύουσες δοκούς. Γι' αυτό και επιλύεται ως συνεχής δοκός 10 ανοιγμάτων. Επελέγησαν τα ελάχιστα μεγέθη και ο έλεγχος έδειξε ότι επαρκούν. Παρακάτω ακολουθεί όλη η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας. Αρχικά, ελέγχεται το χαλυβδόφυλλο στην φάση κατασκευής και έπειτα, η σύμμικτη πλάκα στην φάση λειτουργίας.

- Πάχος πλάκας $h_{πλ}=15\text{cm}$
- Πάχος χαλυβδόφυλλου $t_p=0,80\text{mm}$
- Οπλισμοί Στηρίξεων $\Phi 8/20$ ($=A_{s,min}=0,2\%$ αποφυγή ρηγμάτωσης)
- Οπλισμοί Ανοιγμάτων $\Phi 6/25$ ($=A_{s,min}=0,1\%$ αποφυγή ρηγμάτωσης)
- Επικάλυψη οπλισμών $c=30\text{mm}$



Σχήμα 2-3 Λωρίδα πλάτους 1m

2.2 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στην Φάση Κατασκευής

Ο έλεγχος του χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής γίνεται με βάση τον Ευρωκώδικα

3, Μέρος 1.3 περί λεπτότοιχων διατομών ψυχρής διαμόρφωσης. Τα φορτία στην φάση κατασκευής είναι:

1. Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου

2. Ίδιον βάρος σκυροδέματος

3. Φορτίο Διάστρωσης (κινητό)

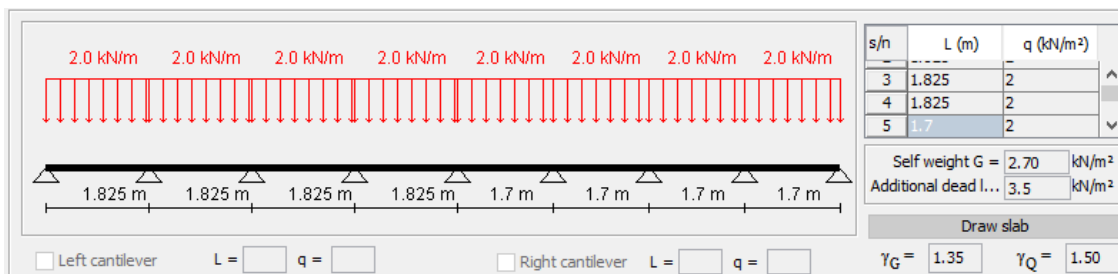
$$q_1 = 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ ομοιόμορφα κατανεμημένο}$$

$$q_2 = 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ ομοιόμορφα κατανεμημένο σε επιφάνεια } 3 \times 3 \text{m}$$

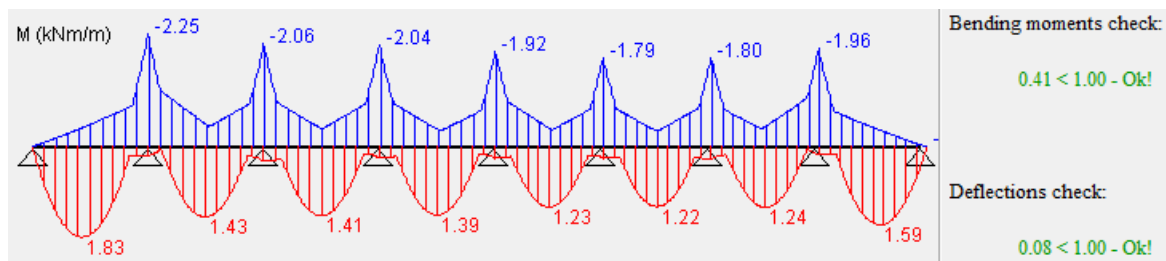
Με τα παραπάνω φορτία γίνεται η διαστασιολόγηση του χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής. Η επιλογή και διαστασιολόγηση γίνεται με βάση τους πίνακες των κατασκευαστών.

Συνδυασμός Φορτίων:

$$\gamma_G G_p + (\gamma_G G_s + \gamma_Q 0.75) + \gamma_Q Q_{\text{const}}$$



Σχήμα 2-4 Στατικό σύστημα Χαλυβδόφυλλου



Σχήμα 2-5 Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλυβδόφυλλου – φάση κατασκευής

Όπως φαίνεται παραπάνω ικανοποιείται ο έλεγχος ροπών και βελών του χαλυβδόφυλλου

2.3 Έλεγχος Πλακών στην Φάση Λειτουργίας

Σύμφωνα με τον EC4 ισχύουν οι εξής περιορισμοί όσον αφορά στα ελάχιστα πάχη σύμμικτων πλακών:

- $\min h = 80 \text{mm}$
- $\min h_c = 40 \text{mm}$
- Εντός του ύψους h_c του σκυροδέματος πρέπει να τοποθετείται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός, ελάχιστου εμβαδού $80 \text{mm}^2/\text{m}$ ανά κατεύθυνση.
- Ελάχιστη απόσταση ράβδων η ελάχιστη ανάμεσα στα $2h$ και 350mm

✓ Φορτία Σχεδιασμού

Ίδιον Βάρος χαλυβδόφυλλου

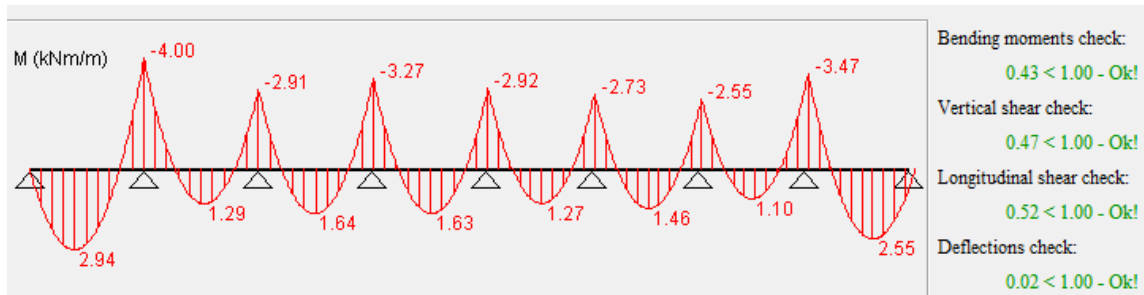
Ίδιον βάρος σκυροδέματος

Πρόσθετα μόνιμα $g_{ADL} = 3,50\text{kN/m}^2$

Κινητά $q=2,00\text{kN/m}^2$

Φορτίο Σχεδιασμού πλάκας στην
ΟΚΑ

$$\gamma_G (G + G_{\text{add. dead load}}) + \gamma_Q Q$$



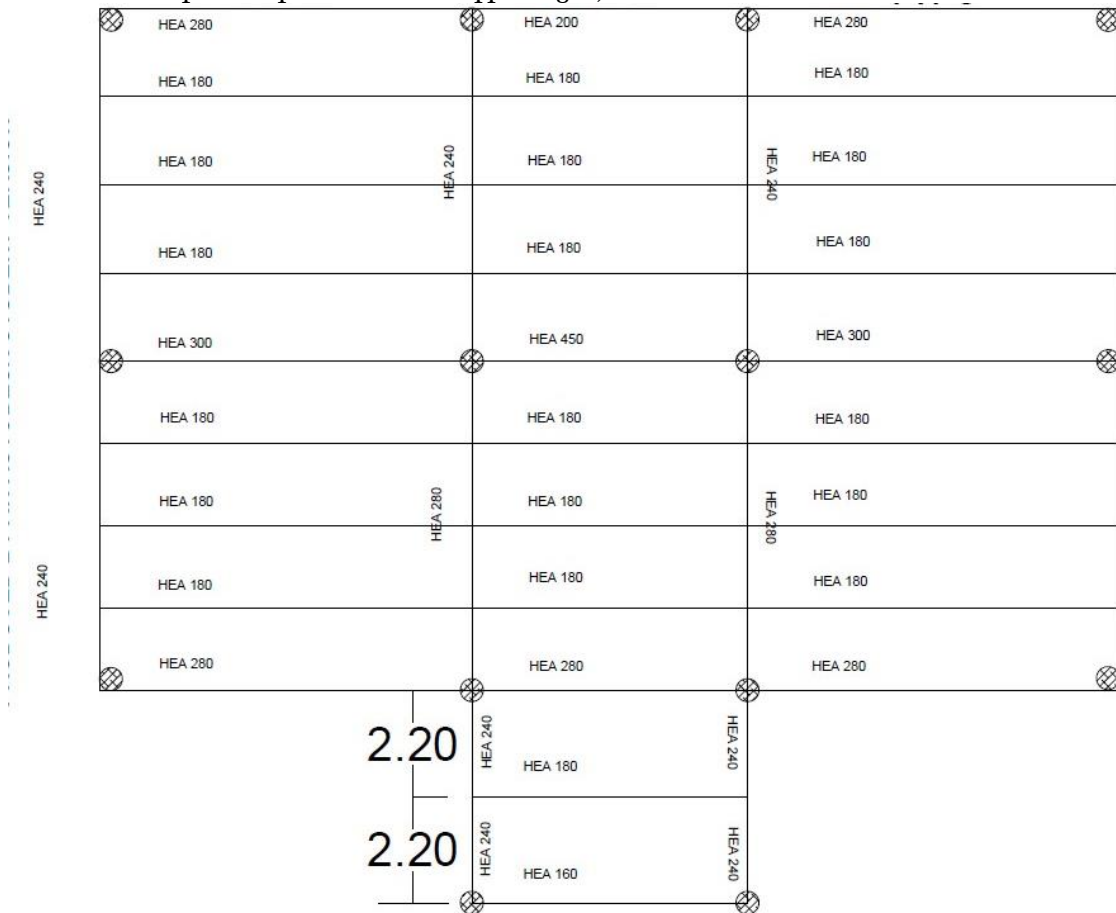
Σχήμα 2-6 Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλυβδόφυλλου – φάση λειτουργίας

Όπως φαίνεται παραπάνω ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι στην ΟΚΑ.

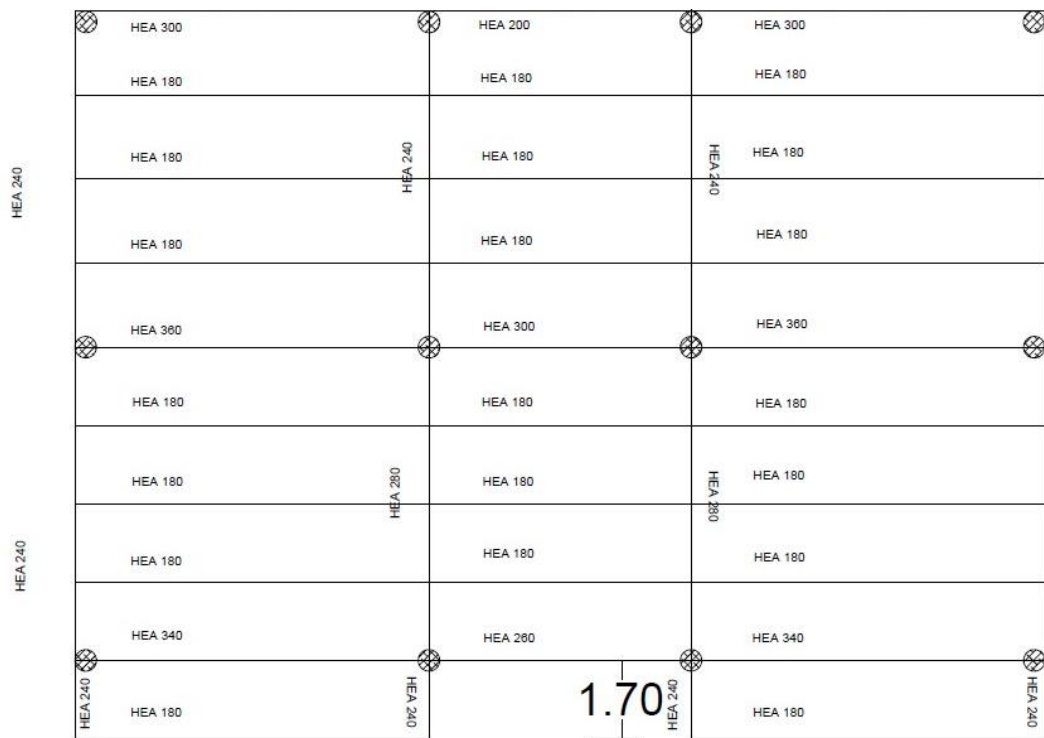
3 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Δοκών

3.1 Γενικά

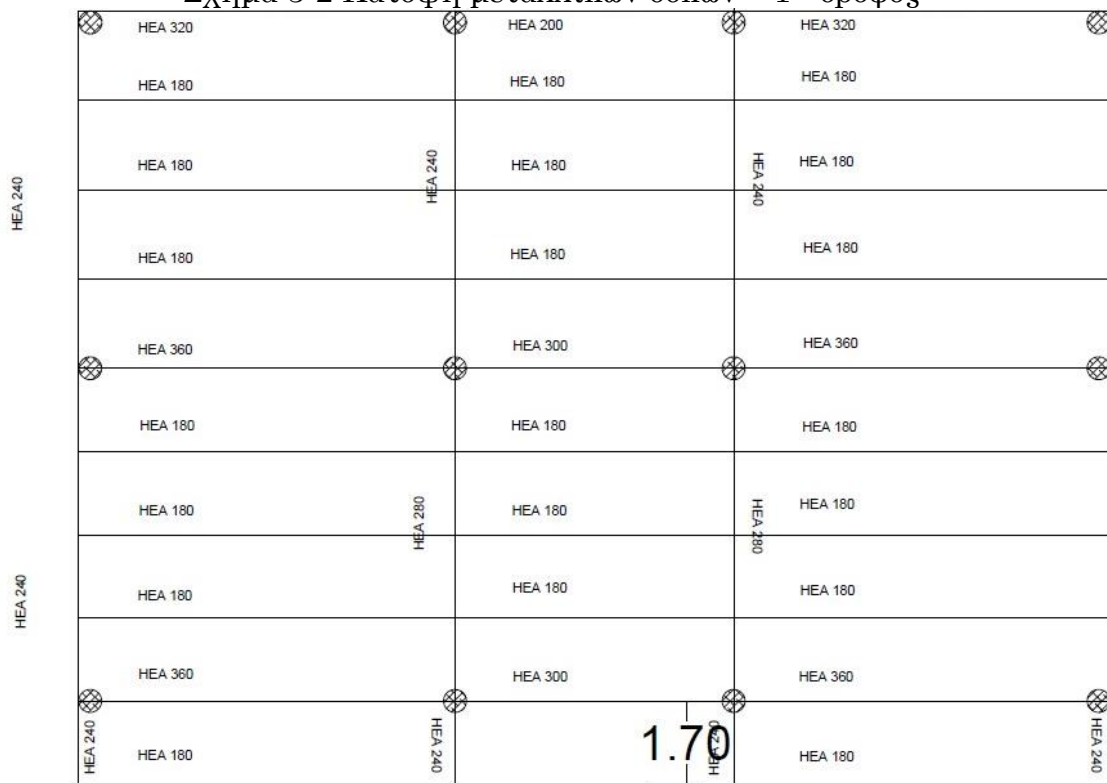
Στο κεφάλαιο αυτό δίνεται η διαδικασία ελέγχου των δοκών, οι οποίες επελέγησαν να γίνουν αμφιέριστες και σύμμικτες, δηλαδή των διαδοκίδων και δευτερευουσών. Παρατίθενται θεωρητικά οι έλεγχοι προκειμένου να γίνει κατανοητός ο τρόπος διαστασιολόγησης τους. Για την επίλυση των δοκών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator v.3.47 της Arcelor Mittal. Επιλύθηκαν δυο (2) χαρακτηριστικές δοκοί, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα, που είναι οι δυσμενέστερες και τοποθετήθηκαν παντού ίδιες. Από την επίλυση προέκυψε η δυσμενέστερη διαδικασία κατά Χ μήκους 7,70m HEA180 και η δευτερεύουσα ανοίγματος 7,30m HEA240.



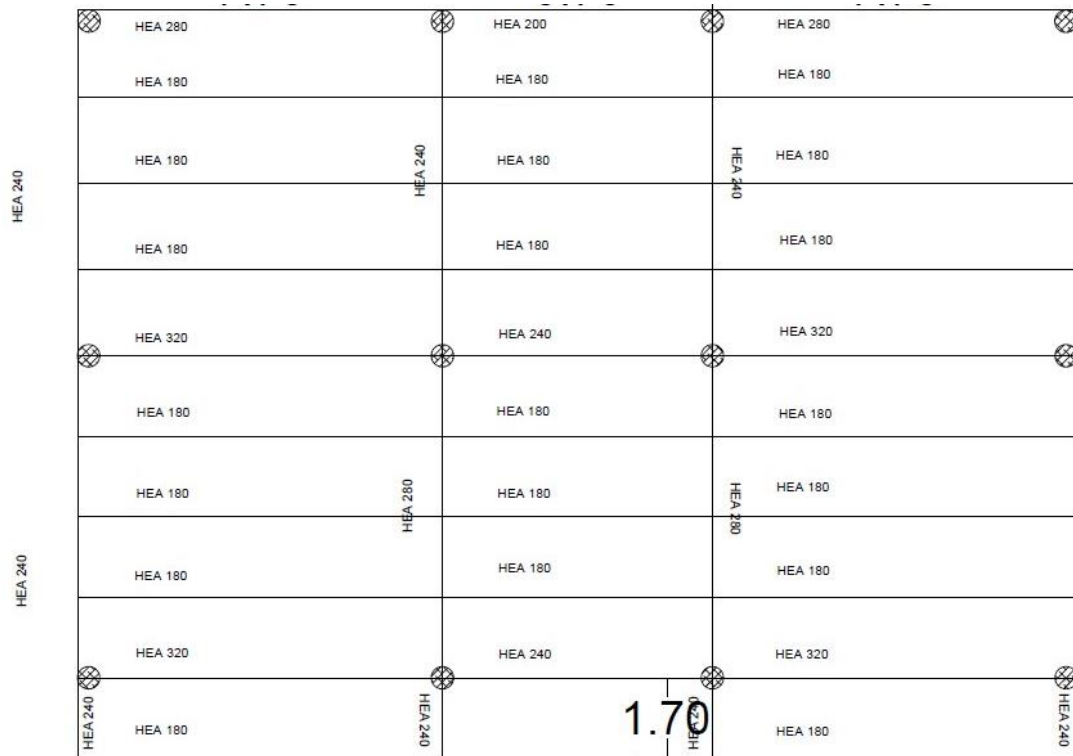
Σχήμα 3-1 Κάτοψη μεταλλικών δοκών - Ισόγειο



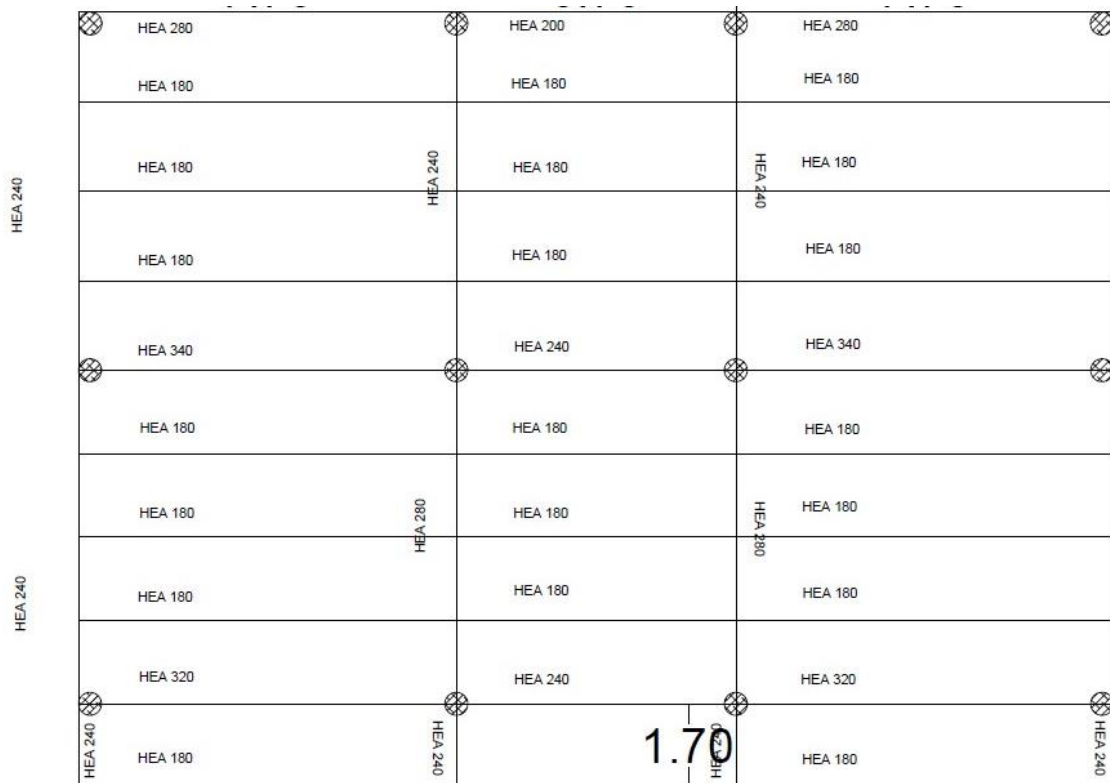
Σχήμα 3-2 Κάτοψη μεταλλικών δοκών – 1^{ος} όροφος



Σχήμα 3-3 Κάτοψη μεταλλικών δοκών – 2^{ος} όροφος



Σχήμα 3-4 Κάτοψη μεταλλικών δοκών – 3^{ος} όροφος



Σχήμα 3-5 Κάτοψη μεταλλικών δοκών – 4^{ος} όροφος

3.2 Έλεγχος δοκών στην φάση κατασκευής

Αρχικά, οι δοκοί ελέγχονται στην φάση κατασκευής ως μεταλλικές. Οι έλεγχοι αφορούν τόσο την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ), όσο και την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ). Ειδικά οι έλεγχοι σε ΟΚΑ γίνονται σε επίπεδο διατομής και μέλους, όπως φαίνεται παρακάτω. Στην φάση κατασκευής η δοκός ΗΕΑ180 ως μεταλλική παραλαμβάνει:

- ✚ το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος 26kN/m^3
- ✚ το ίδιο βάρος της 0.35kN/m
- ✚ το ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας $2,70\text{kN/m}^2$

❖ Κατάταξη διατομής σιδηροδοκού

Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη. Οι δοκοί μας υπόκεινται σε εγκάρσια φορτία. Συνεπώς, κατά την κατάταξη ελέγχουμε τον κορμό σε κάμψη και το πέλμα σε θλίψη.

❖ Έλεγχος σε Διάτμηση

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Όπου:

$V_{c,Rd}$ είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$. Για ελαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η ελαστική διατμητική αντοχή

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής για ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό: $A-2bt_f + (t_w+2r)*t_f$

❖ Έλεγχος σε κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

όπου $M_{c,Rd}$ καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τα παρακάτω:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2}$$

❖ Έλεγχος μέλους στην φάση κατασκευής – Πλευρική ευστάθεια

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Όπου:

M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

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

❖ Έλεγχος βελών δοκού στην φάση κατασκευής

Τέλος, γίνεται και έλεγχος λειτουργικότητας της σιδηροδοκού ελέγχοντας τα μέγιστα βέλη.

3.3 Έλεγχος δοκών στην φάση λειτουργίας

Στην φάση λειτουργίας η δοκός είναι πλέον σύμμικτη. Οπότε, ελέγχεται μόνο για θετικές ροπές σύμφωνα με την παρακάτω μεθοδολογία. Στην φάση λειτουργίας της η δοκός παραλαμβάνει όλα τα φορτία που παραλάμβανε στην φάση κατασκευής, αλλά προστίθενται ακόμα τα πρόσθετα μόνιμα, τα οποία θεωρήσαμε ίσα με $3,5 \text{ kN/m}^2$.

❖ Κατάταξη διατομής

Όπως και οι χαλύβδινες διατομές έτσι και οι σύμμικτες δοκοί κατατάσσονται για λόγους μεθόδου ανάλυσης σε κατηγορίες, ανάλογα με τους λόγους πλάτους προς πάχος (b/t) των θλιβόμενων τοιχωμάτων. Η μέθοδος προσδιορισμού της κατηγορίας της διατομής είναι ανάλογη της μεθόδου για χαλύβδινες διατομές.

❖ Έλεγχος σε Κάμψη

Θεωρούμε ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πάχους της πλάκας σκυροδέματος, που είναι και η συνηθέστερη περίπτωση.

$$\text{Πλαστική Ροπή } M_{pl,Rd}^+ = Z * \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = A_a * f_{yd} * \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right)$$

❖ Έλεγχος σε Διάτμηση

Ακολουθείται η διαδικασία ελέγχου δοκού με συμπαγή κορμό. Οι τέμνουσες παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αναπτυσσόμενη οριακή τάση είναι κατά Von Mises ίση με:

$$f_{yk}/\sqrt{3}$$

Οπότε η αντοχή σε τέμνουσα είναι ίση με:

$$V_{pl,a,Rd} = A_v * \frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\gamma_M}$$

Όπου:

A_v : εμβαδόν του κορμού της διατομής που παραλαμβάνει την τέμνουσα. Το εμβαδόν αυτό λαμβάνεται προσεγγιστικά

❖ **Έλεγχος δοκού σε πλευρική ευστάθεια στην φάση λειτουργίας**

Εφόσον η δοκός είναι παντού αμφιέρειστη με θλιβόμενο το άνω πέλμα, το οποίο εξασφαλίζεται πλευρικά με την βοήθεια της πλάκας, δεν υπάρχει κίνδυνος πλευρικής εκτροπής. Άρα, περιττεύει ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό της δοκού.

4 Προσομοίωση Κτιρίου στο Λογισμικό Ανάλυσης

Η στατική, δυναμική ανάλυση καθώς επίσης και η διαστασιολόγηση του κτιρίου έγιναν στο λογισμικό Robot Structural Analysis της Autodesk, με χρήση χωρικού προσομοιώματος με γραμμικά στοιχεία τύπου beam elements, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους κεντροβαρικά. Τυχούσες εκκεντρότητες αμελήθηκαν για λόγους απλότητας του προσομοιώματος. Τα φορτία επιβλήθηκαν στις δευτερεύουσες δοκούς, ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Από εκεί μεταφέρονται στις κάθετες δοκούς, στα υποστυλώματα και με ασφάλεια στο έδαφος. Θεωρούμε ότι η σύμμικτη πλάκα εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία σε κάθε στάθμη, οπότε και προσομοιώνεται η λειτουργία της με κατάλληλη εντολή που φαίνεται παρακάτω. Παρακάτω δίνονται όλα τα απαραίτητα δεδομένα που εισήχθησαν στο λογισμικό προκειμένου να τρέξουμε τις στατικές και δυναμικές αναλύσεις του φορέα.

4.1 Κάνναβος σχεδίασης μοντέλου

Αρχικά, δημιουργήθηκε στο Robot Autodesk ένας τρισδιάστατος κάνναβος σχεδίασης του προσομοιώματος. Θεωρήσαμε σημείο αναφοράς και αρχής του καννάβου την γραμμή του εδάφους και ως στάθμες ορόφων ορίστηκαν οι μέσες γραμμές των σύμμικτων πλακών. Έτσι, προέκυψαν οι παρακάτω στάθμες, οι οποίες προσομοιώθηκαν κιάλας.

Στάθμη 1^{ου} ορόφου: +3,30m

Στάθμη 2^{ου} ορόφου: +7.30m

Στάθμη 3^{ου} ορόφου: +10.50m

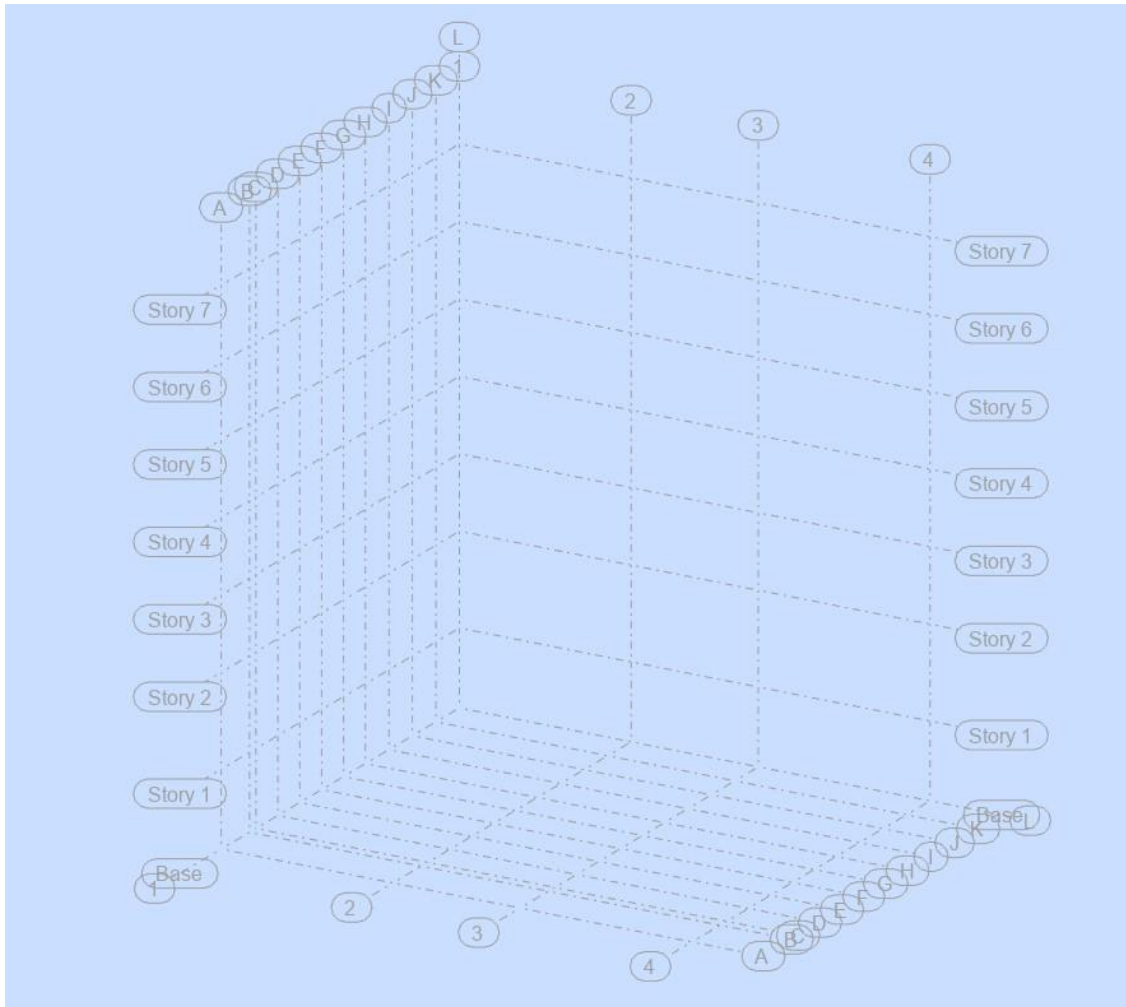
Στάθμη 4^{ου} ορόφου: +13.70m

Στάθμη 5^{ου} ορόφου: +16.90m

Στάθμη 6^{ου} ορόφου: +20.10m

Στάθμη 7^{ου} ορόφου: +23.30m

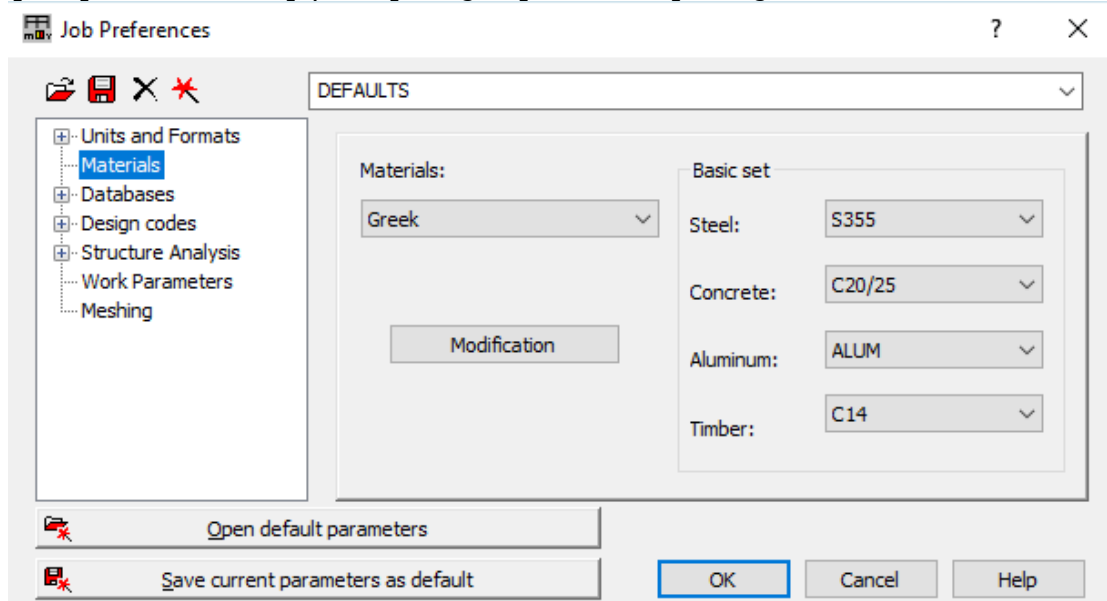
Συνολικά το κτίριο φτάνει στην στάθμη των +23,30m. Παρακάτω φαίνεται ο τρισδιάστατος κάνναβος, όπως αυτός σχεδιάστηκε στο λογισμικό και χρησιμοποιήθηκε για τον ορισμό των κόμβων και μελών του φορέα.



Σχήμα 4-1 Κάνναβος Κτιρίου

4.2 Προσομοίωση Υλικών

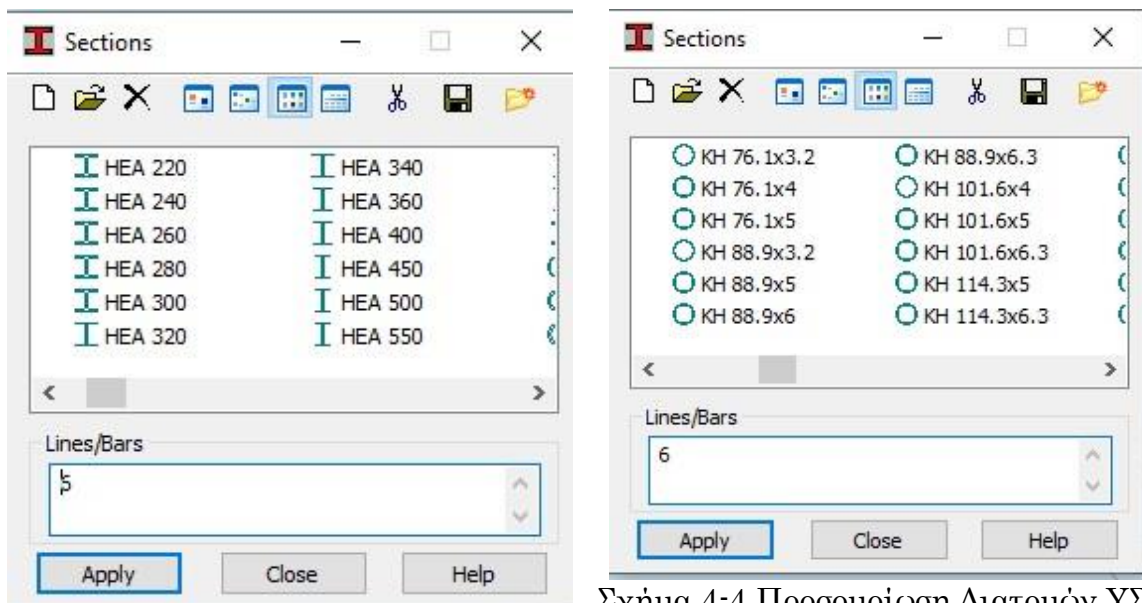
Όπως προαναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, θα χρησιμοποιήσουμε χάλυβα ποιότητας S355 και σκυρόδεμα ποιότητας C20/25. Τα δυο αυτά υλικά προσομοιώνονται σύμφωνα με τις παρακάτω καρτέλες.



Σχήμα 4-2 Προσομοίωση Υλικών

4.3 Προσομοίωση Δομικών Στοιχείων

Όλο το κτίριο προσομοιώθηκε με γραμμικά στοιχεία, οι διατομές των οποίων εισήχθησαν στο αρχείο του προσομοιώματος από την βιβλιοθήκη του προγράμματος. Αρχικά, εισήχθησαν όλες οι διατομές των δοκών που έχουν υπολογιστεί (HEA180, HEA240, HEA280), κάποιες πιθανές διατομές υποστυλωμάτων και χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου CHS. Ειδικά για τα τελευταία ελήφθη υπόψη η λυγνρότητα που ικανοποιεί τους περιορισμούς του αντισεισμικού σχεδιασμού. Τέλος, προκειμένου να αυξηθεί η δυσκαμψία της κατασκευής, επελέγησαν μεγάλες διατομές, γερμανικές, τύπου KH, διότι οι ευρωπαϊκές δεν μας κάλυπταν. Ενδεικτικά παρατίθεται ένα τμήμα της βιβλιοθήκης που φτιάχτηκε για τις ανάγκες της διαστασιολόγησης του φορέα.



Σχήμα 4-3 Προσομοίωση Διατομών δοκών

Σχήμα 4-4 Προσομοίωση Διατομών ΥΣ

4.4 Προσομοίωση Διαφραγμάτων

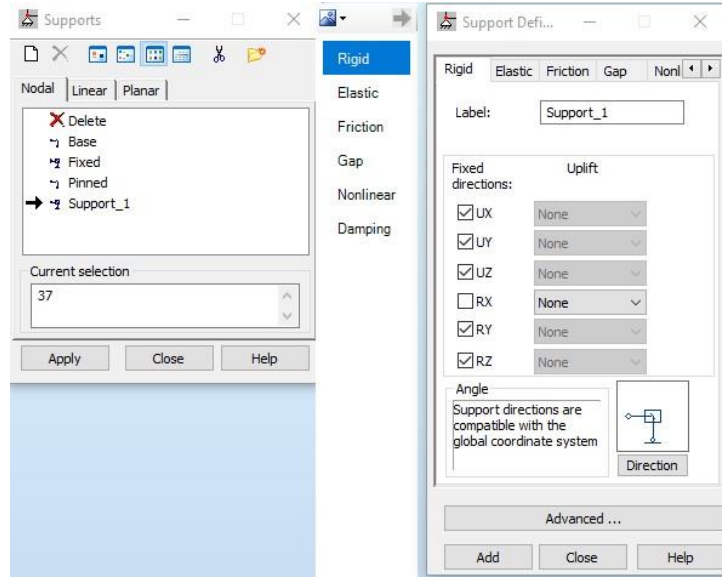
Σε κάθε όροφο υπάρχει σύμμικτη πλάκα, χωρίς εσωχές, ορθογωνική, με ικανοποιητική δυσκαμψία, ώστε να λειτουργεί ως διάφραγμα. Έτσι, σε κάθε όροφο προσομοιώθηκε και ένα διάφραγμα με την εντολή των «Rigid Links». Για την δημιουργία αυτών, δεσμεύουμε και ελευθερώνουμε του παρακάτω βαθμούς ελευθερίας. Δηλαδή:

- U_x : Δέσμευση
- U_y : Δέσμευση
- U_z : Ελευθέρωση
- R_x : Ελευθέρωση
- R_y : Ελευθέρωση

4.5 Προσομοίωση Στηρίξεων Φορέα

Ο φορέας κατά X (καθολικό) λειτουργεί πλαισιακά και κατά Y (καθολικό) με τα χιαστί. Οπότε, τα υποστυλώματα πακτώθηκαν κατά X και αρθρώθηκαν κατά Y. Αυτή η στήριξη δημιουργήθηκε στο λογισμικό προσομοίωσης τροποποιώντας τις δεδομένες, σύμφωνα με τα παρακάτω.

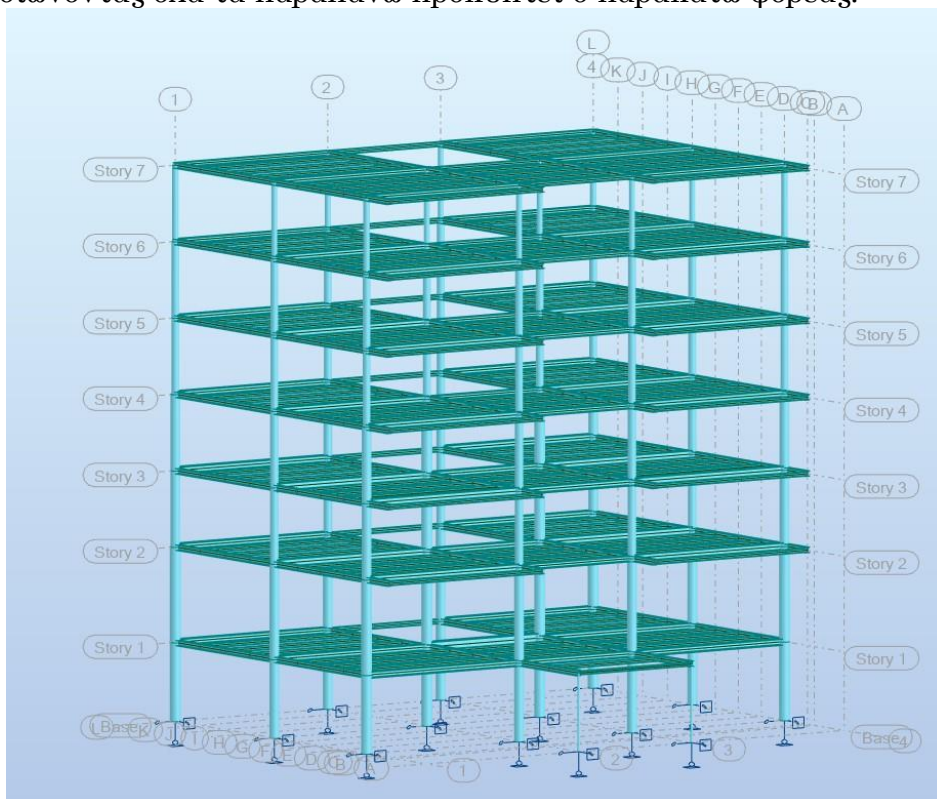
- U_x : Δεσμεύεται
- U_y : Δεσμεύεται
- U_z : Δεσμεύεται
- R_x : Ελευθερώνεται
- R_y : Δεσμεύεται
- R_z : Δεσμεύεται



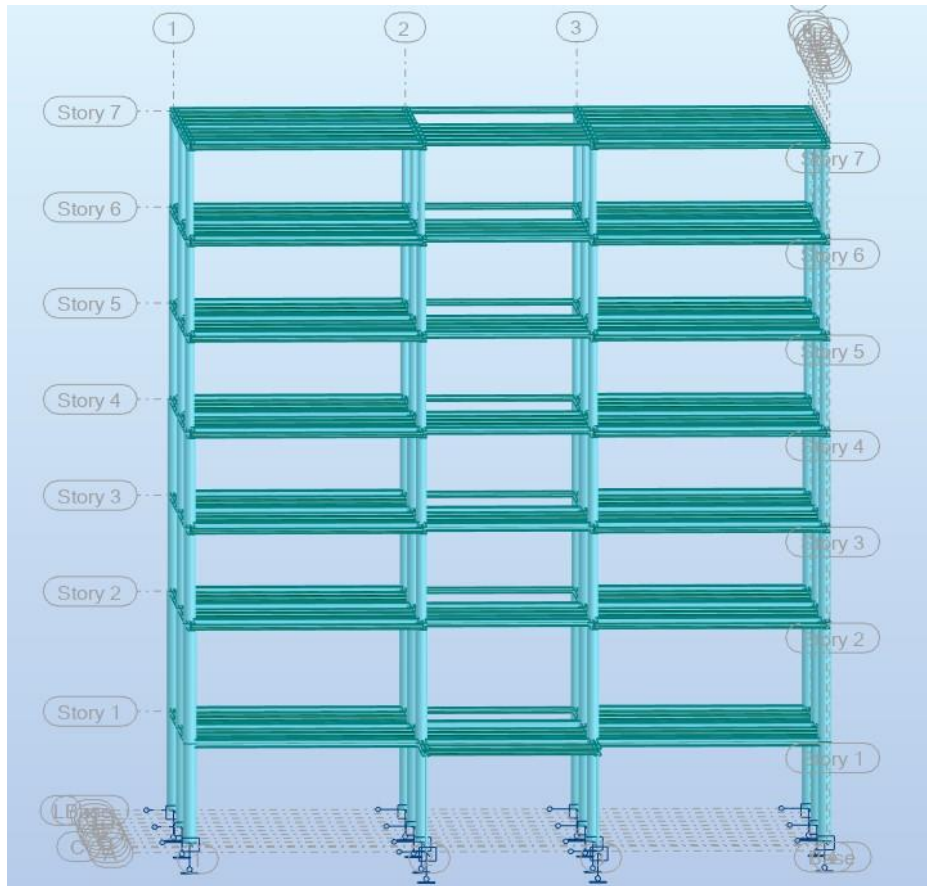
Σχήμα 4-5 Προσομοίωση Στηρίξεων φορέα

4.6 Τελικός Φορέας

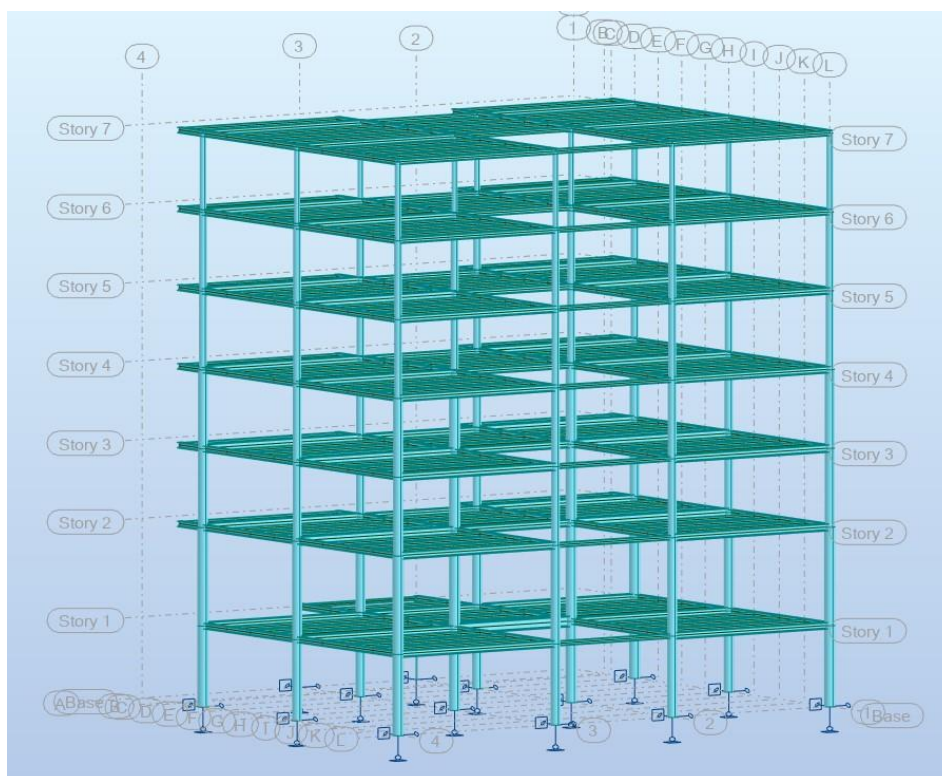
Προσομοιώνοντας όλα τα παραπάνω προκύπτει ο παρακάτω φορέας.



Σχήμα 4-6 Τρισδιάστατο Προσομοίωμα Φορέα



Σχήμα 4-7 Τριδιάστατο Προσομοίωμα Φορέα



Σχήμα 4-8 Τριδιάστατος Φορέας

4.7 Τοπικοί Άξονες Μελών

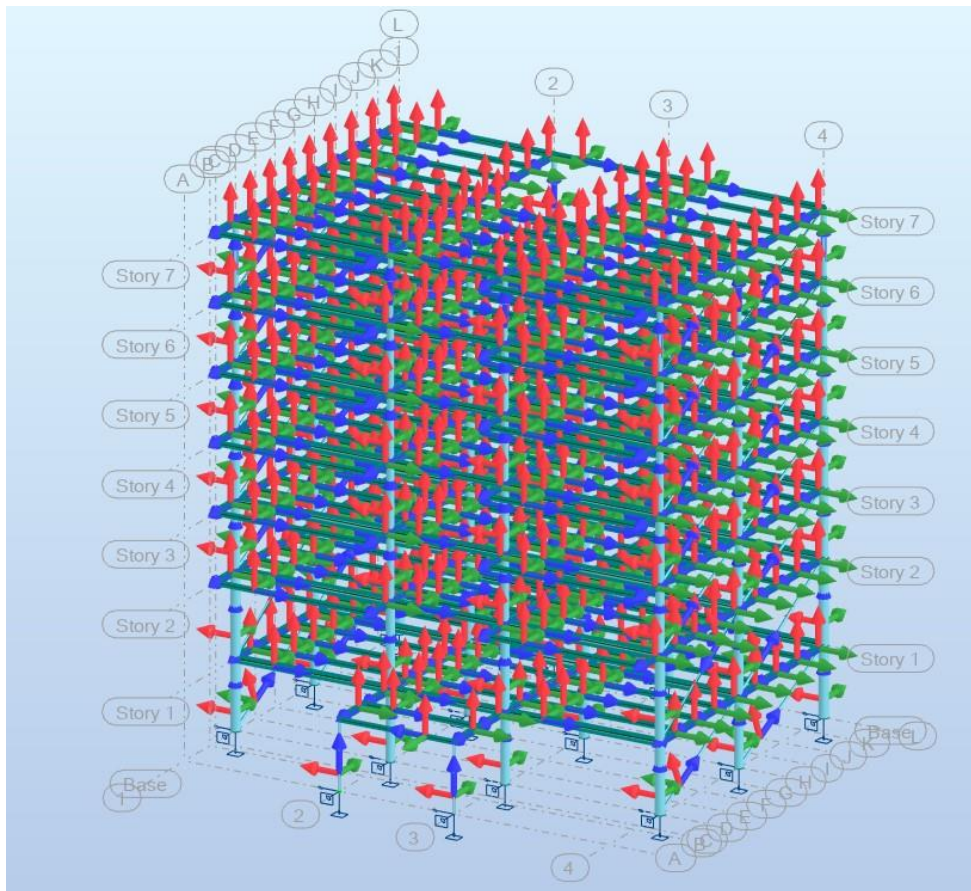
Στο λογισμικό προσομοίωσης Robot Autodesk ισχύουν τα παρακάτω:

Άξονας 1- Μπλε: Διαμήκης άξονας τους στοιχείου με φορά προς τον κόμβο πέρατος του στοιχείου.

Άξονας 2- Πράσινος: Για τα κατακόρυφα στοιχεία είναι παράλληλος στον καθολικό άξονα Y και για τα οριζόντια είναι εκείνος που ανήκει στο επίπεδο Y-Z.

Άξονας 3- Κόκκινος: Είναι εκείνος που προκύπτει με τον κανόνα του δεξιού χεριού με θετική φορά την αντιωρολογιακή.

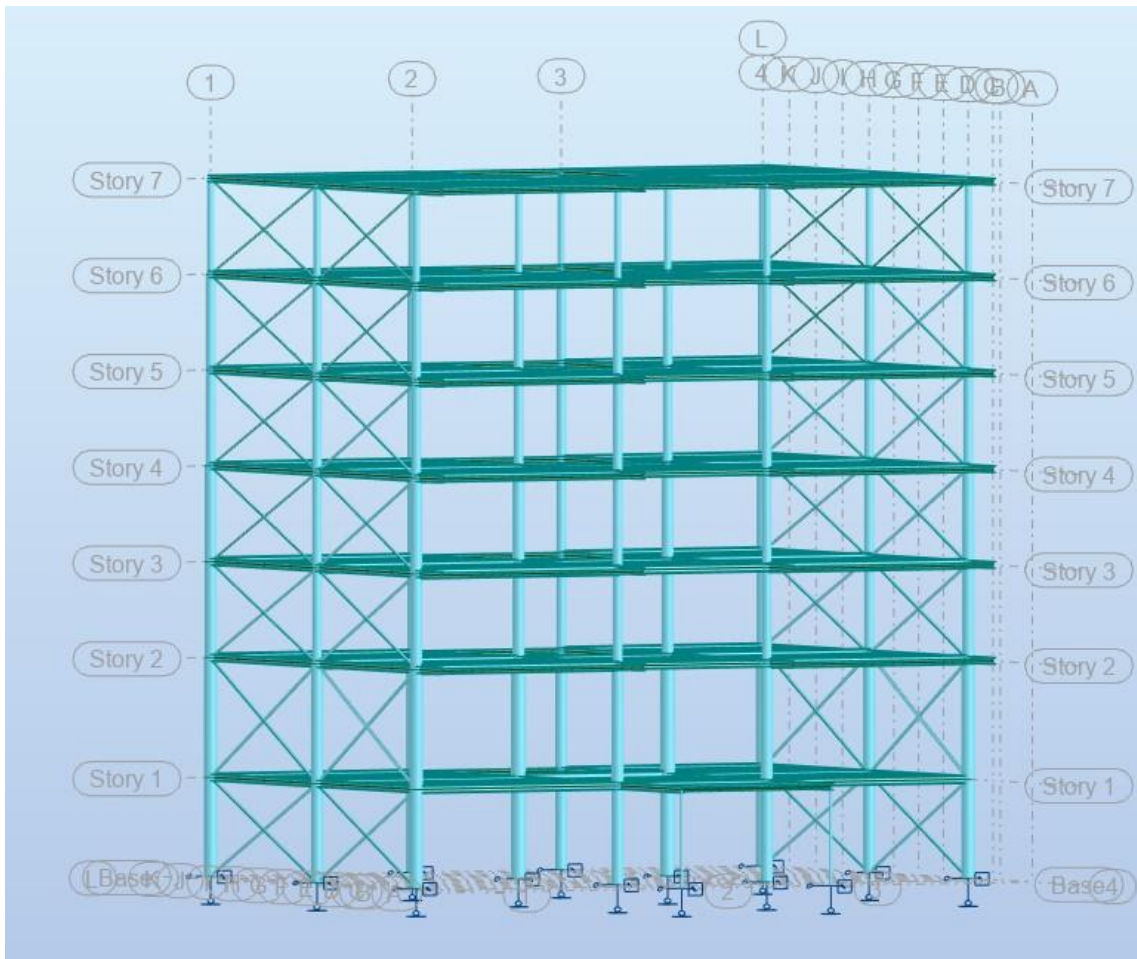
Παρακάτω φαίνονται οι τοπικοί άξονες των μελών του φορέα.



Σχήμα 4-9 Τοπικοί άξονες μελών

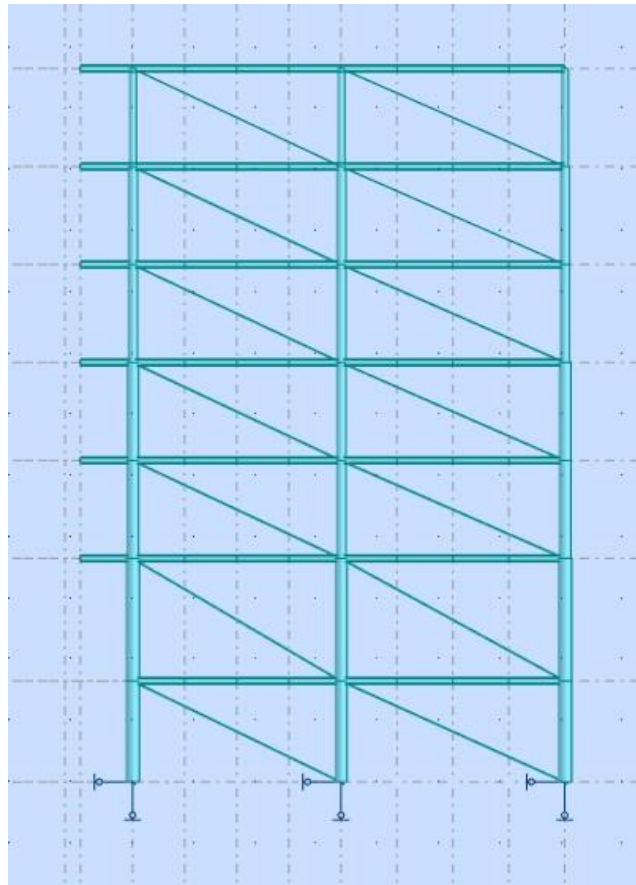
4.8 Προσομοίωση Συνδέσμων Δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούν στοιχεία δικτυώματος, παραλαμβάνουν δηλαδή μόνο αξονική δύναμη. Γν' αυτό προσομοιώνονται ως αμφιαρθρωτά, όπως φαίνεται παρακάτω.

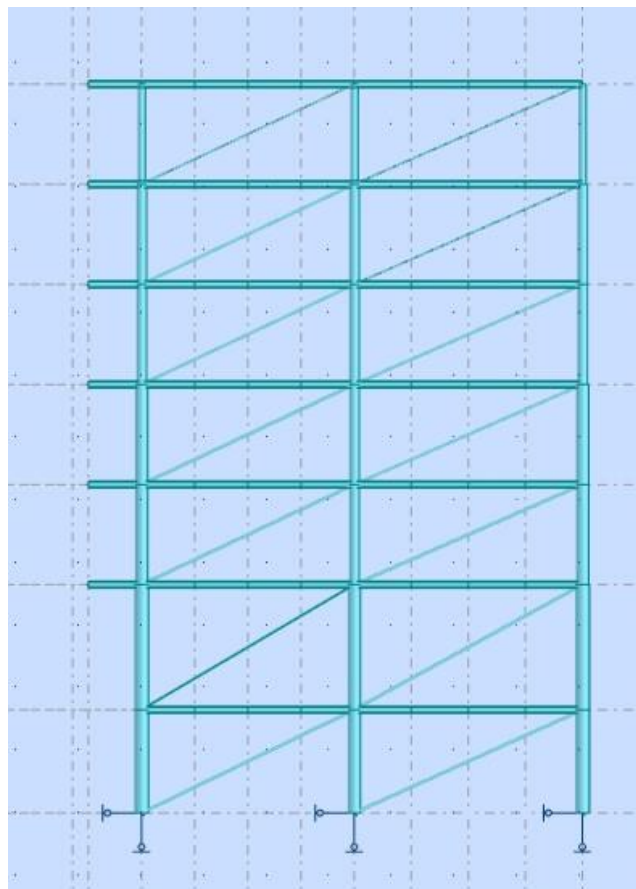


Σχήμα 4-10 Τελικός Φορέας με Χιαστί Συνδέσμους

Στην περίπτωση πλαισίων με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα οι ζώνες απόδοσης ενέργειας πρέπει να βρίσκονται κυρίως στις εφελκόμενες διαγώνιους. Συνεπώς, θεωρούμε ενεργές τις εφελκόμενες διαγώνιους μόνο, αμελώντας τις διαγώνιους σε θλίψη. Γν' αυτό τον λόγο χρησιμοποιούμε δυο προσομοιώματα σε καθένα εκ των οποίων, για διαφορετική διεύθυνση σεισμού, ενεργοποιούνται μόνο οι εφελκόμενες ράβδοι



Σχήμα 4-11 Εφελκυσόμενες ράβδοι κατά +Y



Σχήμα 4-12 Εφελκυσόμενες Ράβδοι κατά -Y

Οπότε, δημιουργούμε δυο διαφορετικά προσομοιώματα, στα οποία κάθε φορά εφελκύεται άλλος συνδυασμός ράβδων:

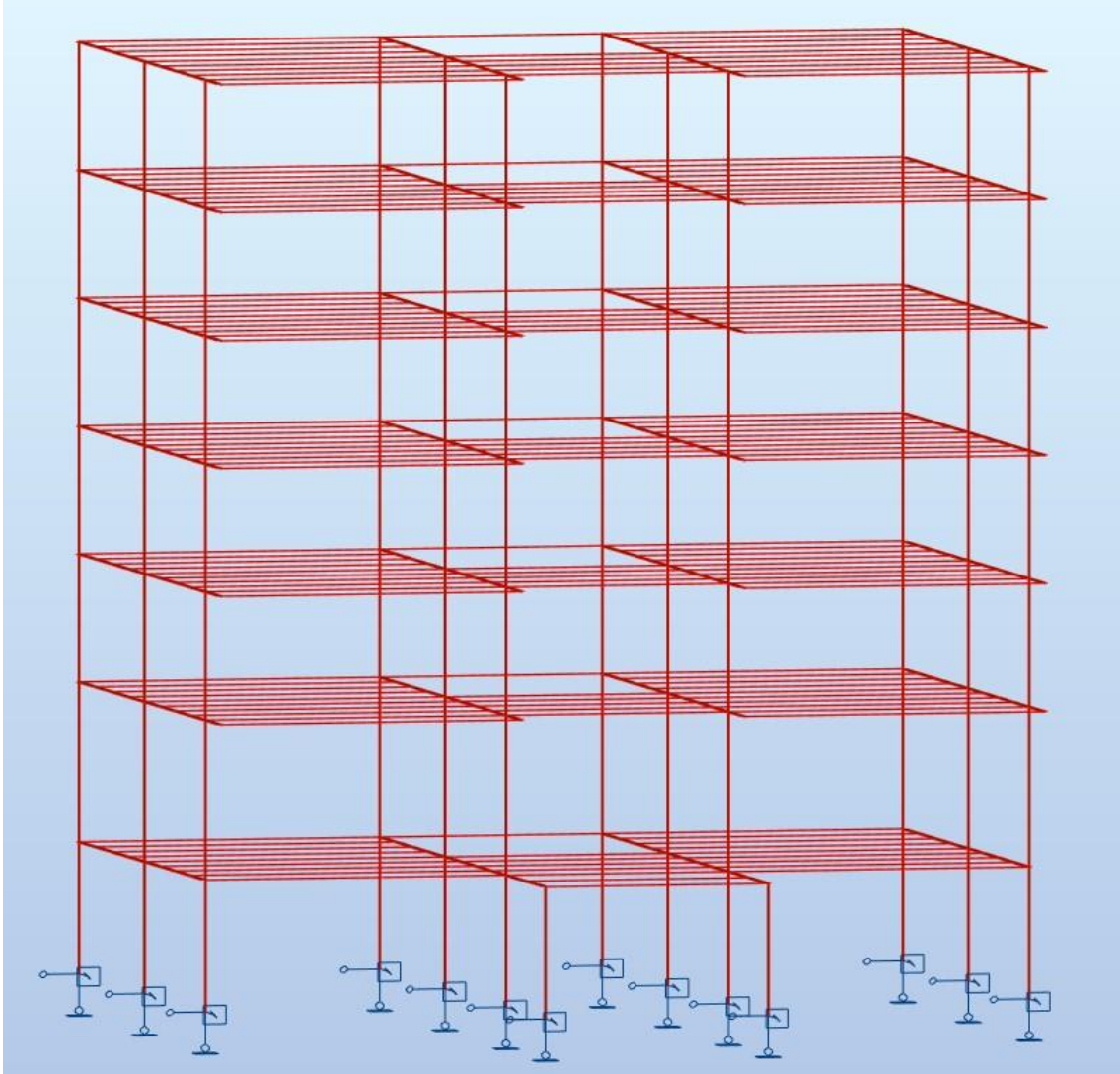
1. $+X+Y$
2. $+X-Y$

4.9 Προσομοίωση φορτίων

Για να προσομοιωθούν τα φορτία, αρχικά δημιουργήθηκαν οι αντίστοιχες φορτίσεις, όπως φαίνεται παρακάτω. Προσομοιώθηκαν όλα ως «μόνιμα» προκειμένου να ορίσουμε εμείς τις χαρακτηριστικές τιμές, συντελεστές ασφάλειας και συνδυασμούς φόρτισης που θέλουμε.

4.9.1 Ίδιον Βάρος Φορέα

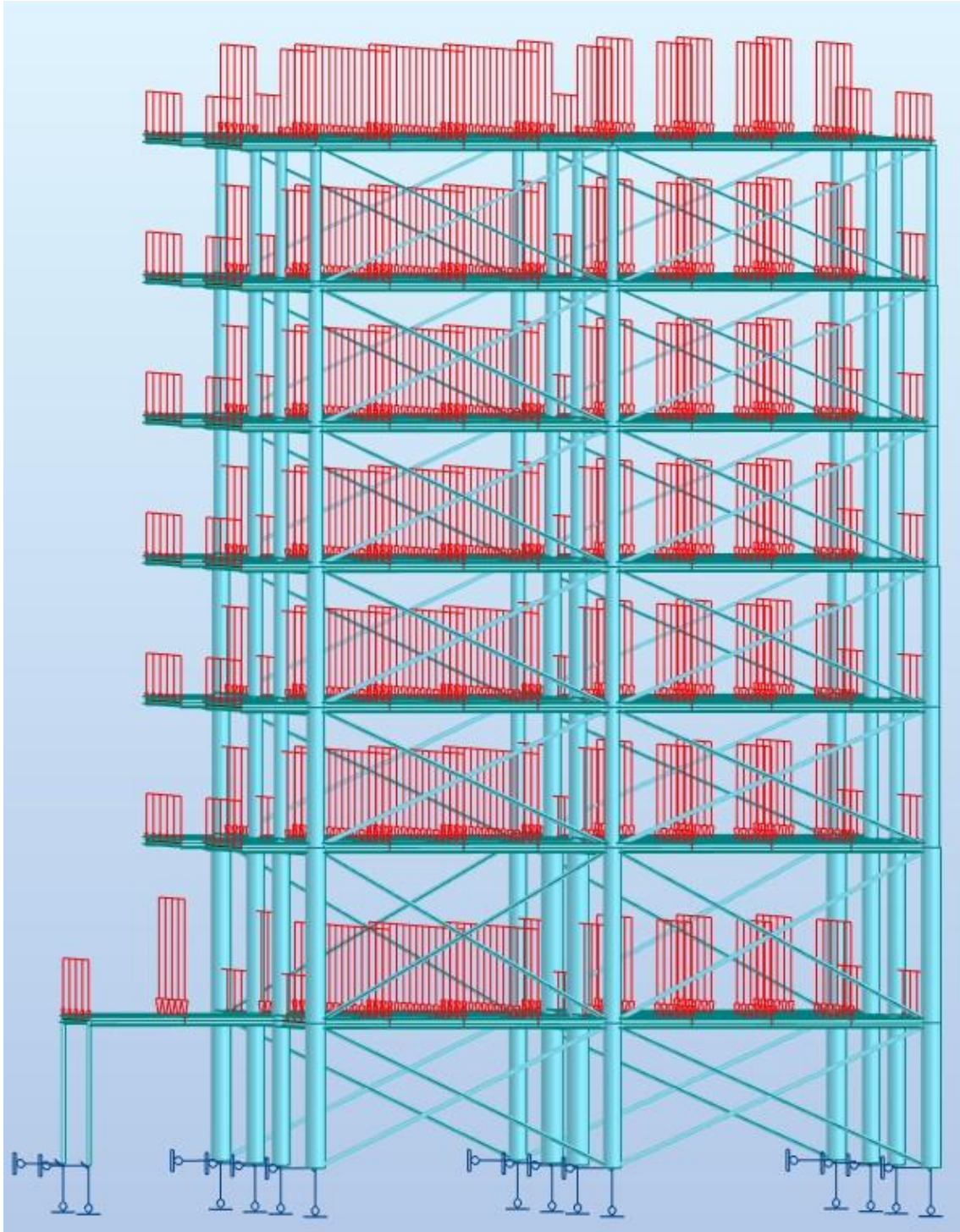
Το ίδιο βάρος του φορέα υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό προσομοίωσης.



Σχήμα 4-13 Ίδιον Βάρος Μεταλλικού Φορέα

4.9.2 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία Κατασκευής

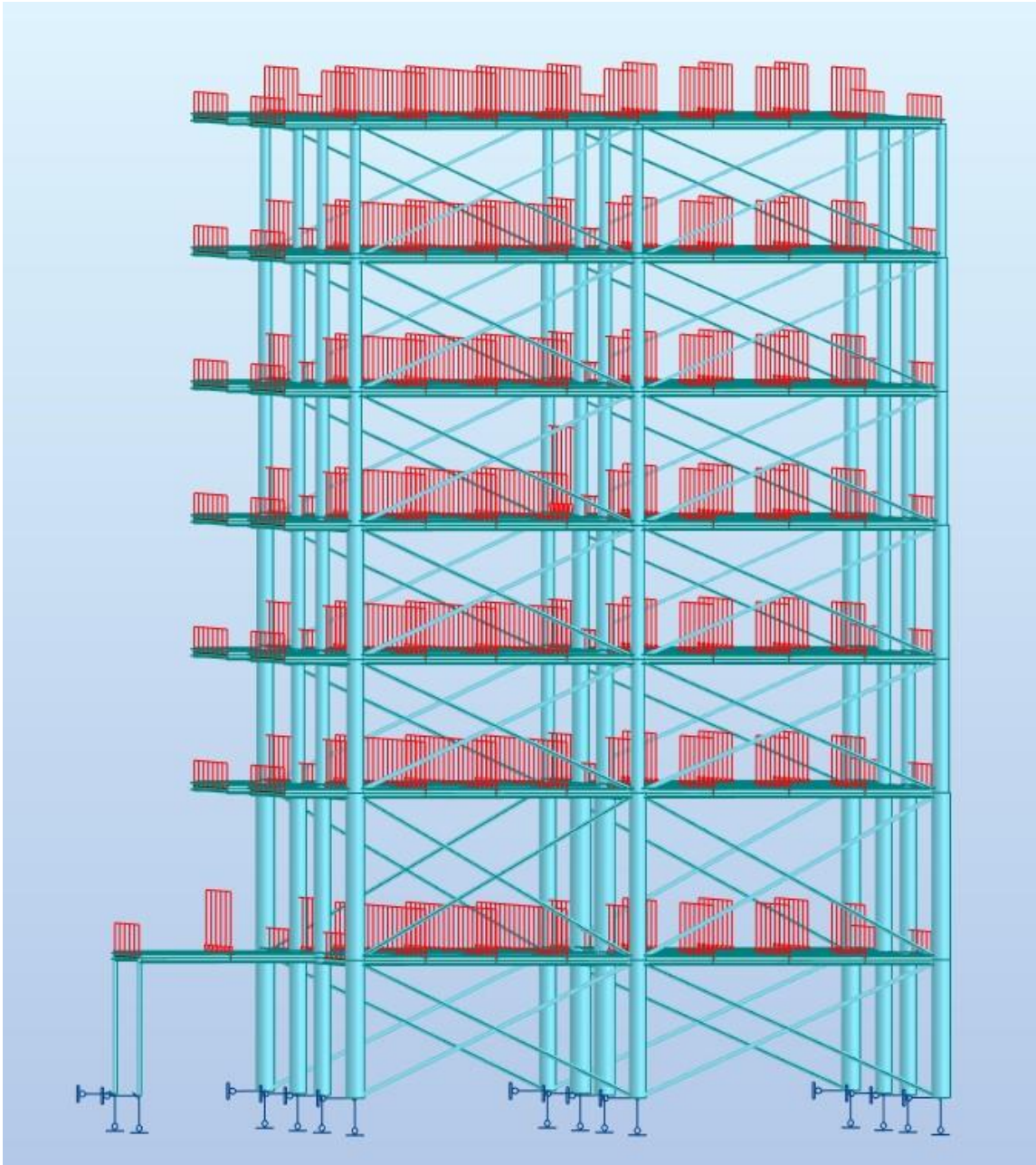
Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία της κατασκευής επιβλήθηκαν στις διαδοκίδες, ως γραμμικά, ομοιόμορφα καταναμεμένα. Κάθε διαδοκίδα παραλαμβάνει φορτίο ανάλογα με το πλάτος επιρροής της.



Σχήμα 4-14 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία Κτιρίου

4.9.3 Ωφέλιμα Φορτία Κατασκευής

Τα ωφέλιμα φορτία της κατασκευής αντιμετωπίζονται όπως παραπάνω τα πρόσθετα μόνιμα. Επιβλήθηκαν στις διαδοκίδες ως γραμμικά ομοιόμορφα καταναμημένα.



Σχήμα 4-15 Ωφέλιμα Φορτία Κτιρίου

4.9.4 Φορτία Ανέμου

Παρακάτω φαίνονται οι πιέσεις του ανέμου (εσωτερικές & εξωτερικές) στις τέσσερις διευθύνσεις.

A) ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

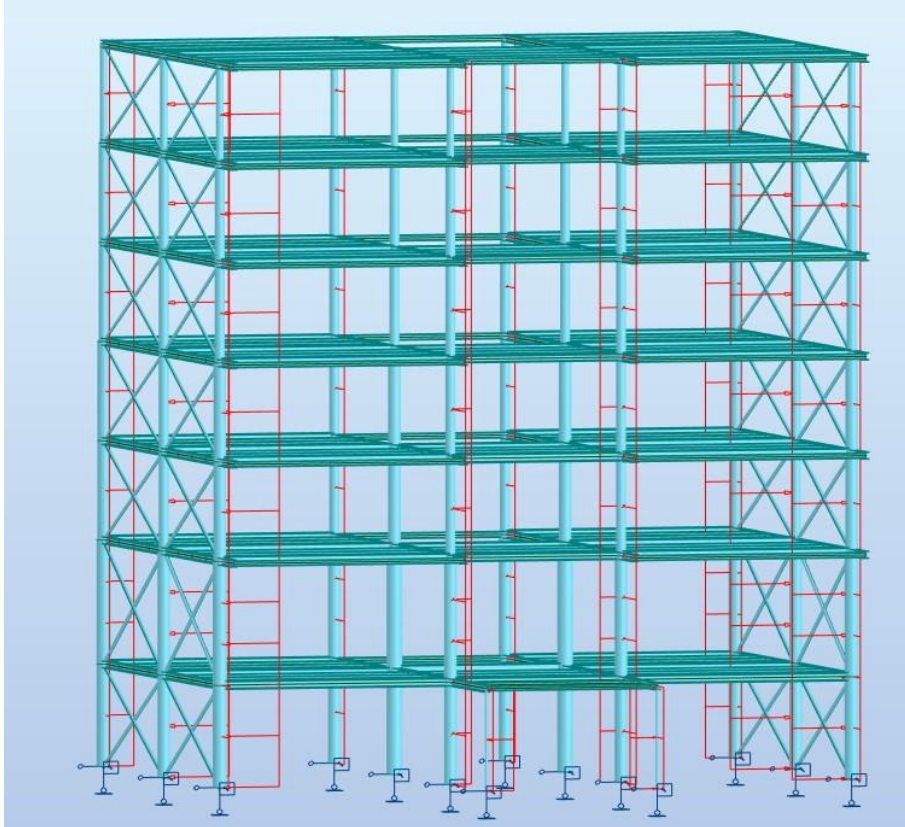
- Άνεμος_0

Εξωτερική Πίεση We_0



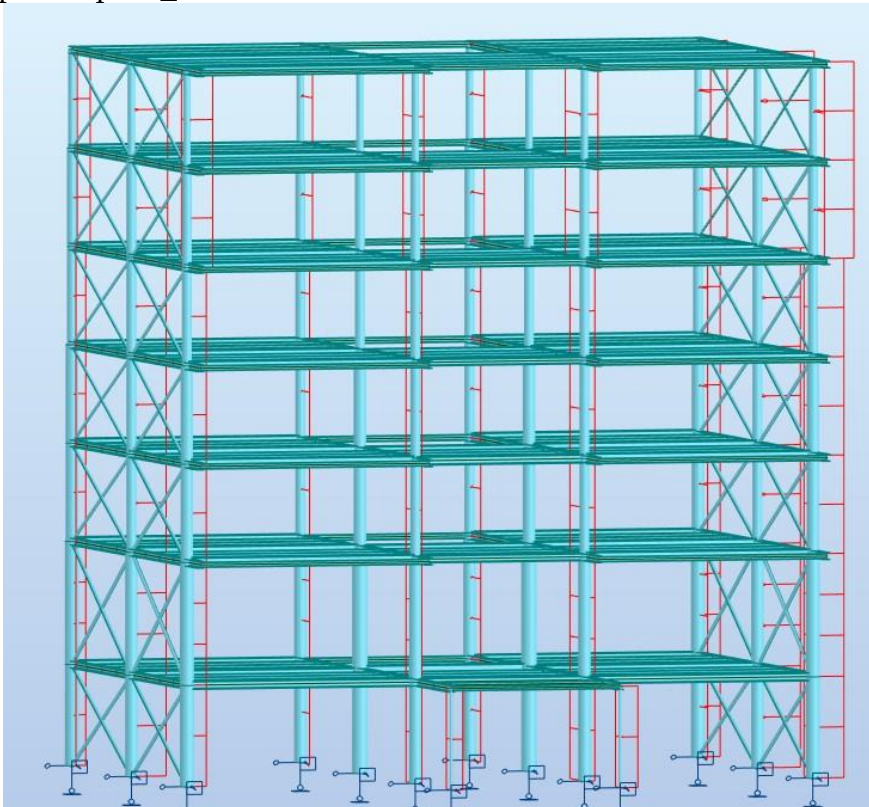
Σχήμα 4-16 Εξωτερική Πίεση Ανέμου_0

- Άνεμος 90
Εξωτερική Πίεση We_{90}



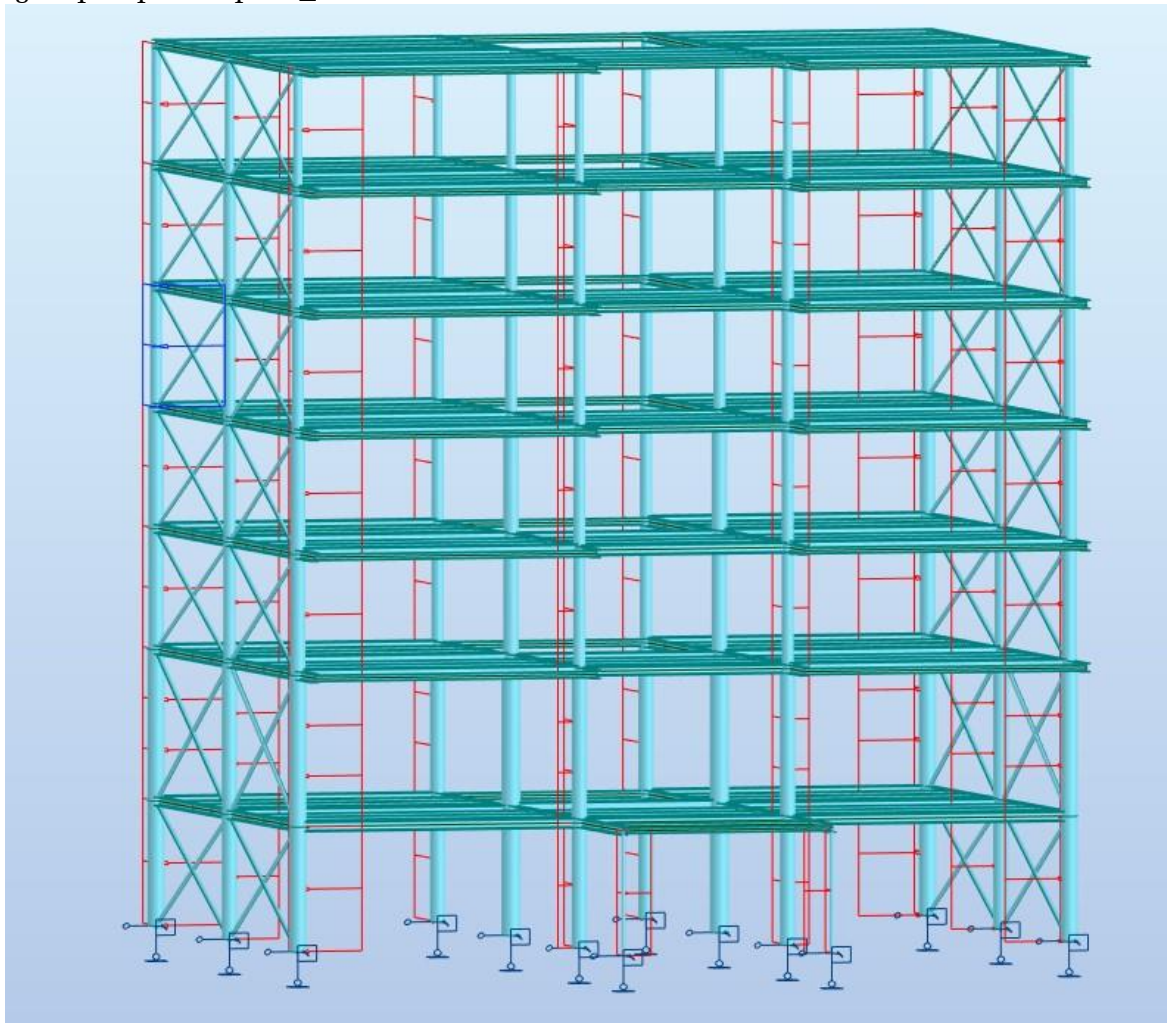
Σχήμα 4-17 Εξωτερική Πίεση Ανέμου_90

- Άνεμος 180
Εξωτερική Πίεση We_{180}



Σχήμα 4-18 Εξωτερική Πίεση Ανέμου_180

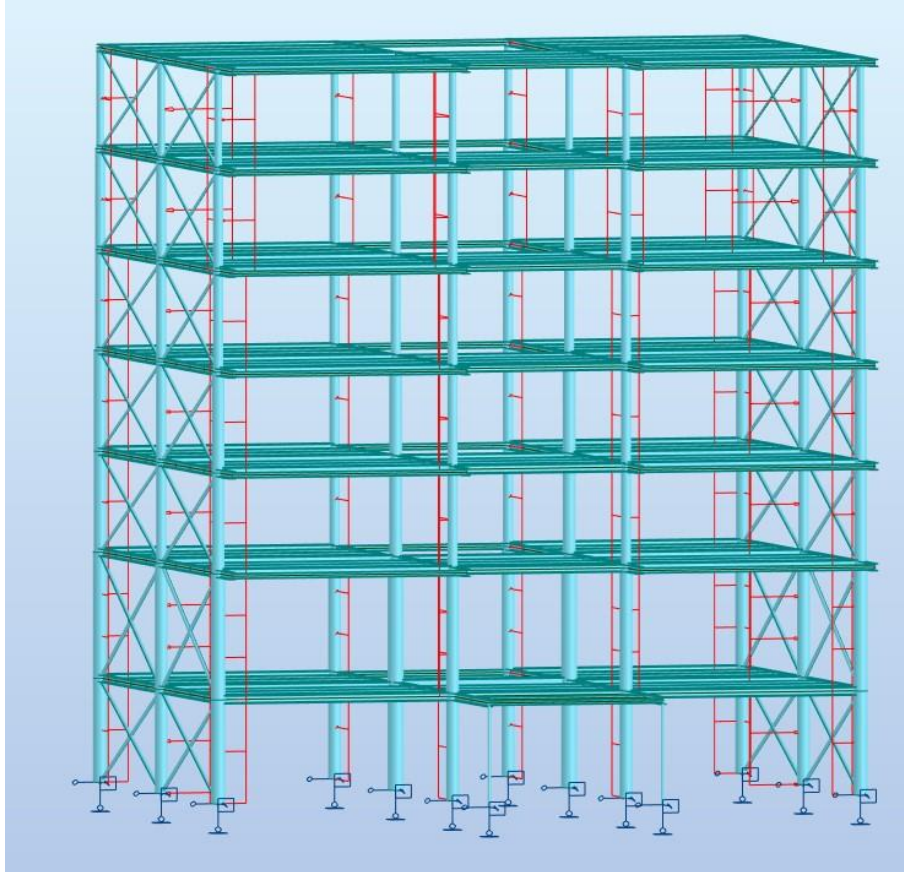
- Άνεμος 270
Εξωτερική Πίεση W_{e_270}



Σχήμα 4-19 Εξωτερική Πίεση Ανέμου_270

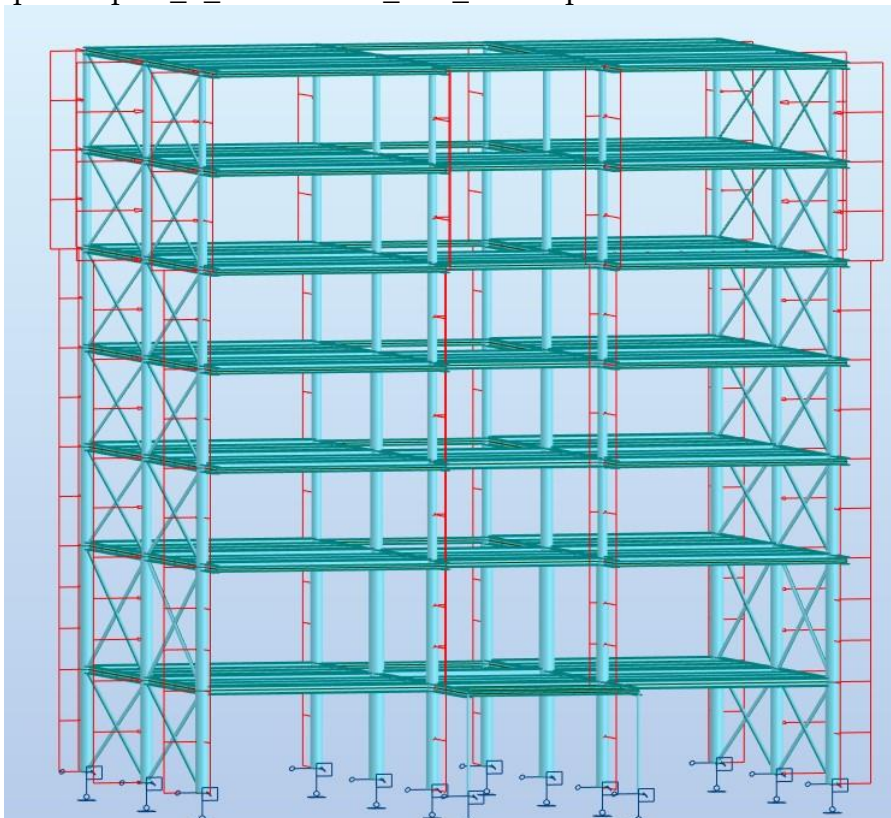
Β) ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Εσωτερική Πίεση $W_{i_0} +0.2$ και $W_{i_{180}} +0.2$ $C_{pi} = +0.2$



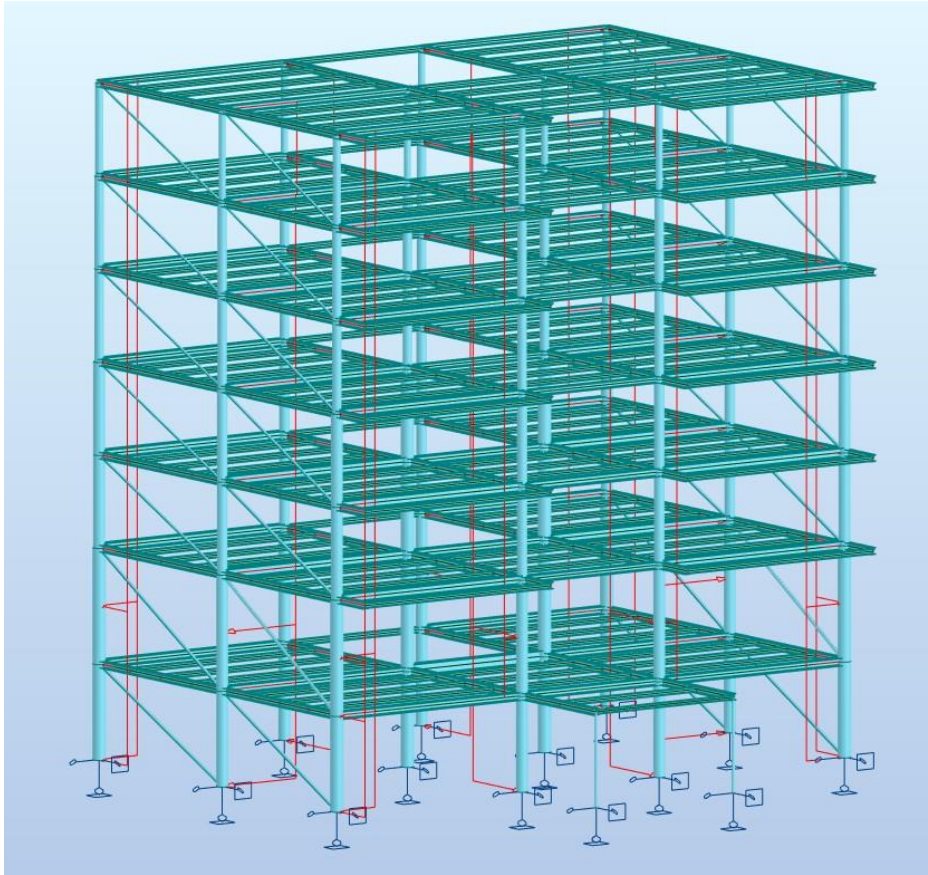
Σχήμα 4-20 Εσωτερική Πίεση $C_{pi} = +0.2$

Εσωτερική Πίεση $W_{i_0} -0.3$ και $W_{i_{180}} -0.3$ $C_{pi} = -0.3$

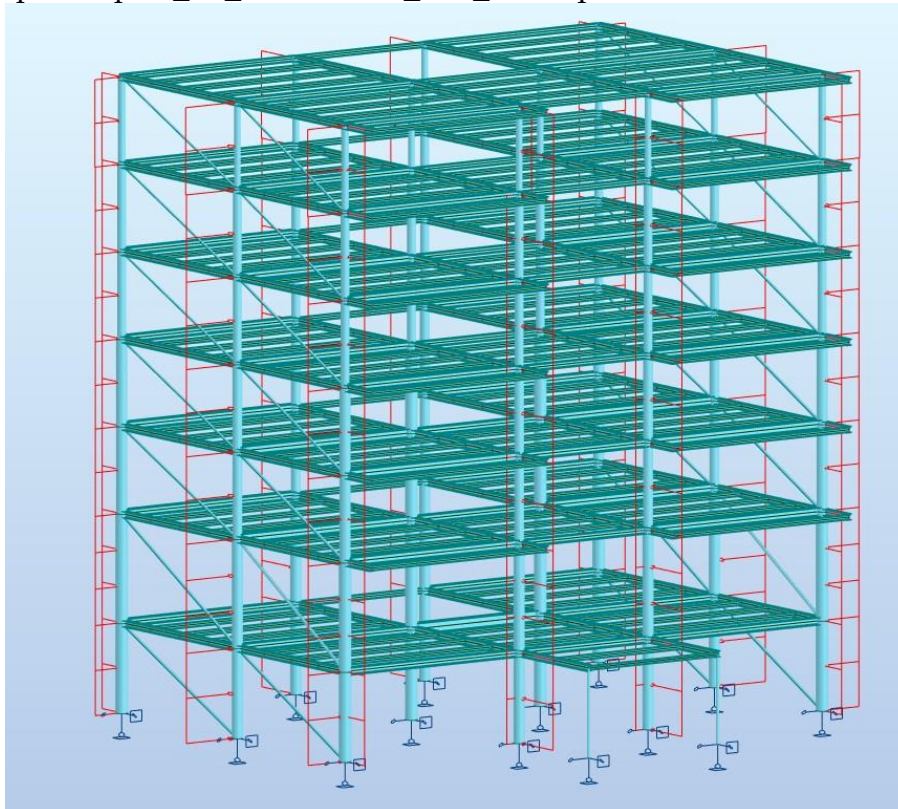


Σχήμα 4-21 Εσωτερική Πίεση $C_{pi} = -0.3$

Εσωτερική Πίεση $W_{i_{90}+0.2}$ και $W_{i_{270}+0.2}$, $C_{pi}=+0.2$



Σχήμα 4-22 Εσωτερική Πίεση $C_{pi}=+0.2$
Εσωτερική Πίεση $W_{i_{90}-0.3}$ και $W_{i_{270}-0.3}$ $C_{pi}=-0.3$



Σχήμα 4-23 Εσωτερική Πίεση $C_{pi}=-0.3$

4.9.5 Φάσμα Σεισμού

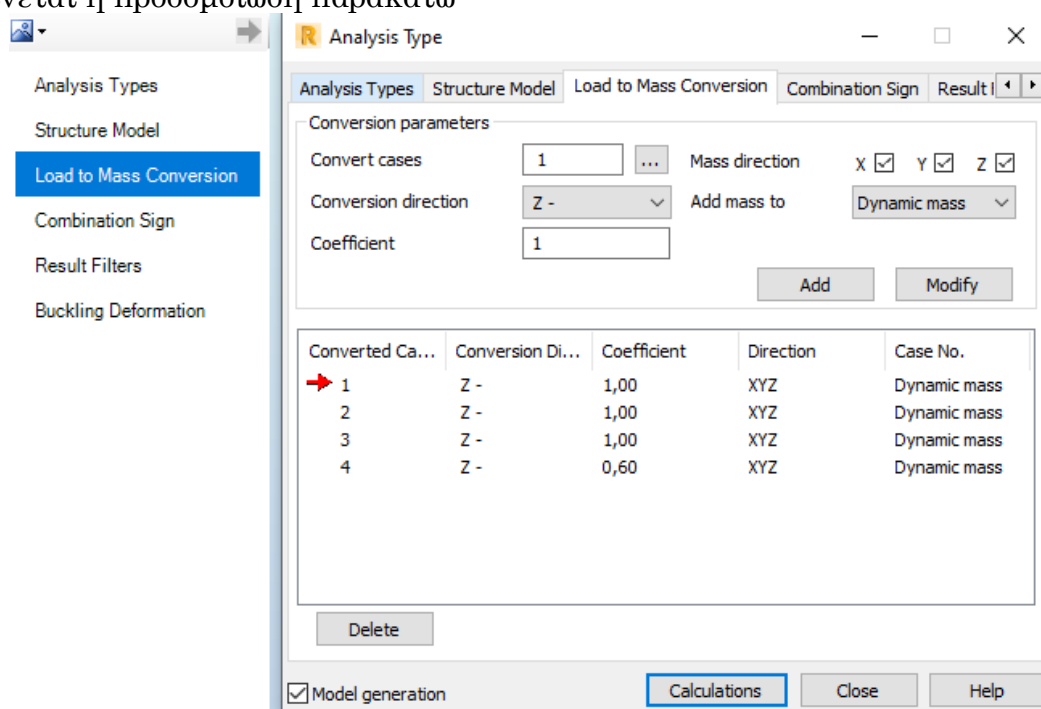
Θα γίνει παρακάτω δυναμική φασματική ανάλυση. Απαιτείται, λοιπόν, η εισαγωγή του φάσματος του EC8 κατά την διεύθυνση X,Y και όλων των παραμέτρων που απαιτούνται και προαναφέρθηκαν παραπάνω σχετικά με ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, έδαφος και δείκτη συμπεριφοράς. Τυχηματική εκκεντρότητα δεν δόθηκε, διότι το κτίριο είναι κανονικό και δεν αναμένονται μεγάλες στροφές.

4.9.6 Ταλαντούμενη μάζα

Στην σεισμική κατάσταση θεωρούμε ότι ταλαντώνεται ένα ποσοστό της μάζας, το οποίο προκύπτει από τα φορτία της κατασκευής. Είναι ίσο με:

$$g + \psi_2 * q$$

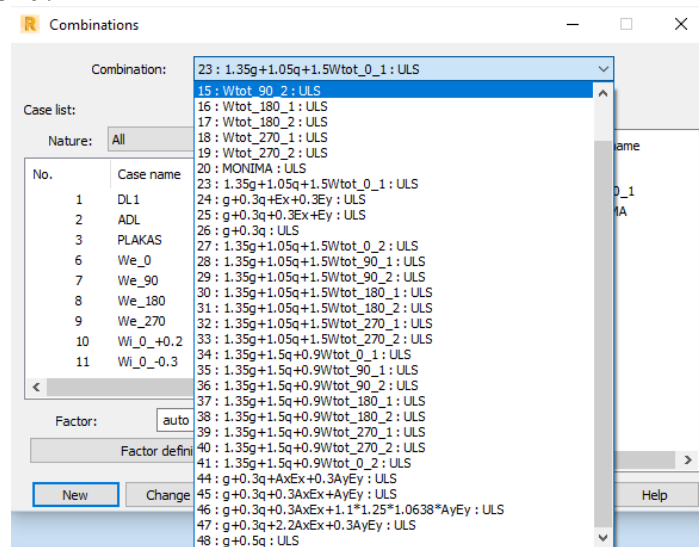
Φαίνεται η προσομοίωση παρακάτω



Σχήμα 4-24 Προσομοίωση Ταλαντούμενης μάζας

4.9.7 Προσομοίωση Συνδυασμών Φόρτισης

Οι συνδυασμοί φόρτισης δημιουργούνται χειροκίνητα στο πρόγραμμα. Έχουν προαναφερθεί σε προηγούμενη παράγραφο και ορίζονται σύμφωνα με την παρακάτω καρτέλα.



Σχήμα 4-25 Προσομοίωση Συνδυασμών Φόρτισης

5 Προκαταρκτική Ανάλυση Φορέα

Αφού ολοκληρώθηκε το προσομοίωμα, κάνουμε στατική και δυναμική ανάλυση, για να πάρουμε την ένταση των στοιχείων και να δούμε ποιοτικά τα αποτελέσματα. Η διαστασιολόγηση των δοκών, οι οποίες έχει προβλεφθεί να παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία, έχει γίνει παραπάνω. Συνεπώς δεν θα συμμετέχουν στην διαστασιολόγηση του φορέα παρά μόνο στην μεταβίβαση των φορτίων από εκείνες στα υποστυλώματα. Επίσης, τα βέλη δεν ελέγχονται σ' αυτό το σημείο, γιατί αφορούν τις δοκούς και έχει γίνει ήδη.

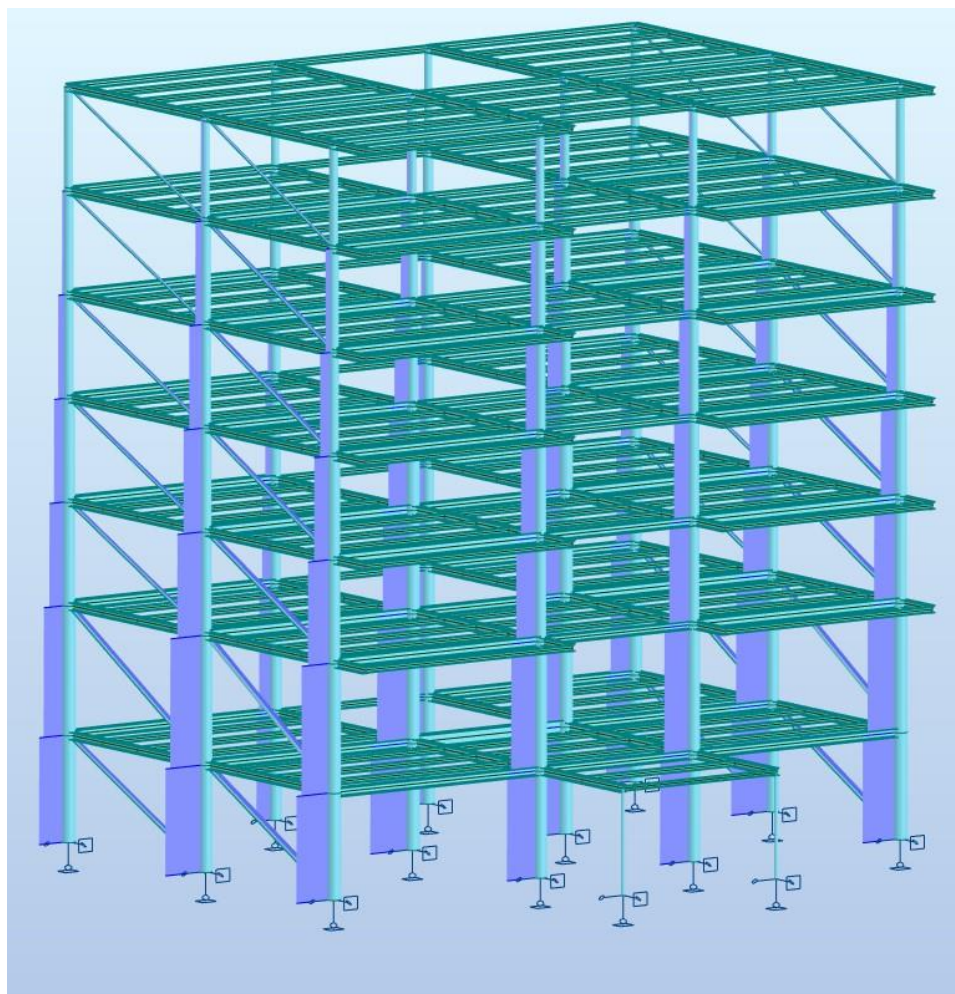
5.1 Διαγράμματα Εντατικών Μεγεθών

Παρακάτω ακολουθούν ενδεικτικά κάποια βασικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών για τον συνδυασμό φόρτισης

$$1,00 \cdot \text{Μόνιμα} + 0,30 \cdot \text{Ωφέλιμα} + \text{EX} + 0,3\text{EY}$$

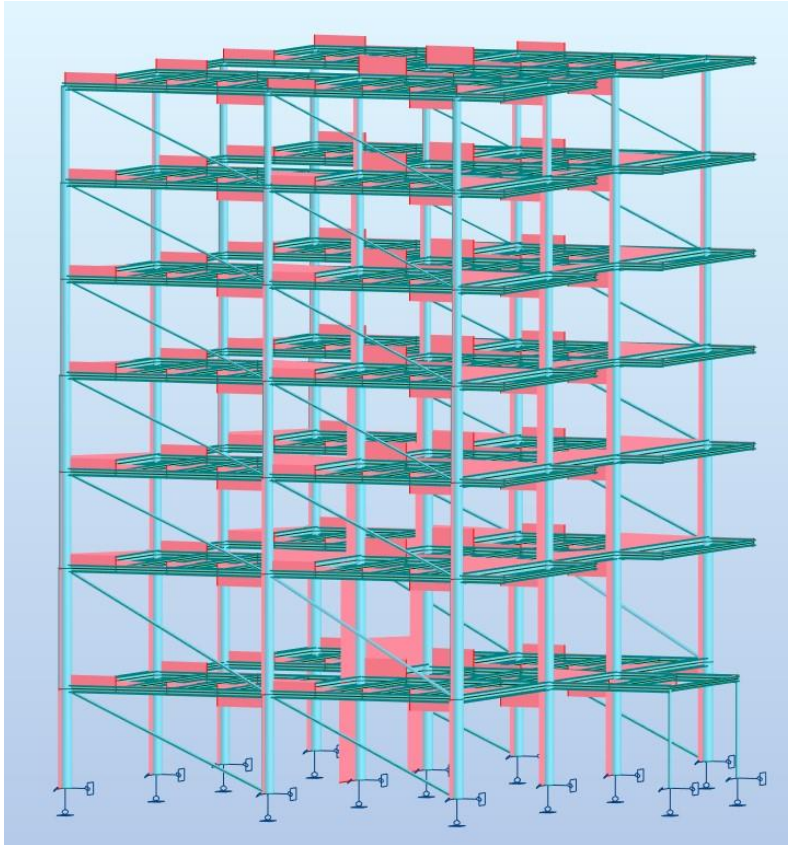
Όσον αφορά την διαστασιολόγηση του φορέα ελήφθησαν υπόψη όλοι οι παραπάνω συνδυασμοί, σεισμικοί και μη.

5.1.1 Διαγράμματα Αξονικών Δυνάμεων [N]



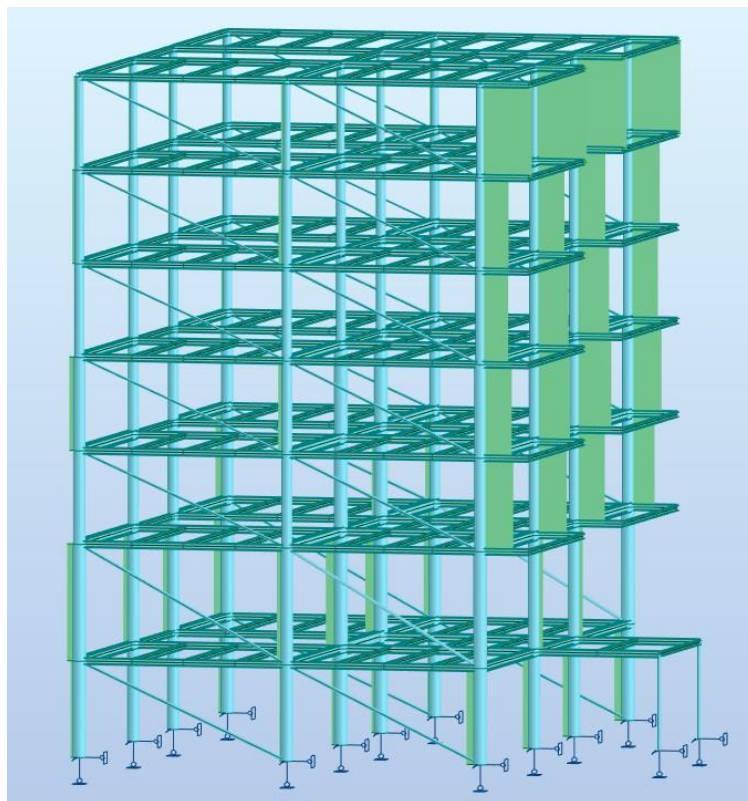
Σχήμα 5-1 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

5.1.2 Διαγράμματα Τεμνουσών Δυνάμεων [V_z]



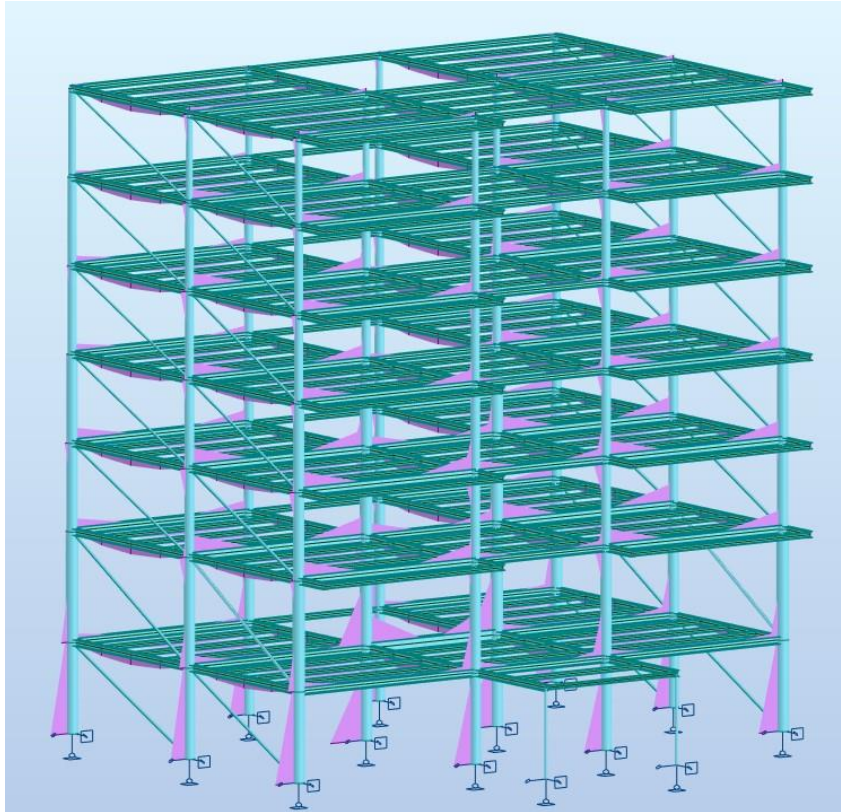
Σχήμα 5-2 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων κατά Z

5.1.3 Διαγράμματα Τεμνουσών Δυνάμεων [V_y]



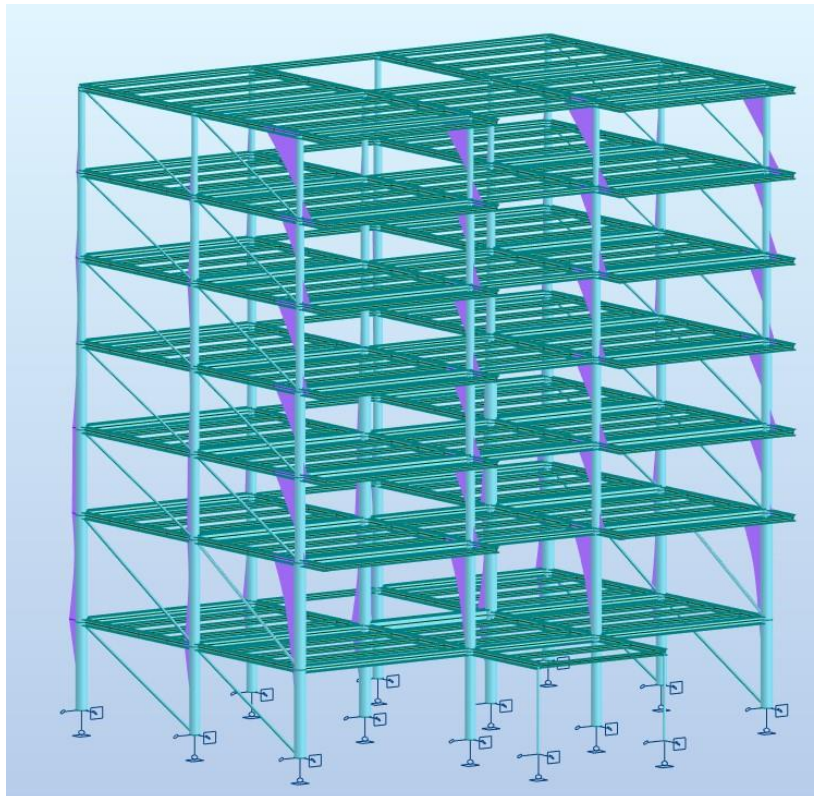
Σχήμα 5-3 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων κατά Y

5.1.4 Διαγράμματα Ροπών Κάμψης [M_y]



Σχήμα 5-4 Διάγραμμα Ροπών Κάμψης κατά Y

5.1.5 Διαγράμματα Ροπών Κάμψης [M_z]



Σχήμα 5-5 Διάγραμμα Ροπών Κάμψης κατά Z

5.2 Προδιαστασιολόγηση Φορέα

Μετά την προσομοίωση του φορέα και την μόρφωση όλων των διαγραμμάτων εντατικών μεγεθών, έγινε μια προδιαστασιολόγηση του φορέα με βάση όλους τους δυνατούς συνδυασμούς. Γι' αυτό απαιτήθηκε η προσομοίωση της συμπεριφοράς όλων δομικών στοιχείων, όσον αφορά τα μήκη λυγισμού, τα φαινόμενα στα οποία πρέπει να ελεγχθεί το καθένα (εφελκυσμός, καμπτικός λυγισμός, πλευρικός και στρεπτοκαμπτικός λυγισμός).

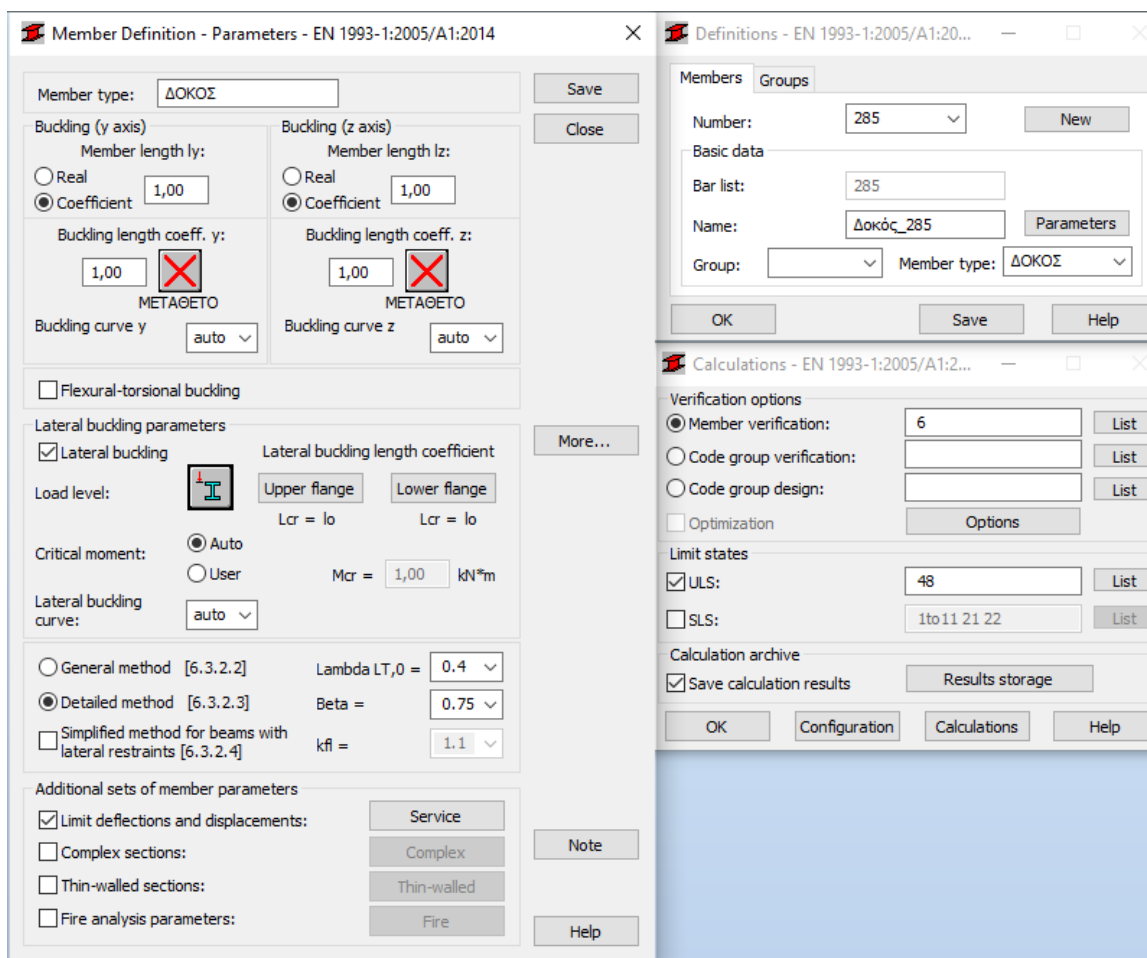
5.2.1 Προσομοίωση Συμπεριφοράς Δομικών Στοιχείων

Παρακάτω ακολουθούν εικόνες από τις καρτέλες προσομοίωσης όλων των παραπάνω στο λογισμικό.

5.2.1.1 Προσομοίωση Συμπεριφοράς Διαδοκίδων και Δευτερευουσών Δοκών

Όπως προαναφέρθηκε και δόθηκε αναλυτικά η διαδικασία, οι διαδοκίδες και δευτερευουσες δοκοί είναι σύμμικτες και παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Ο έλεγχος τους έχει γίνει παραπάνω σε άλλο λογισμικό. Οπότε, ορίζουμε να μην ελέγχονται και να μην διαστασιολογούνται. Αυτό γίνεται στο Robot δίνοντας:

✚ Μειωτικοί συντελεστές καμπτικού λυγισμού $\chi_y = \chi_z = 1.00$

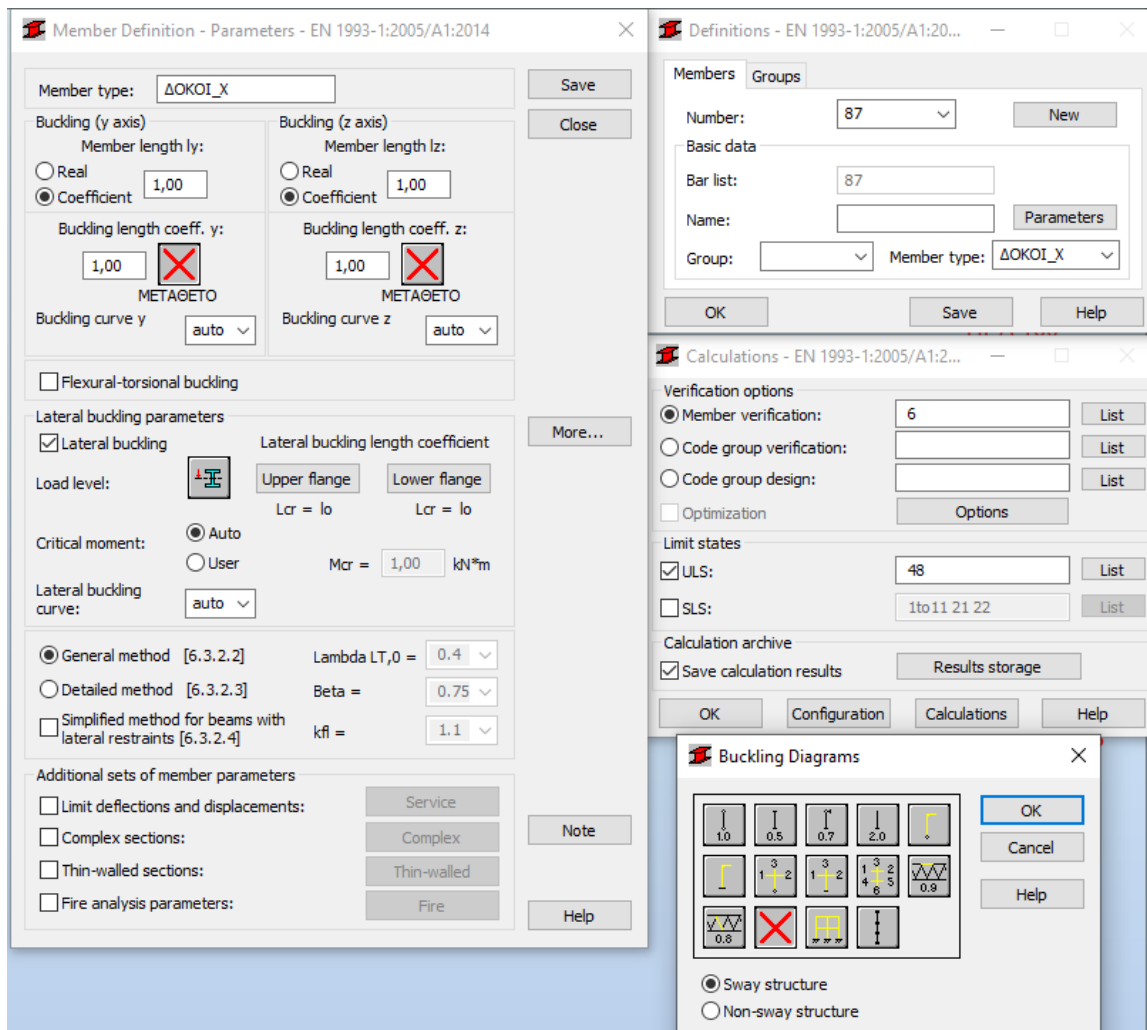


Σχήμα 5-6 Προσομοίωση Συμπεριφοράς Διαδοκίδων και Δευτερευουσών Δοκών

5.2.1.2 Προσομοίωση Συμπεριφοράς Δοκών Πλαισίου

Οι δοκοί που συμμετέχουν στα πλαίσια παραλαμβάνουν κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Γι' αυτό ορίζουμε να ελεγχθούν σε πλευρικό λυγισμό.

Απλοποιητικά Μήκος πλευρικού λυγισμού $L_T=L$

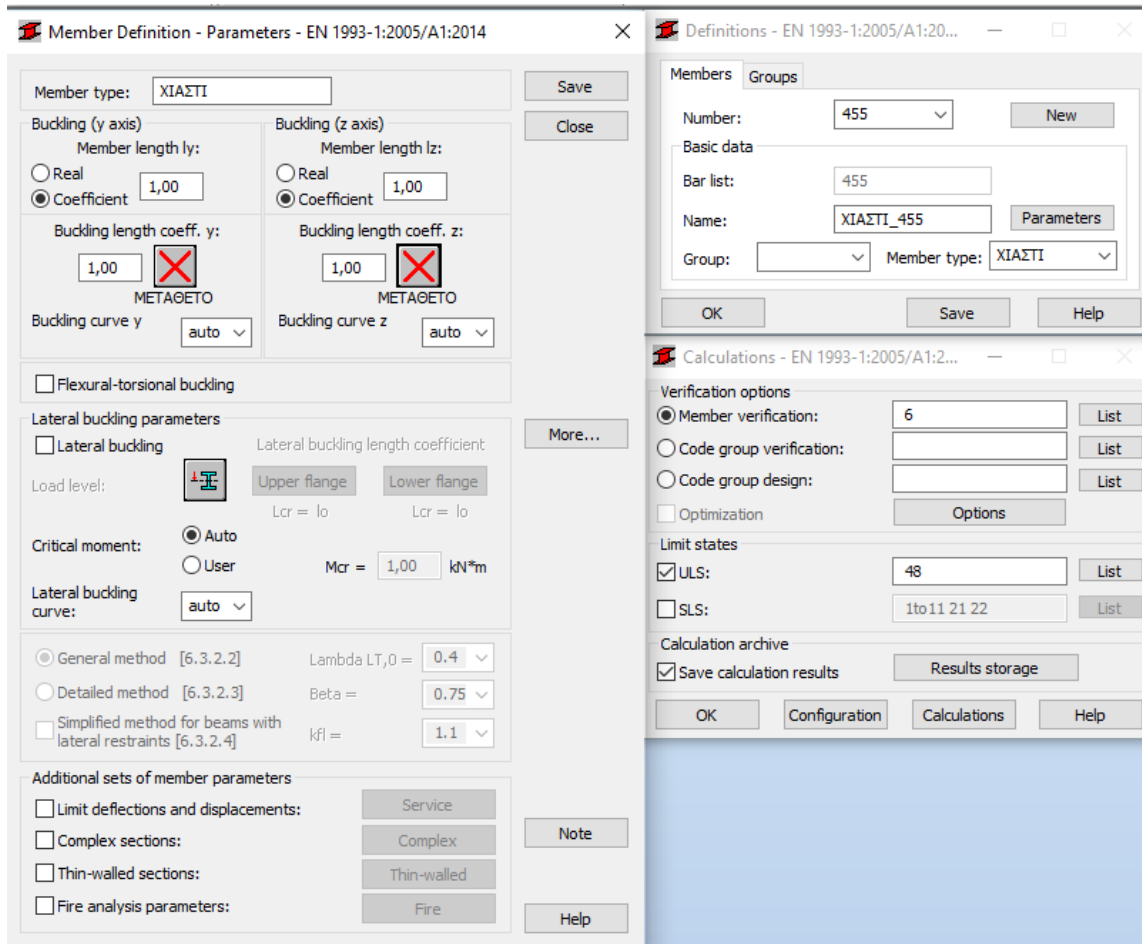


Σχήμα 5-7 Προσομοίωση Συμπεριφοράς Δοκών Πλαισίου

5.2.1.3 Προσομοίωση Συμπεριφοράς Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, όπως αναλύσαμε και παραπάνω, παραλαμβάνουν μόνο αξονική, εφελκυστική δύναμη. Αυτό γίνεται στο Robot δίνοντας:

Μειωτικοί συντελεστές καμπτικού λυγισμού $\chi_y=\chi_z=1.00$

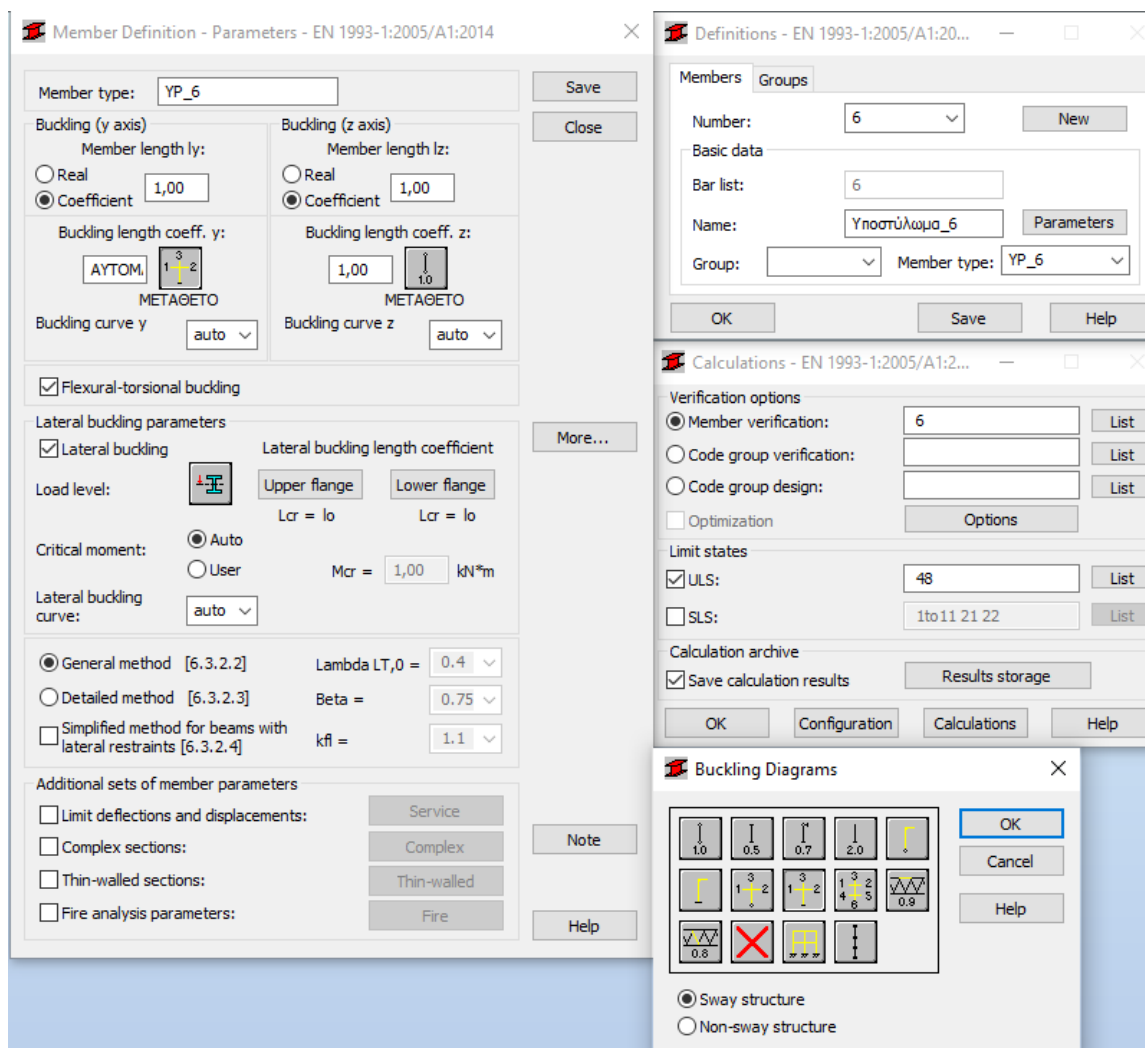


Σχήμα 5-8 Προσομοίωση Συμπεριφοράς Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας

5.2.1.4 Προσομοίωση Συμπεριφοράς Υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα συμμετέχουν κατά Χ σε μεταθετά πλαίσια και κατά Υ στα συστήματα δυσκαμψίας (αμφιαρθρωτά). Ελέγχονται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, αφού ορίσουμε το μήκος λυγισμού να υπολογίζεται $L_{cr,y}$ στο λογισμικό με την γενική μέθοδο των συντελεστών κατανομής δυσκαμψίας.

- ✚ Οι καμπύλες λυγισμού επιλέγονται αυτόματα
- ✚ Χρήση γενικής μεθόδου ελέγχου στρεπτοκαμπτικού λυγισμού



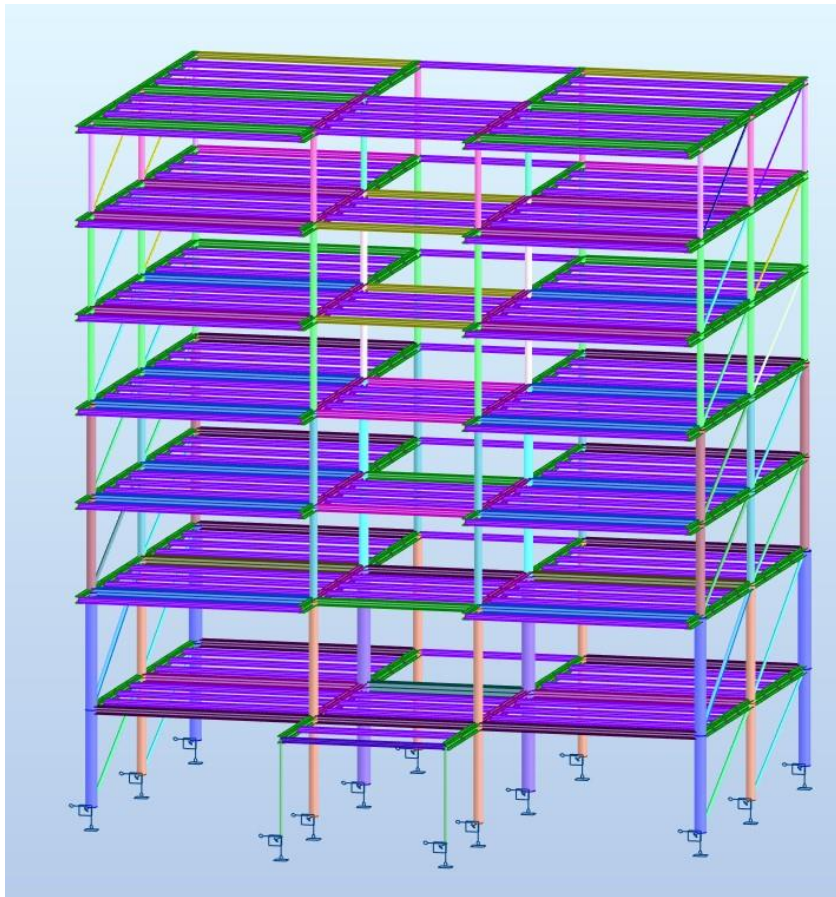
Σχήμα 5-9 Προσομοίωση Συμπεριφοράς Υποστυλωμάτων

5.2.2 Επιλογή Διατομών Μελών

Κατά την προδιαστασιολόγηση, έγινε ομαδοποίηση των μελών, ούτως ώστε τα υποστυλώματα ανά δυο οροόφους να έχουν σταθερή διατομή καθ' ύψος, όχι όμως και για τις δοκούς των πλαισίων. Όσον αφορά τα χιαστί, δεν έγινε κάποια ομαδοποίηση, γιατί θα ελεγχθούν ικανοτικά παρακάτω, σύμφωνα με τους περιορισμούς του EC8. Ωστόσο, επελέγησαν διατομές μελυγηρότητα εντός των ορίων του κανονισμού.

Αξίζει να σημειωθεί σ' αυτό το σημείο ότι εξαρχής η κατασκευή ήταν πολύ εύκαμπτη, γεγονός που απαιτούσε ανάλυση δευτέρας τάξης. Γι' αυτό, επελέγησαν διατομές με μεγάλη δυσκαμψία (ροπή αδράνειας), οι οποίες όμως δεν αύξαναν δυσανάλογα το ίδιο βάρος της κατασκευής.

Παρακάτω φαίνονται οι διατομές των στοιχείων μετά την προδιαστασιολόγηση. Είναι τέτοιες, ώστε στο σημείο αυτό να μην χρειάζεται ανάλυση 2ας τάξης.



HEA 160
HEA 180
HEA 200
HEA 220
HEA 240
HEA 260
HEA 280
HEA 300
HEA 320
HEA 400
KH 101.6x6.3
KH 114.3x6.3
KH 114.3x8
KH 139.7x8
KH 193.7x10
KH 219.1x10
KH 219.1x8
KH 244.5x12.5
KH 244.5x16
KH 273x16
KH 323.9x16
KH 323.9x20
KH 323.9x25
KH 406.4x25
KH 457x12.5
KH 457x25
KH 48.3x4
KH 60.3x4
KH 60.3x5
KH 60.3x8
KH 76.1x5
KH 88.9x5
KH 88.9x6

Σχήμα 5-10 Επιλεγείσες διατομές μελών

6 Μελέτη και Διαστασιολόγηση Κτιρίου

Η τελική διαστασιολόγηση του φορέα γίνεται με χρήση δυναμικής φασματικής ανάλυσης. Σ' αυτή περιλαμβάνονται:

- ✚ Έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξης
- ✚ Ικανοτικός σχεδιασμός χιαστί συνδέσμων δυσκαμψία
- ✚ Ικανοτικός σχεδιασμός δοκών πλαισίου παραλαβής σεισμού
- ✚ Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων
- ✚ Ικανοτικός έλεγχος κόμβων
- ✚ Έλεγχος περιορισμού βλαβών

6.1 Ανάλυση Φαινομένων Δευτέρας Τάξης

6.1.1 Γενικά

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1:2005 ανάλυση 1ης τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται με την προϋπόθεση ότι η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα, που οφείλεται σε παραμορφώσεις, μπορεί να αμεληθεί. Για πολυώροφα πλαίσια, οι επιρροές 2ας τάξης λόγω πλευρικής μετάθεσης υπολογίζονται αυξάνοντας τα οριζόντια φορτία H_{Ed} (π.χ. άνεμο) και τα ισοδύναμα φορτία φV_{Ed} λόγω ατελειών, καθώς και άλλες πιθανές επιρροές λόγω μετάθεσης σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης, μέσω του μεγεθυντικού συντελεστή

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

* προϋπόθεση: $\alpha_{cr} \geq 3$

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων του συστήματος δεν μπορούν να υπολογιστούν μονάχα βάση κριτηρίων αντοχής. Οι παραμορφώσεις πρέπει να είναι ελεγχόμενες, έτσι ώστε να περιοριστούν όσο το δυνατόν γίνεται τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Αυτό γίνεται υπολογίζοντας το συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ .

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h}$$

Όπου:

θ : συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

P_{tot} : συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

d_r : τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

V_{tot} : συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

h : ύψος του ορόφου

Ανάλογα με την τιμή του συντελεστή θ , ελέγχουμε αν θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως. Έτσι:

- ✚ Εάν $\theta \leq 0,1$ τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να αμεληθούν.

- ✚ Εάν $0,1 < \theta \leq 0,2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $\alpha_{cr} = \frac{1}{1-\theta}$.
- ✚ Εάν $0,2 < \theta < 0,3$ θα πρέπει να γίνει ανάλυση 2ας τάξης.

Στην παρούσα εργασία, αρχικά, οι συντελεστές ευαισθησίας κάποιων ορόφων προέκυπταν αυξημένοι ($\theta > 0,2$), λόγω μεγάλης ευκαμψίας της κατασκευής. Οι τιμές που δίνονται παρακάτω προέκυψαν μετά από αρκετές αλλαγές διατομών υποστυλωμάτων και δοκών πλαισίων, προκειμένου να μην απαιτείται ανάλυση δευτέρας τάξης.

6.1.2 Συντελεστής ευαισθησίας κτιρίου κατά X

Όροφος	h (cm)	dr U _x (cm)	V _{tot,x} (KN)	P _{tot,x} (KN)	θ
1	330	2,40	1652,39	14741,32	0,06
2	400	5,80	1596,27	12557,15	0,11
3	320	4,80	1427,63	10418,37	0,11
4	320	4,52	1231,35	8300,44	0,10
5	320	4,78	1061,54	6198,79	0,09
6	320	4,05	871,39	4115,13	0,06
7	320	3,99	555,79	2044,09	0,05
				θ _{max}	0,11
				α _{cr,x}	1,13

Πίνακας 6-1 Συντελεστές ευαισθησίας κτιρίου κατά X

Στην διεύθυνση X προέκυψε $\theta_{\max} = 0,11$

$$\alpha_{cr,x} = \frac{1}{1-\theta_{\max,x}} = 1,13$$

Πολλαπλασιάζουμε τον σεισμό κατά X με τον συντελεστή $\alpha_{cr,x} = 1,13$

6.1.3 Συντελεστής ευαισθησίας κτιρίου κατά Y

Όροφος	h (cm)	dr U _y (cm)	V _{tot,y} (KN)	P _{tot,y} (KN)	θ
1	330	2,51	2883,51	14741,32	0,04
2	400	2,89	2775,07	12557,15	0,03
3	320	2,37	2541,85	10418,37	0,03
4	320	2,29	2210,64	8300,44	0,03
5	320	2,53	1786,33	6198,79	0,03
6	320	2,16	1261,59	4115,13	0,02
7	320	1,28	651,36	2044,09	0,01
				θ _{max}	0,04
				α _{cr,y}	1,04

Στην διεύθυνση Y προέκυψε $\theta_{max} = 0,05$

$$\alpha_{cr,y} = \frac{1}{1 - \theta_{max,y}} = 1,05$$

Πολλαπλασιάζουμε τον σεισμό κατά Y με τον συντελεστή $\alpha_{cr,y} = 1,05$

6.1.4 Επαυξημένοι σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης

Τελικά, προκύπτουν οι παρακάτω σεισμικοί συνδυασμοί, με τους οποίους θα ελεγχθούν τα θυσιάσιμα στοιχεία ανά διεύθυνση.

✚ Σεισμός_X

Αρχικά: $1.00 * \text{Μόνιμα} + 0.30 * \text{Ωφέλιμα} + 0.30 * E_x + 1.00 * E_y$

$1.00 * \text{Μόνιμα} + 0.30 * \text{Ωφέλιμα} + 1.00 * 1.13 * E_x + 0.30 * 1.05 * E_y$

$1.00 * \text{Μόνιμα} + 0.30 * \text{Ωφέλιμα} + 1,13 * E_x + 0,315 * E_y$

✚ Σεισμός_Y

Αρχικά: $1.00 * \text{Μόνιμα} + 0.30 * \text{Ωφέλιμα} + 0.30 * E_x + 1.00 * E_y$

$1.00 * \text{Μόνιμα} + 0.30 * \text{Ωφέλιμα} + 0.30 * 1.13 * E_x + 1.00 * 1.05 * E_y$

$1.00 * \text{Μόνιμα} + 0.30 * \text{Ωφέλιμα} + 0.34 * E_x + 1,05 * E_y$

Η διαστασιολόγηση των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας θα γίνει μ' αυτούς τους επαυξημένους σεισμούς.

6.2 Διαστασιολόγηση Συνδέσμων Δυσκαμψίας

Σύμφωνα με το EN 1993-1-1:2004, θα πρέπει κατά την μελέτη και διαστασιολόγηση των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας, τα οποία θεωρούνται στην διεύθυνση Y θυσιάσιμα στοιχεία, να ικανοποιούνται οι παρακάτω περιορισμοί:

✚ Η αδιάστατη λυγνότητα $\bar{\lambda}$, θα πρέπει να περιορίζεται σε:

$$1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$$

✚ Η αντοχή διαρροής $N_{pl,Rd}$ της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε:

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

✚ Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάσιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω , όπως ορίζεται παρακάτω, δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%. Δηλαδή:

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} \leq 0,25$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω ελέγχεται το κάθε προσομοίωμα και καταλήγουμε στις παρακάτω διατομές, οι οποίες ικανοποιούν όλες τις παραπάνω απαιτήσεις σχεδιασμού.

Ως προς το είδος των διατομών επιλέξαμε κοίλες κυκλικές διατομές. Παρακάτω δίνονται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των διαγωνίων στις δυο διευθύνσεις.

Μέλος	Διατομή	$i_y=i_z$ (cm)	L (cm)	L_{cr} (cm)	Ανηγγμενη λ	N_{Ed}/N_{Rd}	Ω_i	
435	CHS 114.3x8	3,77	756	378,0	1,3	0,87	1,15	
437	CHS 114.3x6.3	3,82	800	400,0	1,4	0,81	1,23	
441	CHS 114.3x8	3,77	756	378,0	1,3	0,86	1,16	
439	CHS 114.3x8	3,77	800	400,0	1,4	0,80	1,25	
443	CHS 114.3x8	3,77	756	378,0	1,3	0,84	1,19	
445	CHS 101.6x6.3	3,38	800	400,0	1,5	0,79	1,27	
449	CHS 101.6x6.3	3,38	756	378,0	1,5	0,94	1,06	
447	CHS 88.9x6.3	2,93	800	400,0	1,8	0,89	1,12	
451	CHS 101.6x6.3	3,38	756	378,0	1,5	0,88	1,14	
453	CHS 88.9x5	2,97	800	400,0	1,8	0,84	1,19	
457	CHS 88.9x5	2,97	756	378,0	1,7	0,88	1,14	
455	CHS 88.9x3.2	3,03	800	400,0	1,7	0,85	1,18	
352	CHS 114.3x8	3,77	756	378,0	1,3	0,86	1,16	
354	CHS 114.3x6.3	3,82	800	400,0	1,4	0,81	1,23	
358	CHS 114.3x8	3,77	756	378,0	1,3	0,85	1,18	
356	CHS 114.3x8	3,77	800	400,0	1,4	0,81	1,23	
360	CHS 114.3x8	3,77	756	378,0	1,3	0,83	1,20	
362	CHS 114.3x5	3,87	800	400,0	1,4	0,80	1,25	
366	CHS 114.3x8	3,77	756	378,0	1,3	0,81	1,23	
364	CHS 101.6x5	3,39	800	400,0	1,5	0,79	1,27	
368	CHS 101.6x6.3	3,38	756	378,0	1,5	0,86	1,16	
370	CHS 101.6x4	3,42	800	400,0	1,5	0,85	1,18	
374	CHS 101.6x5	3,39	756	378,0	1,5	0,85	1,18	
372	CHS 76.1x3.2	2,58	800	400,0	2,0	0,86	1,16	
						Ω_{min}	1,06	0,19
						Ω_{max}	1,27	

Πίνακας 6-2 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων Χιαστί

Τελικά, σε όλο το κτίριο στην διεύθυνση Y έχουμε τους συντελεστές υπεραντοχής:

$$\Omega_{min} = 1,06$$

$$\Omega_{max} = 1,27$$

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = 0,19 \leq 0,25$$

6.3 Διαστασιολόγηση Δοκών Πλαισίων

6.3.1 Γενικά

Για να εξασφαλιστεί η ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή και επαρκής πλαστιμότητα στροφής στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων των δοκών, πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1.00$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0.15$$

$$(V_{Ed,G} + V_{Ed,M})/V_{pl,Rd} \leq 0.50$$

Όπου:

- ✚ M_{Ed} είναι η ροπή σχεδιασμού, η οποία προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς, προσαυξάνοντας τα σεισμικά εντατικά μεγέθη ώστε να σχηματιστεί στο ένα άκρο της δοκού πλαστική άρθρωση
- ✚ N_{Ed} είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού
- ✚ $V_{Ed,G}$ είναι η τέμνουσα σχεδιασμού λόγω των μη σεισμικών δράσεων των σεισμικών συνδυασμών
- ✚ $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$ είναι η τέμνουσα σχεδιασμού λόγω της εφαρμογής με αντίθετη φορά των πλαστικών ροπών αντοχής των διατομών στα άκρα Α και Β της δοκού
- ✚ L είναι το άνοιγμα της δοκού
- ✚ $M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ είναι οι πλαστικές αντοχές ροπής, αξονικής και τέμνουσας της διατομής στη θέση της πλαστικής άρθρωσης. Σε περίπτωση κατηγορίας 3, αντικαθίσταται με τις αντίστοιχες ελαστικές αντοχές.

6.3.2 Ικανοτικός Σχεδιασμός Δοκών

6.3.2.1 Γενικά

Έστω η δυσμενής δοκός (μέλος 144) διατομής HEA300, μήκους 5,7m, εσωτερικού πλαισίου του 2^{ου} ορόφου. Θεωρούμε ότι οι έλεγχοι διατομής ικανοποιούνται ως ευμενέστεροι. Για τον σχεδιασμό μιας δοκού του πλαισίου γίνεται η παραδοχή ότι έχει σχηματιστεί μια πλαστική άρθρωση είτε στο αριστερό (Α), είτε στο δεξί (Β) άκρο της δοκού. Για να μπορεί η δοκός στο σημείο αυτό να αναπτύξει επαρκή αντοχή και στροφική ικανότητα πρέπει να είναι κατηγορία 1.

Σύμφωνα με τον έλεγχο της δοκού σε ΟΚΑ από τα στατικά φορτία η διατομή προέκυψε κατηγορία 1. Επομένως η διατομή μπορεί να αναπτύξει επαρκή αντοχή και στροφική ικανότητα. Αντίστοιχοι έλεγχοι πραγματοποιούνται για τις υπόλοιπες δοκούς. Εκτός από τον ικανοτικό σχεδιασμό των δοκών, καταγράφεται η μέγιστη ροπή σχεδιασμού για τους σεισμικούς συνδυασμούς, ώστε να υπολογιστεί η διαθέσιμη υπεραντοχή.

Η πλαστική ροπή αντοχής της δοκού HEA300 είναι $M_{pl,Rd} = 447,14 \text{ kNm}$. Για τον σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στα σημεία Α και Β απαιτείται προσαύξηση των σεισμικών δράσεων κατά:

$$M_{A,Ed} = M_{B,Ed} = M_{pl,Rd} = -19,08 - 252,63 * 1,694 = -447,14 \text{ kNm}$$

6.3.2.2 Ικανοτικός έλεγχος έναντι διάτμησης

Για τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας που αναπτύσσεται στην δοκό, γίνεται η παραδοχή ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις και στα δυο άκρα της δοκού. Υπολογίζουμε:

$$\text{Τέμνουσα σχεδιασμού λόγω σεισμού } E_{-x}: V_{Ed,ικανοτική} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} = 156,89 \text{ kN}$$

Τέμνουσα σχεδιασμού λόγω μη σεισμικών δράσεων $g+0.6q$: $V_{Ed,g+0.6q} = 18,95kN$

Πλαστική διατμητική αντοχή:

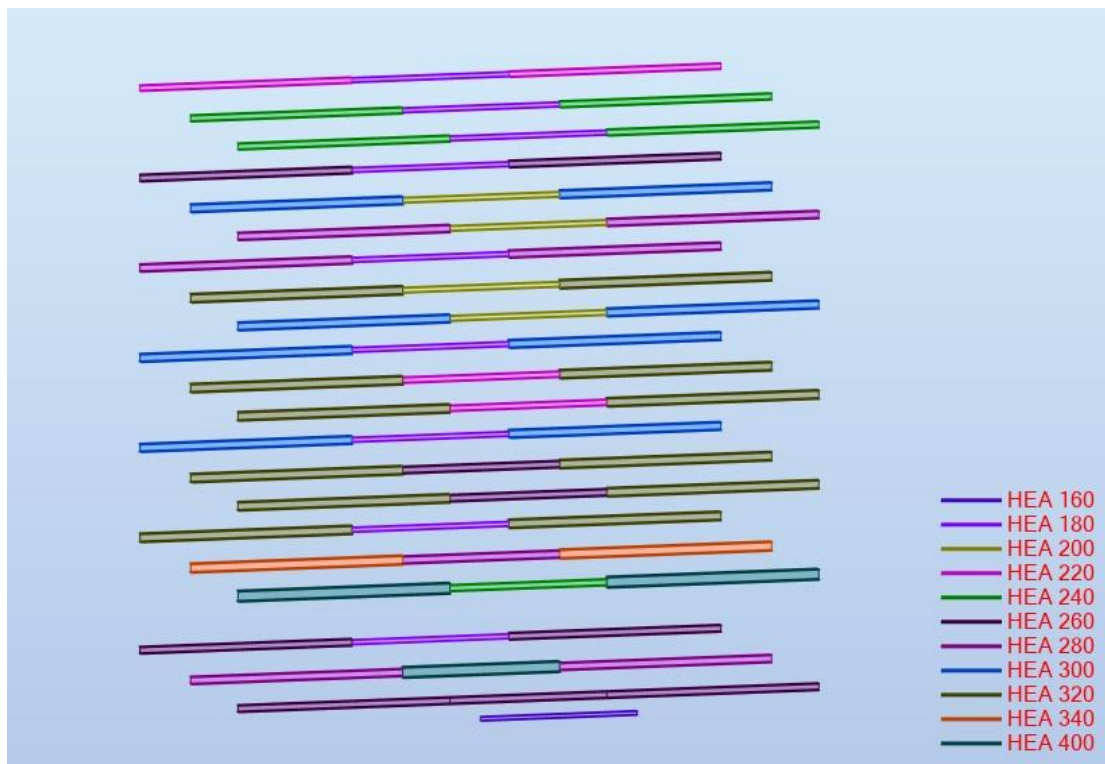
$$V_{pl,Rd} = V_{pl,T,Rd} = 764,05kN \gg V_{Ed,ικανοτική} + V_{Ed,g+0.6q} = 175,84kN$$

Αντίστοιχοι έλεγχοι γίνονται και για τις υπόλοιπες δοκούς. Εκτός από τον ικανοτικό σχεδιασμό των δοκών καταγράφεται η μέγιστη ροπή σχεδιασμού για τους σεισμικούς συνδυασμούς ώστε να υπολογιστεί η διαθέσιμη υπεραντοχή.

$$HEA300 : M_{Ed,max} = -310,84kNm$$

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed,max}} = \frac{-447.14}{-310.84} = 1,438$$

Τελικά οι διατομές που προκύπτουν στις δοκούς είναι οι παρακάτω.



Σχήμα 6-1 Διατομές Κύριων Δοκών

6.4 Διαστασιολόγηση Υποστυλωμάτων

6.4.1 Ικανοτικός Σχεδιασμός Υποστυλωμάτων κατά X

Τα υποστυλώματα στην διεύθυνση X, στην οποία συμμετέχουν στα πλαίσια ροπής, θα πρέπει να ελέγχονται σε θλίψη για τον πιο δυσμενή συνδυασμό των ικανοτικών εντατικών μεγεθών, τα οποία υπολογίζονται ως εξής:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * V_{Ed,E}$$

Όπου:

- ✚ $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ είναι τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος που οφείλονται σε μη σεισμικές δράσεις, οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- ✚ $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ είναι τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος που οφείλονται σε σεισμικές δράσεις, οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- ✚ $\gamma_{ov}=1,25$ είναι ο συντελεστής υπεραντοχής
- ✚ Ω_{min} είναι η ελάχιστη τιμή υπεραντοχής για όλες τις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων. Είναι $\Omega_i = \min\{M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}\}$ των δοκών.

Σύμφωνα με τα παραπάνω για να διαστασιολογήσουμε τα υποστυλώματα κατά X θα πρέπει να αυξήσουμε την ένταση του σεισμού X κατά την ποσότητα $1,1 * \gamma * \Omega_{min}$
 Διεύθυνση X : $\Omega_{min}=1,45$ (δοκοί)

6.4.2 Ικανοτικός Σχεδιασμός Υποστυλωμάτων κατά Y

Τα υποστυλώματα θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

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

όπου:

- ✚ $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού/υποστυλώματος σύμφωνα με τον EN1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- ✚ $N_{Ed,G}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό/υποστυλώμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- ✚ $N_{Ed,E}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό/υποστυλώμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού
- ✚ $\gamma_{ov}=1,25$ είναι ο συντελεστής υπεραντοχής

✚ Ω_{\min} είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγωνίους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων

✚ $N_{pl,Rd,i}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου i

✚ $N_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

Σύμφωνα με τα παραπάνω για να διαστασιολογήσουμε τα υποστυλώματα κατά Y , θα πρέπει να αυξήσουμε την ένταση του σεισμού $_Y$ κατά την ποσότητα $1,1 \cdot \gamma \cdot \Omega_{\min}$
Διεύθυνση $_Y$: $\Omega_{\min} = 1,06$ (χιαστί σύνδεσμοι)

6.4.3 Τελικός Ικανοτικός Σχεδιασμός Υποστυλωμάτων

Δημιουργήσαμε δυο (2) προσομοιώματα του κτιρίου για να λάβουμε υπόψη όλες τις δυνατές κατανομές των δυνάμεων στα υποστυλώματα ανάλογα με την διεύθυνση του σεισμού. Τα δυο αυτά προσομοιώματα διαθέτουν κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας μόνο στη διεύθυνση και φορά του εκάστοτε σεισμού. Στη συνέχεια τοποθετήσαμε τα δυσμενέστερα υποστυλώματα στο αρχικό μας μοντέλο.

Όσον αφορά τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης παίρνουμε τους προσαυξημένους λόγω φαινομένων δευτέρας τάξης και τους προσαυξάνουμε με τους ικανοτικούς συντελεστές

$X: 1,1 \cdot \gamma \cdot \Omega_{\min, \text{δοκῶν}}$

$Y: 1,1 \cdot \gamma \cdot \Omega_{\min, \text{χιαστί}}$

Διεύθυνση X :

$1,00 \cdot \text{Μόνιμα} + 0,30 \cdot \text{Ωφέλιμα} + 1,00 \cdot EX + 0,3 \cdot EY$

→ $1,00 \cdot \text{Μόνιμα} + 0,30 \cdot \text{Ωφέλιμα} + 1,00 \cdot AX \cdot EX + 0,3 \cdot AY \cdot EY$ (φαινόμενα P-Δ)

→ $1,00 \cdot \text{Μόνιμα} + 0,30 \cdot \text{Ωφέλιμα} + 1,00 \cdot 1,1 \cdot \gamma \cdot \Omega_{\min, \text{δοκῶν}} \cdot AX \cdot EX + 0,3 \cdot AY \cdot EY$
(Ικανοτικός)

Διεύθυνση Y :

$1,00 \cdot \text{Μόνιμα} + 0,30 \cdot \text{Ωφέλιμα} + 0,3 \cdot EX + 1,00 \cdot EY$

→ $1,00 \cdot \text{Μόνιμα} + 0,30 \cdot \text{Ωφέλιμα} + 0,3 \cdot AX \cdot EX + 1,00 \cdot AY \cdot EY$ (φαινόμενα P-Δ)

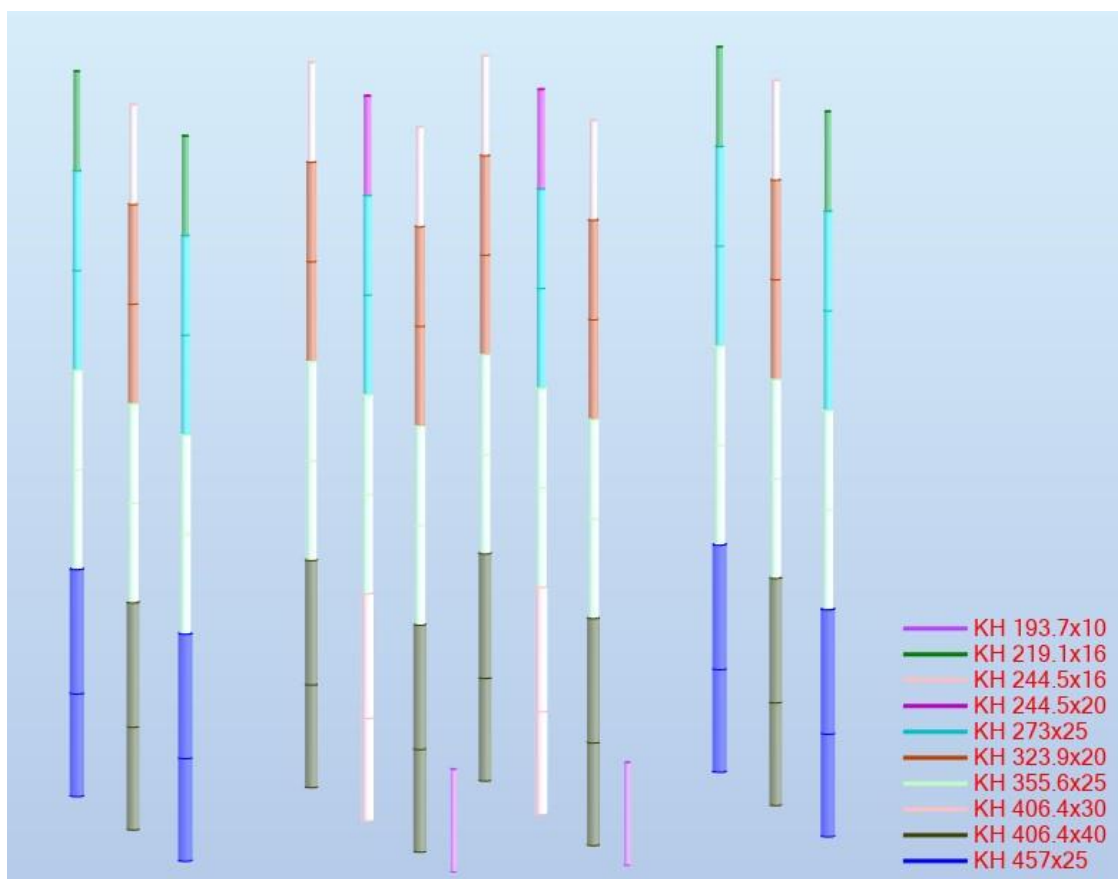
→ $1,00 \cdot \text{Μόνιμα} + 0,30 \cdot \text{Ωφέλιμα} + 0,3 \cdot AX \cdot EX + 1,00 \cdot 1,1 \cdot \gamma \cdot \Omega_{\min, \text{χιαστί}} \cdot AY \cdot EY$
(Ικανοτικός)

Συνοπτικά, τα υποστυλώματα θα ελεγχθούν με τους σεισμικούς συνδυασμούς:

→ $1,00 \cdot \text{Μόνιμα} + 0,30 \cdot \text{Ωφέλιμα} + 2,25 \cdot EX + 0,32 \cdot EY$ (Ικανοτικός)

→ $1,00 \cdot \text{Μόνιμα} + 0,30 \cdot \text{Ωφέλιμα} + 0,34 \cdot EX + 1,53 \cdot EY$ (Ικανοτικός)

Τελικά προέκυψαν τα υποστυλώματα που φαίνονται παρακάτω.



Σχήμα 6-2 Διατομές Υποστυλωμάτων

6.5 Ικανοτικός Έλεγχος Κόμβων

Για να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα, ώστε να αποφευχθεί ο σχηματισμός «μαλακού ορόφου», οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά, ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε κάθε κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή των δοκών του κόμβου, λαμβανομένης υπόψη και της πιθανής υπεραντοχής.

Εξαιρεση αποτελούν η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων, στις οποίες επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης. Για τον έλεγχο των κόμβων απαιτείται ο υπολογισμός των πλαστικών ροπών αντοχής των μελών που συντρέχουν στους κόμβους.

Παρακάτω ακολουθεί ενδεικτικά ο έλεγχος ενός κόμβου ισογείου εσωτερικού πλαισίου.

Δοκός HEA 300: $M_{pl,Rd} = 447,14,50 \text{ kNm}$

Δοκός HEA 360: $M_{pl,Rd} = 741,24 \text{ kNm}$

Υποστυλώμα CHS 457*40: $M_{pl,Rd} = 2476,80 \text{ kNm}$

Υποστυλώμα CHS 457*16: $M_{pl,Rd} = 1105,14 \text{ kNm}$

$\Sigma M_{Rc} = 3581.94 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 544.89 \text{ kNm}$

6.6 Ιδιομορφική Ανάλυση Φορέα

Η εξίσωση από την οποία προκύπτουν οι ιδιομορφές του κτιρίου, που είναι και αυτή που εφαρμόζεται από το πρόγραμμα, είναι $| [K] - [M] \cdot \omega^2 | = 0$. Από τα ποσοστά συμμετοχής της μάζας που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση εκτιμάται η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στη συμπεριφορά της κατασκευής. Υψηλές τιμές των ποσοστών αυτών υποδηλώνουν πως η κατασκευή αποκρίνεται κυρίως σύμφωνα με το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής της. Θα λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Η απαίτηση αυτή θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν μπορεί να αποδειχθεί οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

- το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα
- λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΙΔΙΟ ΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ (Hz)	ΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ X (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Y (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Z (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥΧ (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥΥ (%)
5/ 1	0,52	1,94	75,22	0,00	0,00	75,22	0,00
5/ 2	0,87	1,15	75,22	79,52	0,00	0,00	79,52
5/ 3	1,14	0,88	75,22	79,53	0,00	0,00	0,01
5/ 4	1,44	0,70	86,58	79,53	0,00	11,36	0,00
5/ 5	2,07	0,48	86,58	79,57	0,00	0,00	0,05
5/ 6	2,07	0,48	86,58	79,57	0,00	0,00	0,00
5/ 7	2,09	0,48	86,58	79,58	0,01	0,00	0,00
5/ 8	2,09	0,48	86,58	79,58	0,01	0,00	0,00
5/ 9	2,09	0,48	86,58	79,58	0,02	0,00	0,00
5/ 10	2,09	0,48	86,58	79,58	0,08	0,00	0,00
5/ 11	2,09	0,48	86,58	79,58	0,08	0,00	0,00
5/ 12	2,09	0,48	86,58	79,58	0,09	0,00	0,00
5/ 13	2,09	0,48	86,58	79,58	0,09	0,00	0,00
5/ 14	2,09	0,48	86,58	79,58	0,10	0,00	0,00
5/ 15	2,09	0,48	86,58	79,58	0,14	0,00	0,00
5/ 16	2,09	0,48	86,58	79,58	0,14	0,00	0,00
5/ 17	2,09	0,48	86,58	79,58	0,14	0,00	0,00
5/ 18	2,09	0,48	86,58	79,58	0,15	0,00	0,00
5/ 19	2,09	0,48	86,58	79,63	23,00	0,00	0,06
5/ 20	2,09	0,48	86,58	79,63	23,01	0,00	0,00

Πίνακας 6-3 Ιδιομορφές Κτιρίου

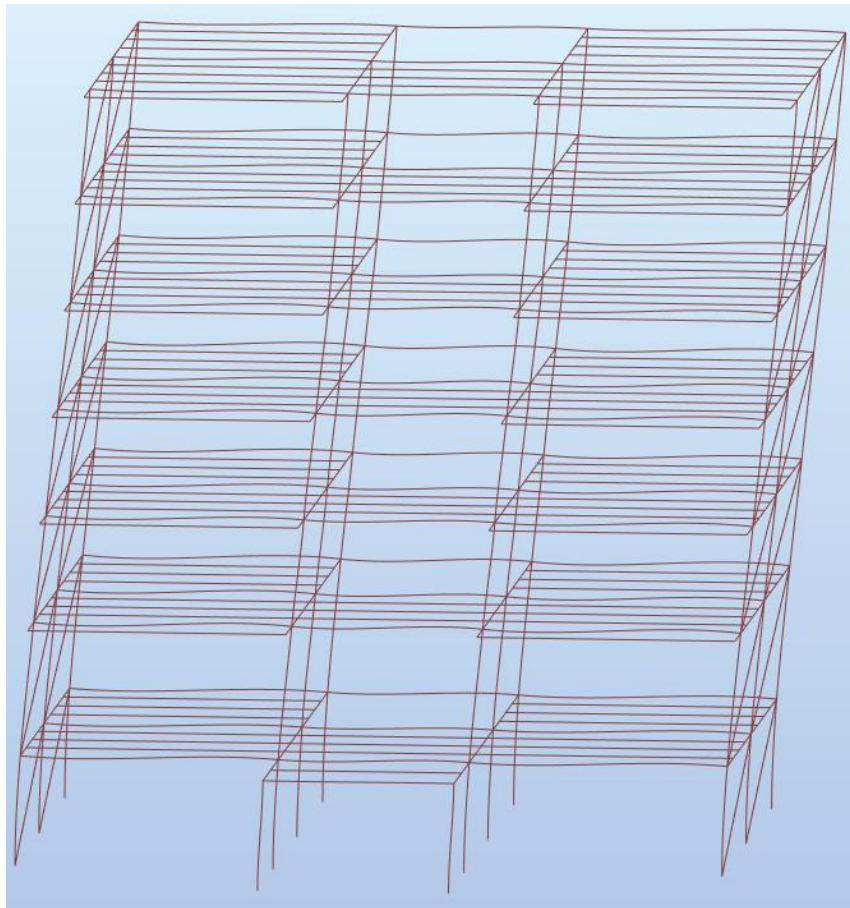
Στον παραπάνω πίνακα φαίνονται οι 20 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου. Οι σημαντικότερες από αυτές είναι:

1η ιδιομορφή: $T_1 = 1,94\text{sec}$, η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση X με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 75,22%.

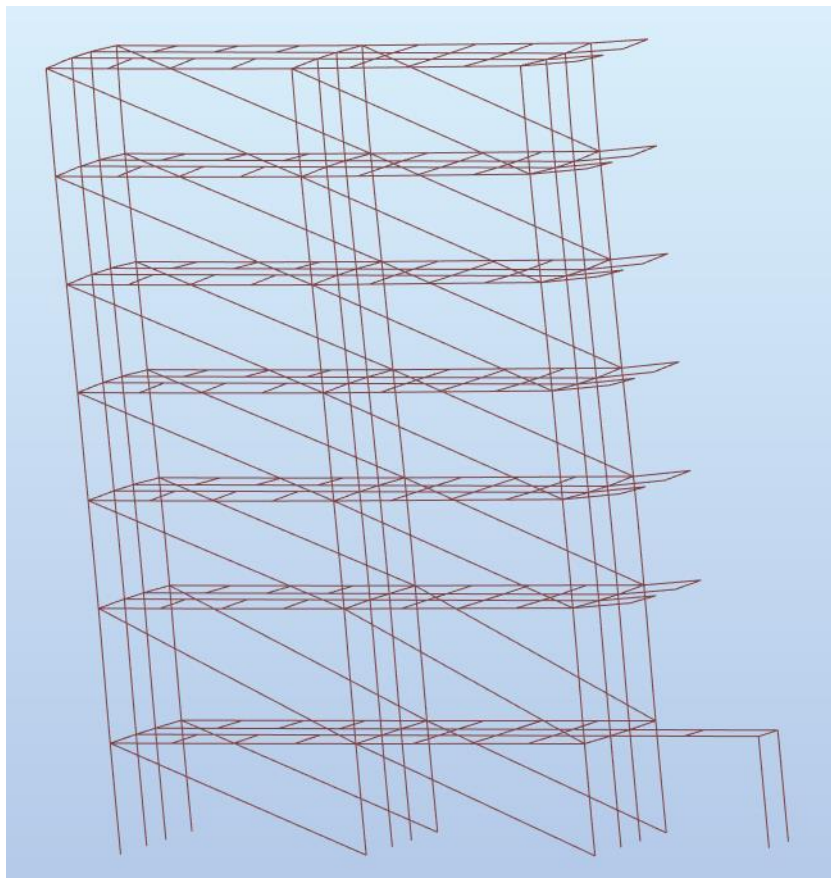
2η ιδιομορφή: $T_2 = 1,15\text{sec}$, η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 79,52% .

Άρα, οι θεμελιώδεις ιδιοπεριόδοι είναι: $T_x=1,94\text{sec}$ και $T_y=1,15\text{sec}$.

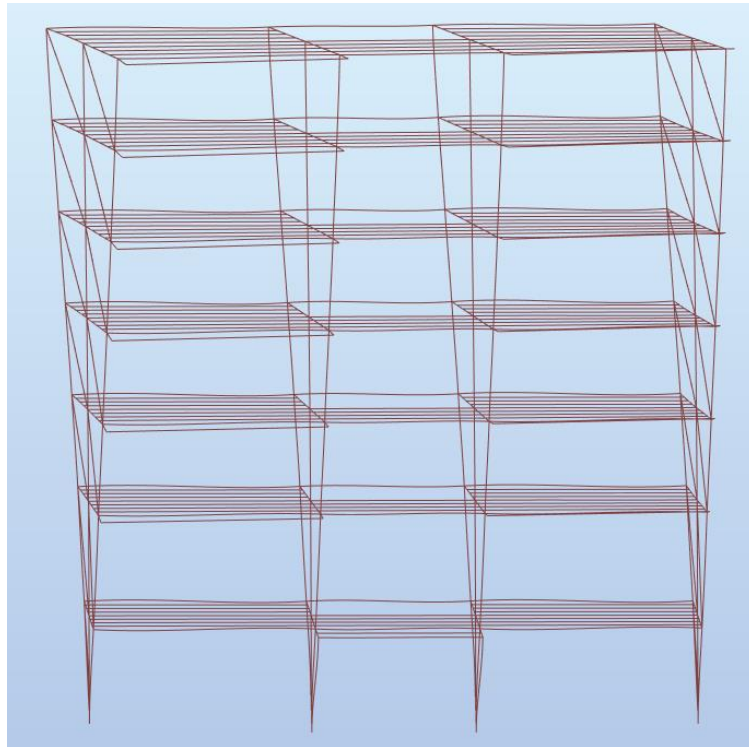
Ακολουθούν εικόνες του παραμορφωμένου φορέα στις τρεις πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης του.



Σχήμα 6-3 Παραμορφωμένη εικόνα φορέα στην 1^η ιδιομορφή



Σχήμα 6-4 Παραμορφωμένη εικόνα φορέα στην 2^η ιδιομορφή



Σχήμα 6-5 Παραμορφωμένη εικόνα φορέα στην 3^η ιδιομορφή

6.7 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών

Η "απαίτηση περιορισμού βλαβών" θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη "απαίτηση μη-κατάρρευσης", οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων πρέπει να περιορίζονται ανάλογα με το είδος του κτιρίου, σύμφωνα με τα παρακάτω:

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

$$\gamma = \frac{d_r * v}{h} \leq 0.50\% = \gamma_{max}$$

- ✚ για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

$$\gamma = \frac{d_r * v}{h} \leq 0.75\% = \gamma_{max}$$

- ✚ 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:

$$\gamma = \frac{d_r * v}{h} \leq 1.00\% = \gamma_{max}$$

Όπου:

d_r : τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

h : είναι το ύψος του ορόφου

ν : συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Οι συνιστώμενες τιμές του ν είναι 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και $\nu = 0.5$ για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II. Αυτές ορίζει και το Εθνικό Προσάρτημα.

Θεωρούμε ότι το μελετούμενο κτίριο κατατάσσεται στην περίπτωση κτιρίων με πλάστιμα μη-φερόντα στοιχεία, οπότε $\gamma_{max} = 0,75\%$

Παρακάτω δίνονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις των ορόφων ανά διεύθυνση.

Διεύθυνση X

Διεύθυνση X				
Όροφος	h (cm)	dr U _x (cm)	γ (%)	Έλεγχος
1	330	2,40	0,36%	OK
2	400	5,80	0,73%	OK
3	320	4,80	0,75%	OK
4	320	4,52	0,71%	OK
5	320	4,78	0,75%	OK
6	320	4,05	0,63%	OK
7	320	3,99	0,62%	OK

Πίνακας 6-4 Γωνιακές Παραμορφώσεις Ορόφων κατά X

Διεύθυνση Y

Διεύθυνση Y				
Όροφος	h (cm)	dr U _y (cm)	γ (%)	Έλεγχος
1	400	2,51	0,31%	OK
2	300	2,89	0,48%	OK
3	400	2,37	0,30%	OK
4	400	2,29	0,29%	OK
5	400	2,53	0,32%	OK
6	400	2,16	0,27%	OK
7	400	1,28	0,16%	OK

Πίνακας 6-5 Γωνιακές Παραμορφώσεις Ορόφων κατά Y

Παρατηρούμε ότι σε όλους τους ορόφους εμφανίζεται διατμητική παραμόρφωση μικρότερη της μέγιστης που ορίζει ο Κανονισμός. Οπότε οι διατομές των μελών θεωρούνται ικανοποιητικές και σ'αυτόν τον έλεγχο.

7 Μόρφωση Συνδέσεων Κτιρίου

Στο παρόν κεφάλαιο ακολουθεί η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος έξι τυπικών συνδέσεων του κτιρίου. Γύ αυτές τις συνδέσεις χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Robot Structural Analysis και το IDEA StatiCa 20.1, στα οποία μπορεί κανείς να μορφώσει κάποιες τυποποιημένες συνδέσεις, να τις διαστασιολογήσει και να τις ελέγξει. Συγκεκριμένα, μορφώθηκαν και ελέγχθηκαν οι παρακάτω συνδέσεις:

Σύνδεση Υποστυλώματος – Δοκών

Σύνδεση Υποστυλώματος - Χιαστί συνδέσμου Δυσκαμψίας

Αποκατάσταση Συνέχειας Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Σύνδεση Δευτερεύουσας Δοκού – Διαδοκίδας

Αποκατάσταση Συνέχειας Υποστυλώματος

Διαμόρφωση Βάσης Έδρασης Υποστυλώματος

7.1 Σύνδεση Υποστυλώματος - Δοκών

Πρόκειται για σύνδεση ενός κοίλου υποστυλώματος CHS 457*40 με τέσσερις κάθετες δοκούς διατομής διπλού ταυ. Η σύνδεση αυτή διαμορφώθηκε στο λογισμικό IDEA StatiCa 20.1, διότι δεν υποστηρίζεται από το Robot Structural Analysis. Επελέγη να διαμορφωθεί η σύνδεση αυτή με χρήση περιμετρικής συγκόλλησης στις δοκούς, σύμφωνα με τις παρακάτω λεπτομέρειες.

7.1.1 Ανάλυση Σύνδεσης ανά Διεύθυνση

Η σύνδεση αποτελείται από δυο μέρη:

Σύνδεση υποστυλώματος με τις κύριες δοκούς (X): Πρόκειται για σύνδεση ροπής, εφόσον οι δοκοί αυτές συμμετέχουν στο πλαίσιο παραλαβής των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων. Τα εντατικά μεγέθη που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα εξής:

$$M_{Ed}=1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd}=1.1 \cdot 1.25 \cdot 447,14 = 614,82 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}=1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{pl,Rd}=1.1 \cdot 1.25 \cdot 764,04 = 1050,55 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}=1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd}=1.1 \cdot 1.25 \cdot 1141,68 = 1427,1 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}=1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{pl,Rd}=1.1 \cdot 1.25 \cdot 1347,68 = 1853,07 \text{ kN}$$

Πάχος συγκόλλησης $a=13\text{mm}$

Σύνδεση υποστυλώματος με τις δευτερεύουσες δοκούς (Y): Πρόκειται για απλή σύνδεση διάτμησης, εφόσον οι δοκοί κατά Y είναι αμφιέριστες και στα άκρα τους υπάρχει μόνο η τέμνουσα λόγω κατακόρυφων φορτίων (ΟΚΑ). Τα εντατικά μεγέθη που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα εξής:

$$V_{Ed}=220,7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}=135,6 \text{ kN}$$

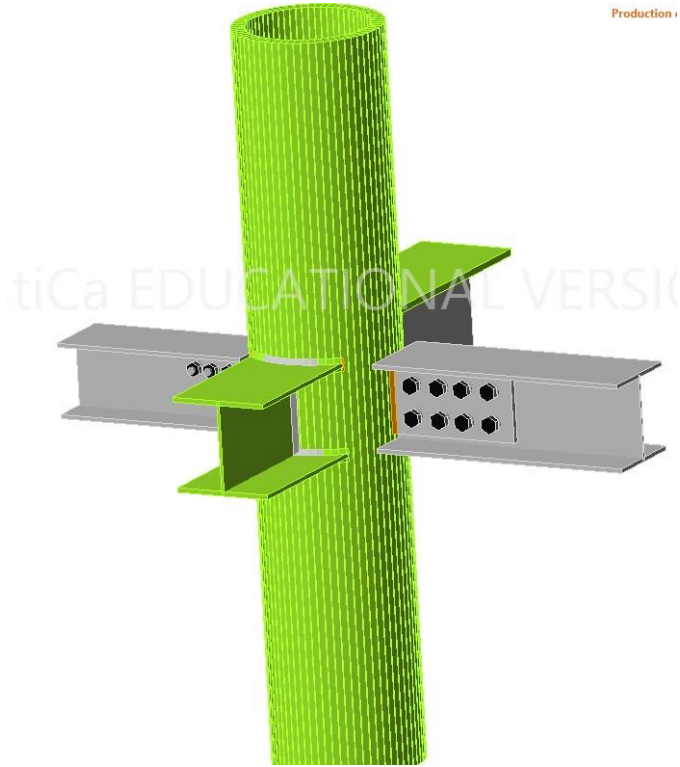
Πάχος συγκόλλησης $a=10\text{mm}$

8 δίτητοι κοχλίες M30 6,8

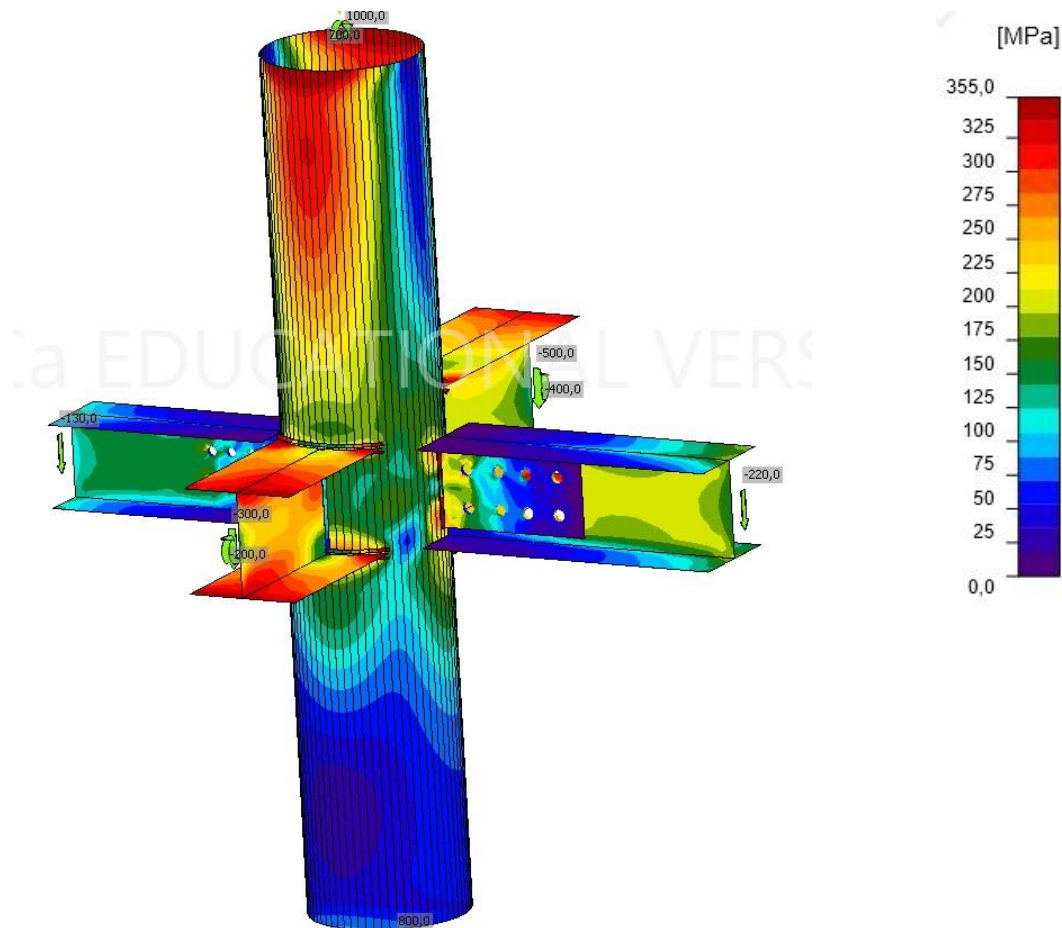
Λεπίδα 400,140,20

7.1.2 Σχέδιο Σύνδεσης Υποστυλώματος – Δοκών

Στη συνέχεια, ακολουθεί το σχέδιο της σύνδεσης του υποστυλώματος με τις δοκούς κατά X και Y, όπως αυτό σχεδιάστηκε στο IDEA StatiCa.



Σχήμα 7-1 Σύνδεση ΥΣ - Δοκών



Σχήμα 7-2 Ανάλυση Πεπερασμένων στοιχείων σύνδεσης

7.2 Σύνδεση Υποστυλώματος - Χιαστί συνδέσμου Δυσκαμψίας

Στην παράγραφο αυτή γίνεται η μελέτη ενός διαγώνιου μεταλλικού συνδέσμου δυσκαμψίας CHS114.3X8 με υποστυλώμα (μέλος 435) CHS1143.3x8. Επιλέγεται κοχλίωση κατηγορίας C, ανθεκτική σε ολίσθηση στην ΟΚΑ, με προεντεταμένους κοχλίες 8M22, ποιότητας 10.9 και συγκόλληση πάχους $a=4\text{mm}$ και μήκος 350mm. Επίσης, επιλέγουμε 1 κομβοελάσμα PL26 και 2 λεπίδες σύνδεσης 2#PL640.140.13. Η σύνδεση πρέπει να ελεγχθεί ικανοτικά με δύναμη:

$$N_{Ed} = 1,1 * \gamma_{ov} * R_{fy}$$

Όπου:

$$R_{fy} = N_{pl, \text{διαγωνίου}} = 947,85\text{KN}$$

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

Προκύπτει δρώσα ικανοτική $N_{Ed} = 1303.3\text{kN}$

7.2.1 Έλεγχος κοχλιών σε ολίσθηση

Ο αριθμός των κοχλιών υπολογίστηκε από τον έλεγχο αυτών σε ολίσθηση. Η αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση ενός προεντεταμένου κοχλία κατηγορίας 8.8 ή 10.9 λαμβάνεται ίση με:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s * \eta * \mu}{\gamma_{M3}} * F_{p,c}$$

Όπου:

Εμβαδόν οπειρώματος κοχλία Κοχλία $A_s = 3,03\text{cm}^2$

Αντοχή Χάλυβα Κοχλία $f_{ub} = 100\text{kN/cm}^2$

Δύναμη προέντασης κοχλία $F_{p,c} = 212,1\text{KN}$

Προέκυψε: $F_{s,Rd} = 1357,44\text{KN} > F_{Ed} = 1303,3\text{KN}$

7.2.2 Επιλογή Αποστάσεων

Σύμφωνα με τον κανονισμό, οι αποστάσεις πρέπει να βρίσκονται εντός των παρακάτω ορίων.

$$e_{1,min} = 28.8\text{mm} \leq e_1 \leq e_{1,max} = 144\text{mm}$$

$$e_{2,min} = 28.8\text{mm} \leq e_2 \leq e_{2,max} = 144\text{mm}$$

$$p_{1,min} = 52.8\text{mm} \leq p_1 \leq p_{1,max} = 200\text{mm}$$

$$p_{2,min} = 57.6\text{mm} \leq p_2 \leq p_{2,max} = 200\text{mm}$$

Επιλέγουμε:

$$e_1 = 45\text{mm}$$

$$p_1 = 60\text{mm}$$

$$e_2 = 45\text{mm}$$

$$p_2 = 60\text{mm}$$

Οι αποστάσεις αυτές βρίσκονται εντός των ορίων. Άρα, είναι αποδεκτές. Παρακάτω ελέγχονται και στην σύνθλιψη άντυνας.

7.2.3 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας γίνεται με βάση την παρακάτω σχέση:

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

Όπου:

Συντελεστής $k_1 = 1,80$

Συντελεστής $a_d = 0,583$

Συντελεστής $a_b = 0,583$

Προέκυψε: $F_{b,Rd} = 1959,2\text{KN} > F_{Ed} = 1303,3\text{KN}$

7.2.4 Έλεγχος Κοχλιών σε διάτμηση

Η αντοχή σχεδιασμού ενός μεμονωμένου κοχλία ή ήλου που υπόκειται σε διάτμηση δίνεται από την σχέση:

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

Χρησιμοποιούνται 8 δίτμητοι κοχλίες $m=8$, $n=2$ και προκύπτει:

Αντοχή Κοχλιών σε Διάτμηση $F_{v,Rd} = 2918,4\text{KN} > F_{Ed} = 1303,3\text{KN}$

7.2.5 Έλεγχος πλάστιμης Αστοχίας

Για να αστοχεί η σύνδεση πλάστιμα θα πρέπει η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας να προηγείται της αστοχίας σε διάτμηση και αυτό διότι η αστοχία σε διάτμηση είναι ψαθυρή ενώ σε άντυγα πλάστιμη. Έτσι, θεωρούμε ότι πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$F_{v,Rd} \geq 1,20 * F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 2918.4kN \geq 1,20 * F_{b,Rd} = 2351.04kN$$

Παρατηρούμε ότι ικανοποιείται ο έλεγχος.

7.2.6 Διαστασιολόγηση Λεπίδας Σύνδεσης

Η λεπίδα σύνδεσης του χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας και του υποσυλώματος εφελκύεται. Οπότε θα υπολογιστούν οι διαστάσεις της, πάχος t και πλάτος b , με βάση τον έλεγχο της διατομής σε εφελκυσμό.

Επελέγη πλάτος $b = 2 * e_2 + p_2 = 140mm$

Πάχος $t = 26mm$

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1,0$$

Ειδικά, σε συνδέσεις κατηγορίας C, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών πρέπει να λαμβάνεται ως $N_{net,Rd}$ όπου:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} * f_u}{\gamma_{M0}}$$

Απομειωμένη διατομή $A_{net} = 22,68cm^2$

Αντοχή διατομής σε εφελκυσμό $N_{net,Rd} = 1326kN > N_{Ed} = 1303.3kN$

7.2.7 Διαστασιολόγηση Συγκόλλησης

Στην εργασία επελέγησαν εξωραφές. Θα πρέπει σύμφωνα με τον κανονισμό να ισχύουν οι παρακάτω κατασκευαστικές διατάξεις:

Ελάχιστο πάχος εξωραφών: 3mm

Μέγιστο πάχος εξωραφών: $0,7 * t$, όπου t το ελάχιστο πάχος των συνδεόμενων στοιχείων.

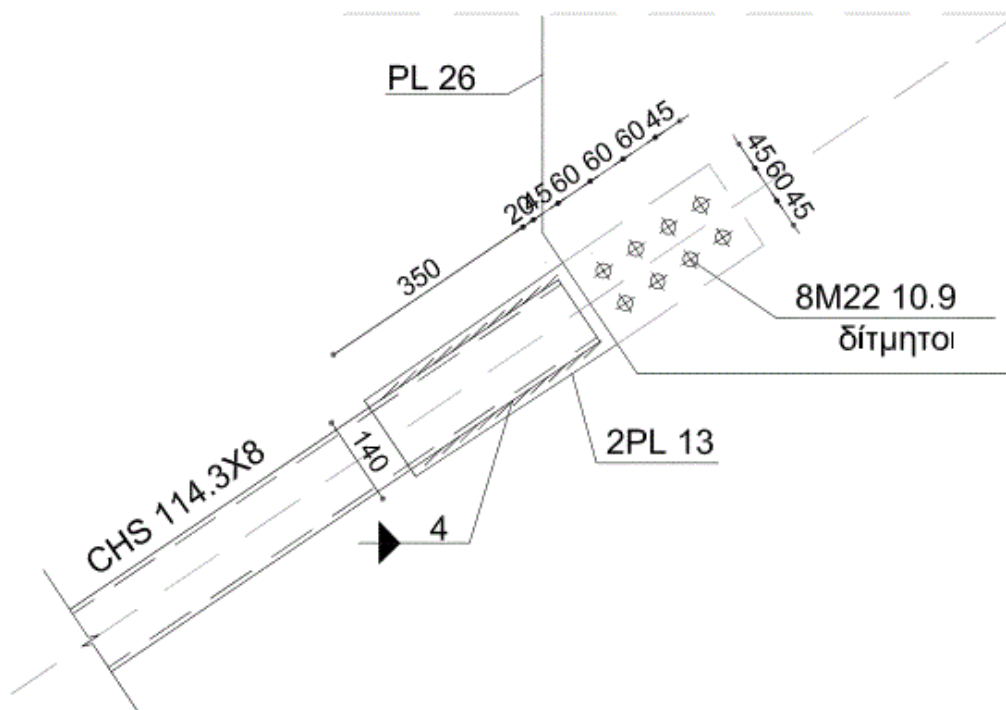
Ως προς την αντοχή της πρέπει:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

Επιλέγονται τέσσερις (4) ραφές με πάχος $a = 4mm$ και μήκος συγκόλλησης $l = 350mm$. Προκύπτει, λοιπόν: $F_{w,Rd} = 1319.36kN > F_{Ed} = 1303.3kN$

7.2.8 Σχέδιο Σύνδεσης ΥΣ - Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Στη συνέχεια, ακολουθεί το σχέδιο της σύνδεσης του υποστυλώματος με τον χιαστί σύνδεσμο, όπως αυτό σχεδιάστηκε στο AutoCad.

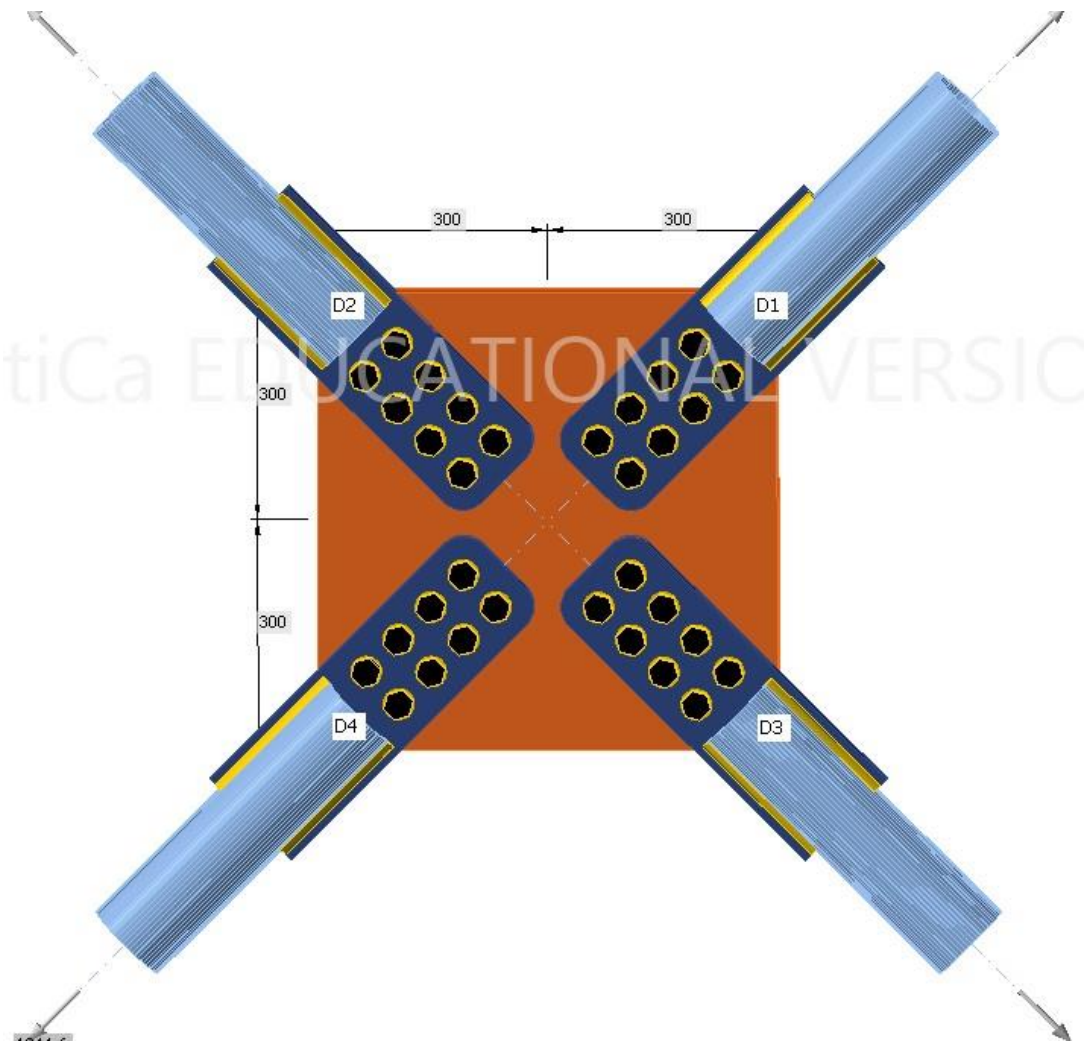


Σχήμα 7-3 Σύνδεση ΥΣ – Χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας

7.3 Αποκατάσταση Συνέχειας Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Στην παράγραφο αυτή δίνεται η λεπτομέρεια σύνδεσης των δυο ράβδων δικτυώματος του κατακόρυφου χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας. Όπως αναφέρθηκε και στον ικανοτικό έλεγχο των χιαστί, στα μέσο των δυο ράβδων δημιουργείται κόμβος, ώστε το μήκος λυγισμού να μειώνεται στο μισό.

Υπολογιστικά απαιτούνται τόσοι κοχλίες, διατεταγμένοι σε τέτοιες θέσεις, με τέτοια ελάσματα και συγκολλήσεις, όπως ακριβώς και στον κόμβο υποστυλώματος – χιαστί συνδέσμου. Γι' αυτό και δεν υπολογίζεται πάλι η σύνδεση. Ακολουθεί σχέδιο της σύνδεσης αυτής, όπως διαμορφώθηκε στο IDEA StatiCa.



Σχήμα 7-4 Αποκατάσταση Συνέχειας Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας

7.4 Σύνδεση Δευτερεύουσας Δοκού – Διαδοκίδας

Εφόσον η διαδοκίδα είναι αμφιέρειστη και στα άκρα της υπάρχει μόνο τέμνουσα λόγω κατακόρυφων φορτίων (ΟΚΑ), η σύνδεση της διαδοκίδας με την δευτερεύουσα δοκό είναι απλή σύνδεση διάτμησης, Ο έλεγχος γίνεται στο χέρι και ο σχεδιασμός στο Robot Structural Analysis για καλύτερο οπτικό αποτέλεσμα. Η δευτερεύουσα δοκός είναι ΗΕΑ240 και η διαδοκίδα ΗΕΑ180. Έχει υπολογιστεί τέμνουσα στα άκρα της διαδοκίδας στην φάση λειτουργίας $V_{Ed}=78.96$ KN. Για να συνδεθούν αυτές οι δύο χρησιμοποιείται γωνιακό στοιχείο L120X80X12, το οποίο κοχλιώνεται στην διαδοκίδα και συγκολλάται στην δευτερεύουσα δοκό. Συγκεκριμένα:

Επιλέγεται απλή κοχλίωση τύπου A

Η σύνδεση διαμορφώνεται με απλούς δίτητους κοχλίες 4M16, 6.8

Χρήση περιμετρικής συγκόλλησης πάχους $a=4$ mm

7.4.1 Έλεγχος Κοχλίωσης Γωνιακού Ελάσματος

Η κοχλίωση ελέγχεται με μοναδικό εντατικό μέγεθος την τέμνουσα της αμφιέρειστης δοκού $V_{Ed,z}=78,96$ kN, διότι θεωρούμε ότι η στήριξη βρίσκεται στο κέντρο βάρους της κοχλίωσης.

Έλεγχος Κοχλιών σε Διάτμηση

Η αντοχή σχεδιασμού ενός μεμονωμένου κοχλία ή ήλου που υπόκειται σε διάτμηση δίνεται από την σχέση:

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

Χρησιμοποιούνται 4 δίτητοι κοχλίες $m=4$, $n=2$ και προκύπτει:

Αντοχή Κοχλιών σε Διάτμηση $F_{v,Rd} = 463,1$ KN $>$ $F_{Ed} = 78,96$ KN

Επιλογή Αποστάσεων

Σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό πρέπει:

$$e_{1,min} = 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq e_{1,max} = 64 \text{ mm}$$

$$e_{2,min} = 21,6 \text{ mm} \leq e_2 \leq e_{2,max} = 64 \text{ mm}$$

$$p_{1,min} = 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq p_{1,max} = 84 \text{ mm}$$

$$p_{2,min} = 39,6 \text{ mm} \leq p_2 \leq p_{2,max} = 84 \text{ mm}$$

Επιλέγουμε

$$e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$p_2 = 50 \text{ mm}$$

Οι αποστάσεις αυτές βρίσκονται εντός των ορίων.

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας δίνεται από την σχέση:

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

Όπου:

Συντελεστής $k_1 = 2,50$

Συντελεστής $\alpha_d = 0,648$

Συντελεστής $\alpha_b = 0,648$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd} = 253,81 \text{ KN} > F_{Ed} = 78,96 \text{ KN}$

7.4.2 Έλεγχος Συγκόλλησης Γωνιακού Ελάσματος

Η συγκόλληση δέχεται τα παρακάτω εντατικά μεγέθη, τα οποία προκύπτουν από τη μεταφορά της τέμνουσας από το κέντρο βάρους της κοχλίωσης, στο κέντρο βάρους της συγκόλλησης.

$V_{Ed,z} = 78,96 \text{ kN}$

$M_{t,Ed} = 450,86 \text{ kNcm}$

$M_{Ed,y} = 473,76 \text{ kNcm}$

Έχουμε ταυτόχρονα δράση τέμνουσας δύναμης, ροπής κάμψης και στρέψης. Γι' αυτό ο έλεγχος θα γίνει κατά Von Mises. Πρέπει:

$$\sigma_{tot} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 * (\tau_{yz}^2 + \tau_{zy}^2)} \leq f_{vw,d}$$

$f_{vw,d}$ Αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση της συγκόλλησης. Είναι ίση με:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w * \gamma_{M2}} = 45,33 \text{ KN/cm}^2 > 41,030 \text{ KN/cm}^2$$

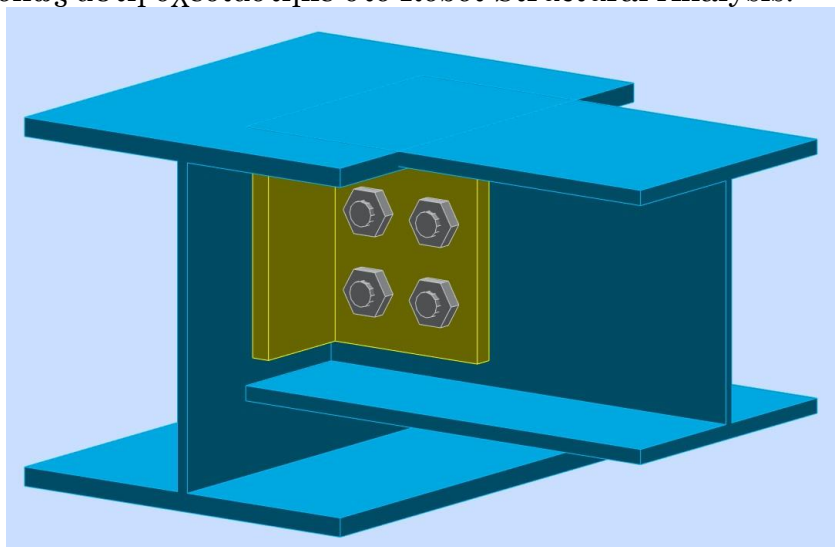
$\sigma_x = 29,61 \text{ KN/cm}^2$

$\tau_{xz} = 7,77 \text{ KN/cm}^2$

$\tau_{xy} = 14,44 \text{ KN/cm}^2$

7.4.3 Σχέδιο Σύνδεσης Δευτερεύουσας Δοκού - Διαδοκίδας

Στη συνέχεια, ακολουθεί το σχέδιο της σύνδεσης της δευτερεύουσας δοκού με την διαδοκίδα, όπως αυτή σχεδιάστηκε στο Robot Structural Analysis.



Σχήμα 7-5 Σχέδιο Σύνδεσης Δευτερεύουσας Δοκού - Διαδοκίδας

7.5 Αποκατάσταση Συνέχειας Υποστυλώματος

Στην παράγραφο αυτή δίνεται μια τυπική αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος κοίλης διατομής CHS 457*40 με CHS 457*16. Επιλέξαμε να γίνει στο τέλος του 2^{ου} ορόφου και αρχή 3^{ου} ορόφου, εκεί όπου αλλάζουν οι διατομές. Η σύνδεση αυτή σχεδιάστηκε και επιλύθηκε στο IDEA StatiCa. Τα εντατικά μεγέθη, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν είναι τα εξής:

$N_{Ed}=18602\text{kN}$ για CHS 457*40

$Q_{Ed}=620,398\text{kN}$ για CHS 457*40

$M_{Ed}=1548,03\text{kNm}$ για CHS 457*40

$N_{Ed}=7881\text{kN}$ για CHS 457*16

$Q_{Ed}=429,84\text{kN}$ για CHS 457*16

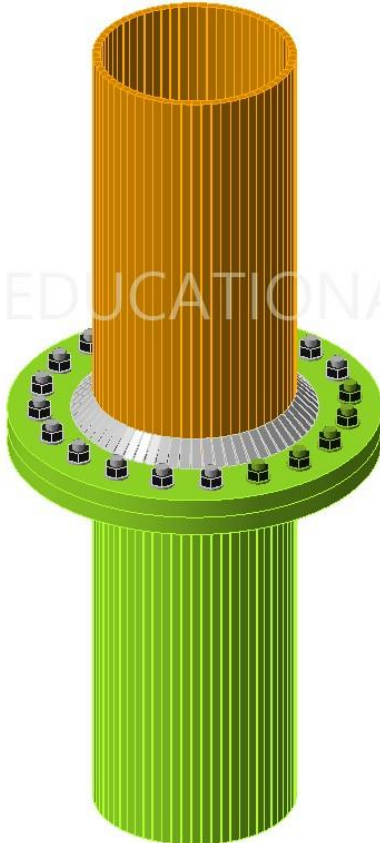
$M_{Ed}=720,09\text{kNm}$ για CHS 457*16

Χρησιμοποιήθηκαν 20 προεντεταμένοι κοχλίες M30, ποιότητα 10.9. Μεταλλική πλάκα πάχους 2#840.22.

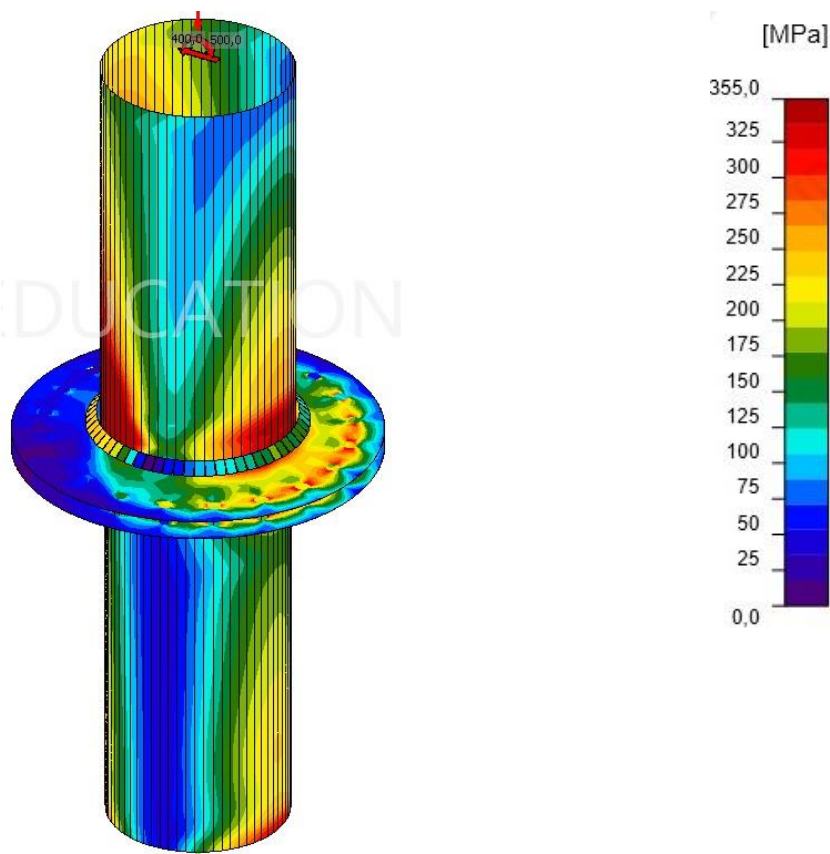
Συγκόλληση κοίλης διατομής υποστυλώματος με την πλάκα $a=35\text{mm}$ & $a=40\text{mm}$.

7.5.1 Σχέδιο Αποκατάστασης Συνέχειας Υποστυλώματος

Στη συνέχεια, ακολουθεί το σχέδιο της σύνδεσης του υποστυλώματος με τον χιαστί σύνδεσμο, όπως αυτό εξάγεται από το λογισμικό ανάλυσης αυτής της σύνδεσης.



Σχήμα 7-6 Σχέδιο Αποκατάστασης Συνέχειας Υποστυλώματος



Σχήμα 7-7 Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία

7.6 Διαμόρφωση Βάσης Υποστυλώματος

Έχει επιλεγεί και υπολογιστεί η βάση του υποστυλώματος, ώστε να δουλεύει ως πάκτωση στην διεύθυνση X και άρθρωση στην Y. Πρέπει, λοιπόν, να παραλαμβάνει:

$$N_{Ed} = 2071,07 \text{ kN}$$

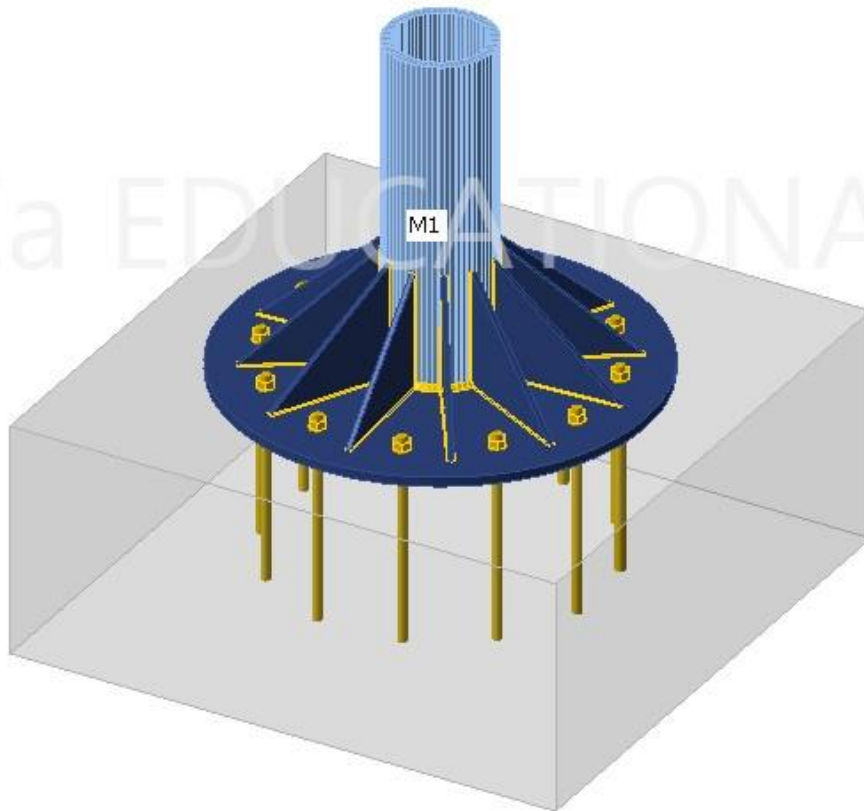
$$Q_{Ed} = 1,1 * 1,25 * V_{pl} = 9393,9 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,1 * 1,25 * M_{pl} = 3405,6 \text{ kNm}$$

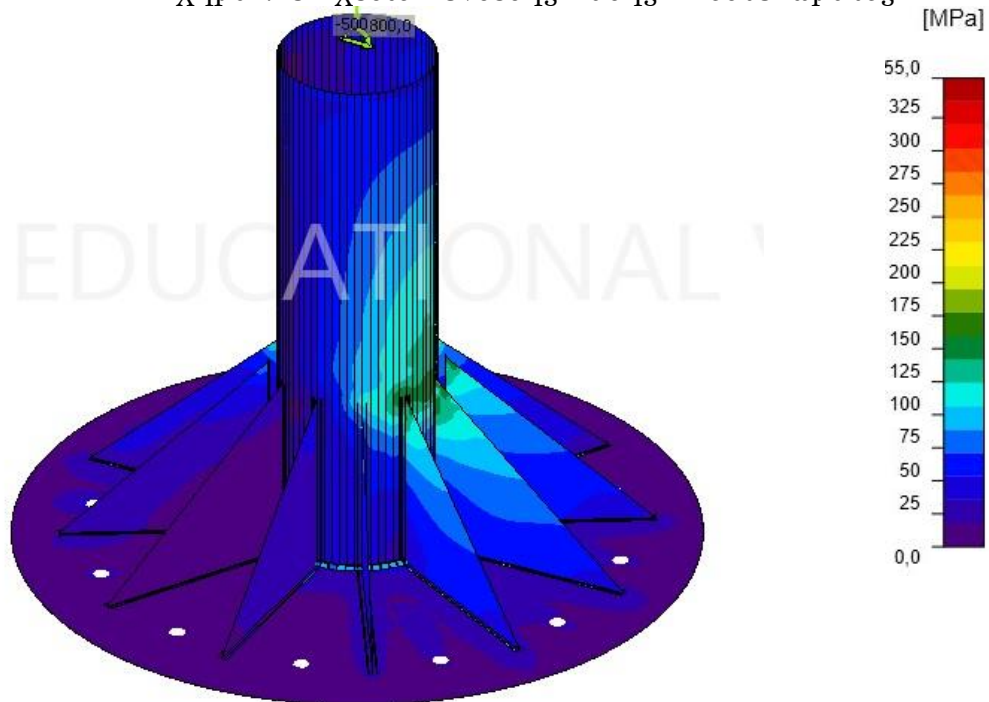
Η βάση αυτή διαμορφώνεται από κυκλική μεταλλική πλάκα έδρασης #1800.40 , μια στρώση σκυροδέματος καθαριότητας πάχους 30mm, τα αγκύρια 12M42, ποιότητας 10.9 και φυσικά την βάση του υποστυλώματος, το θεμέλιο με διαστάσεις 2400x2400x100. Ο έλεγχος της σύνδεσης αυτής έγινε στο λογισμικό IDEA StatiCa, διότι έδινε καλύτερη μορφή στην σύνδεση και καλύτερα αποτελέσματα.

7.6.1 Σχέδιο Σύνδεσης Βάσης Υποστυλώματος

Τέλος, ακολουθεί το σχέδιο της βάσης του υποστυλώματος, όπως αυτό εξάγεται από το λογισμικό ανάλυσης IDEA StatiCa.



Σχήμα 7-8 Σχέδιο Σύνδεσης Βάσης Υποστυλώματος



Σχήμα 7-9 Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία

8 Έλεγχος Βασικών Μελών σε Πυρκαγιά

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται ο έλεγχος κάποιων βασικών μελών της κατασκευής, μιας δοκού και ενός υποστυλώματος ισογείου, σε πυρκαγιά σύμφωνα με τον EN1993-1-2 με βάση την αντοχή των μελών. Δίνεται αναλυτικά ο έλεγχος τους ως

μη μονωμένα μέλη και στην συνέχεια, προτείνονται μέτρα προστασίας αυτών και υπολογίζεται η αντοχή τους ως προστατευμένα.

8.1 Απαιτούμενος Δείκτης Πυραντίστασης

Ως δείκτης πυραντίστασης ορίζεται το χρονικό διάστημα από την έναρξη της φωτιάς μέχρι την αστοχία της κατασκευής. Ο κατ' ελάχιστο απαιτούμενος δείκτης πυραντίστασης ορίζεται γενικώς στους κτιριοδομικούς κανονισμούς ανάλογα με το είδος, το μέγεθος, την χρήση του κτιρίου. Στην Ελλάδα εφαρμόζονται οι προβλέψεις του Π.Δ. 71/1988.

Στο εξεταζόμενο κτίριο, το οποίο είναι ξενοδοχείο, ο Κανονισμός ορίζει ως απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης τα **60min**.

Παρακάτω ελέγχονται τα δομικά στοιχεία ως μη μονωμένα εάν αντέχουν μέχρι και τα 60min. Ωστόσο, όταν γίνεται ενίσχυση αυτών έναντι πυρκαγιάς, επιλέγεται το μεν υποστυλώμα να έχει ελάχιστο διατιθέμενο δείκτη πυραντίστασης 90min και η δοκός 60min. Αυτό διότι θέλουμε να υπάρχει μια μεγαλύτερη ασφάλεια των δομικών στοιχείων έναντι πυρκαγιάς. Μάλιστα η προστασία των υποστυλωμάτων είναι μεγαλύτερη για να μην αστοχήσουν εκείνα πρόωρα και υπάρξει σημαντική και μη προβλεπόμενη ανακατανομή της έντασης. (π.χ. μηχανισμός ορόφου).

Συνοπτικά έχουμε λοιπόν:

- ✚ Έλεγχος μη μονωμένων μελών $t_{\text{απαιτούμενο}}=60\text{min}$
- ✚ Έλεγχος μονωμένης δοκού $t_{\text{απαιτούμενο}}=60\text{min}$
- ✚ Έλεγχος μονωμένου υποστυλώματος $t_{\text{απαιτούμενο}}=90\text{min}$

8.2 Έλεγχος Μη Μονωμένων Μελών σε Πυρκαγιά

8.2.1 Έλεγχος μη μονωμένης Δοκού σε πυρκαγιά

Η δοκός που επιλέξαμε να ελέγξουμε είναι δευτερεύουσα, διατομή τύπου HEA180, μήκους $l=7,70\text{m}$ με τα στατικά φορτία υπό τον συνδυασμό σε πυρκαγιά:

$$g + \psi_1 * q$$

Όπου:

$$\psi_1 = 0,5$$

Αρχικά η δοκός ελέγχεται στην ΟΚΑ, κατά την φάση λειτουργίας ως σύμμικτη, μη μονωμένη στις τρεις πλευρές της. Γίνονται έλεγχοι διατομής, ενώ ταυτόχρονα δεν υπάρχει πρόβλημα πλευρικής αστάθειας, αφού προστατεύεται από την πλάκα σκυροδέματος. Αναλυτικά, έχουμε:

Φορτίο Σχεδιασμού $q_{Ed}= 13,488 \text{ kN/m}$

Τέμνουσα δύναμη $V_{Ed}= 51.93 \text{ kN}$

Ροπή κάμψης $M_{y,Ed}= 99,96 \text{ kN/m}$

8.2.1.1 Υπολογισμός Κρίσιμης Θερμοκρασίας λόγω κάμψης

Η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη $M_{fi,\theta,Rd}$ διατομών κατηγορίας 1 ή 2 με ομοιόμορφη θερμοκρασία θα προσδιορίζεται από την σχέση:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} * M_{Rd} * \left[\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} \right] / (\kappa_1 * \kappa_2)$$

Για να υπολογιστεί ο μειωτικός συντελεστής ορίου διαρροής σε θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$ η οποία πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t , εξισώνουμε την δρώσα ροπή κάμψης με την ροπή αντοχής. Έτσι, προκύπτουν τα εξής:

Συντελεστής Προσαρμογής $\kappa_1 = 0.70$

Συντελεστής Προσαρμογής $\kappa_2 = 1.0$

Συντελεστής Υλικού $\gamma_{M1} = 1.0$

Συντελεστής Υλικού $\gamma_{M,fi} = 1.0$

Πλαστική Ροπή αντοχής $M_{pl,Rd} = 104.37 \text{ kN/m}$

Ροπή αντοχής (συνθήκες φωτιάς) $M_{fi,t,Rd} = 149.1 \text{ kN/m}$

Μειωτικός Συντ. $k_{y\theta} = 0.67$

Κρίσιμη τιμή τάσης διαρροής $f_{y\theta} = 23.785 \text{ MPa}$

Κρίσιμη θερμοκρασία $\theta_{a,cr} = 535.48 \text{ }^\circ\text{C}$

Για τον συγκεκριμένο μειωτικό συντελεστή $k_{y\theta} = 0.67$ προκύπτει η κρίσιμη θερμοκρασία $\theta_{a,cr} = 535.48 \text{ }^\circ\text{C}$

8.2.1.2 Υπολογισμός Κρίσιμης Θερμοκρασίας λόγω διάτμησης

Η αντοχή διατομών κατηγορίας 1 ή 2 έναντι τέμνουσας δίνεται από την σχέση:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} * V_{Rd} * \left[\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} \right]$$

Για να υπολογιστεί ο μειωτικός συντελεστής ορίου διαρροής σε θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$ η οποία πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t , εξισώνουμε την δρώσα τέμνουσα με την τέμνουσα αντοχής. Έτσι, προκύπτουν τα εξής:

Συντελεστής Υλικού $\gamma_{M1} = 1.0$

Συντελεστής Υλικού $\gamma_{M,fi} = 1.0$

Πλαστική αντοχή σε τέμνουσα $V_{pl,Rd} = 195.53 \text{ kN}$

Αντοχή σε τέμνουσα (συνθήκες φωτιάς) $V_{fi,t,Rd} = 195.53 \text{ kN}$

Μειωτικός Συντ. $k_{y\theta} = 0.266$

Κρίσιμη τιμή τάσης διαρροής $f_{y\theta} = 9.428 \text{ MPa}$

Κρίσιμη θερμοκρασία $\theta_{a,c} = 535.48 \text{ }^\circ\text{C}$

Για τον συγκεκριμένο μειωτικό συντελεστή $k_{y\theta} = 0.266$ προκύπτει η κρίσιμη θερμοκρασία $\theta_{a,cr} = 535.48 \text{ }^\circ\text{C}$

8.2.1.3 Υπολογισμός Διατιθέμενου Δείκτη Πυραντίστασης

Δυσμενέστερο των δυο αυτών φαινομένων είναι αυτό που δίνει την ελάχιστη κρίσιμη θερμοκρασία. Αυτή είναι η κάμψη. Οπότε, έχουμε:

Κρίσιμη τιμή τάσης διαρροής $f_{y\theta} = 9.428 \text{ MPa}$

Κρίσιμη θερμοκρασία $\theta_{a,cr} = 535.48 \text{ }^\circ\text{C}$

Για τον υπολογισμό του διατιθέμενου δείκτη πυραντίστασης υπολογίζουμε τα παρακάτω:

✚ Συντελεστής Διατομής

Για ανοικτή διατομή εκτεθειμένη σε πυρκαγιά και από τις τρεις πλευρές ισχύει:

Περίμετρος Διατομής $A_m = 60.692 \text{ mm}$
Εμβαδόν διατομής $V = 23.9 \text{ mm}^2$
Συντελεστής διατομής $A_m/V = 254 \text{ m}^{-1}$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{περίμετρος}}{\text{εμβαδόν διατομής}}$$

✚ Διατιθέμενος δείκτης Πυραντίστασης

Για το συγκεκριμένο συντελεστή σχήματος της διατομής της δοκού και στην κρίσιμη θερμοκρασία που βρέθηκε παραπάνω στην κάμψη (δυσμενέστερη) υπολογίζουμε με διπλή γραμμική παρεμβολή τον απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης της δοκού.

Διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης $t_{\text{διαθ.}} = 11.51 \text{ min}$

8.2.1.4 Έλεγχος Επάρκειας Δοκού

Από τα παραπάνω προκύπτει διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης ίσος με $11.51 \text{ min} \ll 60 \text{ min}$ του κανονισμού. Δηλαδή:

$$t_{\text{διαθ.}} = 11.51 \text{ min} < t_{\text{απαιτ.}} = 60 \text{ min}$$

Οπότε κρίνεται αναγκαία η ενίσχυση της δοκού.

8.2.2 Έλεγχος Μη μονωμένου Υποστυλώματος σε πυρκαγιά

Στην παράγραφο αυτή δίνεται ο έλεγχος ενός υποστυλώματος CHS457*40, το οποίο βρίσκεται στο ισόγειο του επταώροφου κτιρίου. Η διατομή αυτή έχει ελεγχθεί σε κανονικές συνθήκες υπό στατικά και δυναμικά φορτία και εδώ ελέγχεται μόνο το κατά πόσο καλύπτει τους απαιτούμενους ελέγχους σε συνθήκες πυρκαγιάς. Υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη αυτού υπό τον συνδυασμό:

$$g + \psi_1 * q$$

Όπου:

$$\psi_1 = 0,5$$

Από την στατική ανάλυση του φορέα για τον παραπάνω συνδυασμό φορτίων προκύπτουν τα παρακάτω εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος.

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{Ed} = 2024.649 \text{ kN}$

Δρώσα τέμνουσα δύναμη $V_{Ed} = 8.293 \text{ kN}$

Δρώσα ροπή κάμψης $M_{y,Ed} = 9.11 \text{ kNm}$

Δρώσα ροπή κάμψης $M_{z,Ed} = 3.06 \text{ kNm}$

8.2.2.1 Χαρακτηριστικά μη μονωμένου Μέλους

Αρχικά, υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά του μη μονωμένου μέλους και οι μειωτικοί συντελεστές του ορίου διαρροής στην κρίσιμη θερμοκρασία, η οποία πραγματοποιείται την χρονική στιγμή t .

✚ Συντελεστής Διατομής

Για ανοικτή διατομή εκτεθειμένη σε πυρκαγιά και από τις τέσσερις πλευρές ισχύει:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{περίμετρος}}{\text{εμβαδόν διατομής}}$$

Περίμετρος Διατομής $A_m = 143.571 \text{ mm}$

Εμβαδόν διατομής $V = 524 \text{ mm}^2$

Συντελεστής διατομής $A_m/V = 27.4 \text{ m}^{-1}$

✚ Θερμοκρασία Μέλους $\theta_{a,cr}$ την χρονική στιγμή $t_{\text{απαιτ.}}$

Για τον παραπάνω συντελεστή σχήματος της διατομής του υποστυλώματος υπολογίζουμε με διπλή γραμμική παρεμβολή την κρίσιμη θερμοκρασία την χρονική στιγμή που αντιστοιχεί στον απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης $t=90\text{min}$. Για τον υπολογισμό χρησιμοποιείται ο πίνακας του ECCS με την μεταβολή θερμοκρασίας μη μονωμένου μέλους για διάφορες τιμές του συντελεστή διατομής. Έτσι, προκύπτει:

$A_m/V = 27.4 \text{ m}^{-1}$

$\theta_{a,cr} = 785 \text{ }^\circ\text{C}$

✚ Μειωτικοί συντελεστές τάσης διαρροής στην θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$

Έπειτα, υπολογίζουμε τους μειωτικούς συντελεστές της τάσης διαρροής του μέλους συναρτήσει της κρίσιμης θερμοκρασίας του $\theta_{a,cr}$. Δηλαδή:

$k_{y,\theta} = 0.13$

$k_{p,\theta} = 0.10$

$k_{E,\theta} = 0.055$

8.2.2.2 Έλεγχος σε τέμνουσα

Η αντοχή διατομών κατηγορίας 1 ή 2 έναντι τέμνουσας δίνεται από την σχέση:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} * V_{Rd} * \left[\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} \right]$$

Μειωτικός Συντ. $K_{y,\theta,web} = 0.13$

Εμβαδόν κορμού $A_{wz} = 524 \text{ mm}^2$

Τέμνουσα δύναμη κορμού $V_{Ed} = 8.293 \text{ kN}$

Αντοχή σε κατάσταση πυρκαγιάς $V_{fi,t,Rd} = 2418.16 \text{ kN}$

Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση $V_{Rd}/V_{Ed} = 291$

8.2.2.3 Έλεγχος επάρκειας Υποστυλώματος σε αξονική και κάμψη

✚ Αντοχή σε κάμψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη $M_{fi,\theta,Rd}$ διατομών κατηγορίας 1 ή 2 με ομοιόμορφη θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$ προσδιορίζεται από την σχέση:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} * M_{Rd} * \left[\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} \right] / (\kappa_1 * \kappa_2)$$

✚ Αντοχή θλιβόμενων μελών κατηγορίας 1, 2 ή 3

Η αντοχή σχεδιασμού έναντι λυγισμού $N_{b,fi,t,Rd}$ τη χρονική στιγμή t ενός θλιβόμενου μέλους με διατομή κατηγορίας 1, 2 ή 3 και ομοιόμορφη θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$ προσδιορίζεται από την σχέση:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi} * A * k_{y,\theta} * f_y}{\gamma_{M,fi}}$$

- ✓ χ_{fi} είναι ο μειωτικός συντελεστής για καμπτικό λυγισμό στην κατάσταση σχεδιασμού πυρκαγιάς. Λαμβάνεται ως η μικρότερη από τις τιμές $\chi_{y,fi}$ και $\chi_{z,fi}$
- ✓ $k_{y,\theta}$: Μειωτικός συντελεστής για την τάση διαρροής του χάλυβα σε θερμοκρασία θ_a , που πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t
- ✓ $k_{E,\theta}$: Μειωτικός συντελεστής για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής του διαγράμματος τάσεων – παραμορφώσεων που αντιστοιχεί σε θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$, πραγματοποιούμενη σε χρόνο t
- ✓ Το μήκος λυγισμού l_{fi} στην περίπτωση ενός αμετάθετου πλαισίου στο οποίο κάθε όροφος περιλαμβάνει ένα χωριστό πυροδιαμέρισμα με επαρκή αντοχή σε πυρκαγιά, το μήκος λυγισμού l_{fi} ενός συνεχούς υποστυλώματος σε ένα ενδιαμέσο όροφο μπορεί να λαμβάνεται ως $l_{fi} = 0,5L$ και στον ανώτερο όροφο ως $l_{fi} = 0,7L$, όπου L το ύψος του αντίστοιχου ορόφου.

✚ Αντοχή μελών κατηγορίας 1,2 ή 3 από κάμψη και θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού $R_{fi,t,d}$ έναντι λυγισμού τη χρονική στιγμή t για ένα μέλος που υπόκειται σε συνδυασμένη κάμψη και αξονική θλίψη θα ελέγχεται με την ικανοποίηση των παρακάτω σχέσεων προκειμένου για μέλος με διατομή κατηγορίας 1 ή 2.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y * M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y * M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} * M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} * W_{pl,y} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z * M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

Ανηγγόμενη λυγηρότητα συνήθης κατάσταση $\lambda_{LT} = 1.537$
 Ανηγγόμενη λυγηρότητα κατάσταση πυρκαγιάς $\lambda_{LT,\theta,com} = 0.74$
 Συντελεστής $\alpha = 0.53$
 Συντελεστής $\Phi_{LT,\theta,com} = 0.97$
 Μειωτ.Συντ. για πλευρικό λυγισμό $X_{LT,fi} = 0.627$
 Ανηγγόμενη λυγηρότητα συνήθης κατάσταση $\lambda_y = 0.476$
 Ανηγγόμενη λυγηρότητα συνήθης κατάσταση $\lambda_z = 0.292$
 Ανηγγόμενη λυγηρότητα κατάσταση πυρκαγιάς $\lambda_{y,\theta} = 0.732$
 Ανηγγόμενη λυγηρότητα κατάσταση πυρκαγιάς $\lambda_{z,\theta} = 0.448$
 Συντελεστής $\Phi_{y,\theta} = 0.962$
 Συντελεστής $\Phi_{z,\theta} = 0.719$
 Μειωτικός .Συντ. Για καμπτικό λυγισμό $X_{y,fi} = 0.713$
 Μειωτικός .Συντ. Για καμπτικό λυγισμό $X_{z,fi} = 1.019$
 Μειωτικός .Συντ. Για καμπτικό λυγισμό $X_{min,fi} = 0.713$
 Συντελεστής $k_y = 0.348$
 Συντελεστής $k_z = 1.103$
 Ροπή κορυφής $M_1 = -9.11$
 Ροπή πόδα $M_2 = 18.25$
 Λόγος ροπών $\Psi = -0.5$
 Συντελεστής ισοδ. Ομοιομ. Ροπής $\beta_{M,\Psi} = 2.15$
 Συντελεστής $\mu_{LT} = 0.005$
 Συντελεστής $k_{LT} = 0.996$
 Έλεγχος σχέσης 4.21a
 Έλεγχος σχέσης 4.21b
 Έλεγχος επάρκειας πυραντίστασης ΥΣ

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y \cdot M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 1.17 > 1.0 \quad \Delta \text{ΕΝ ΑΝΤΕΧΕΙ}$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 0.82 < 1.0$$

Είναι εμφανές ότι το υποσύλωμα δεν αντέχει. Οπότε κρίνεται απαραίτητη η μόνωση του.

8.3 Μόνωση και Έλεγχος Μελών σε Πυρκαγιά

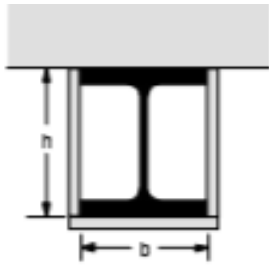
Από την παραπάνω ανάλυση βρέθηκε ότι τα μελετούμενα στοιχεία πρέπει να μονωθούν έναντι πυρκαγιάς. Παρακάτω δίνονται πιθανές λύσεις μόνωσης τους.

8.3.1 Μόνωση Δοκού με Πλάκες Ορυκτοβάμβακα

Επιλέγεται ως πρώτος τρόπος μόνωσης της δοκού με πλάκες ορυκτοβάμβακα πάχους 50mm και συντελεστή θερμικής αγωγιμότητας $\lambda = 0,25 \text{ W/m}^\circ\text{C}$.

8.3.1.1 Συντελεστής διατομής μονωμένης δοκού με πλάκες ορυκτοβάμβακα

Ο συντελεστής διατομής μονωμένης δοκού αλλάζει και υπολογίζεται με βάση το παρακάτω σχήμα και τρόπο.



$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{περίμετρος}}{\text{εμβαδόν διατομής}}$$

Περίμετρος Διατομής $A_m = 45.1 \text{ mm}$
 Εμβαδόν διατομής $V = 23.9 \text{ mm}^2$
 Συντελεστής διατομής $A_m/V = 188.7 \text{ m}^{-1}$

8.3.1.2 Διατιθέμενος δείκτης Πυραντίστασης

Για τον παραπάνω συντελεστή σχήματος της διατομής και στην κρίσιμη θερμοκρασία που βρέθηκε παραπάνω στην κάμψη (δυσμενέστερη) υπολογίζουμε τον απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης.

$$A_m/V = 188.7 \text{ m}^{-1}$$

$$\theta_{a,cr} = 484.5^\circ\text{C}$$

$$t_{\text{διαθ}} = 79.22 \text{ min}$$

8.3.1.3 Αξιολόγηση διατιθέμενου δείκτη πυραντίστασης

Υπολογίστηκε διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης $t_{\text{διαθ}} = 79.22 \text{ min}$

Δίνεται απαιτούμενος Δείκτης Πυραντίστασης $t_{\text{απαιτ}} = 60 \text{ min}$

Προκύπτει, λοιπόν, $t_{\text{διαθ}} = 79.22 \text{ min} > t_{\text{απαιτ}} = 60 \text{ min}$.

8.3.2 Μόνωση Μη Μονωμένου Υποστυλώματος σε Πυρκαγιά

Στην προηγούμενη παράγραφο διαπιστώθηκε ανεπάρκεια του ελεγχόμενου υποστυλώματος σε συνθήκες πυρκαγιάς. Γι' αυτό αποφασίστηκε να γίνει ενίσχυση και προστασία αυτού με εκτοξευόμενες ορυκτές ίνες πάχους $d = 20 \text{ mm}$ και συντελεστή θερμικής αγωγιμότητας $\lambda = 0,10 \text{ W/m} \cdot ^\circ\text{C}$. Η επιλογή αυτή έγινε και για λόγους αρχιτεκτονικούς, ούτως ώστε να καλυφθούν τα υποστυλώματα με κυκλικό τρόπο, χωρίς να αλλοιωθεί η αρχική μορφή του κυκλικού υποστυλώματος. Έχουμε, λοιπόν:

Πάχος μονωτικού $d = 20 \text{ mm}$

Συντελεστής θερμ. αγωγιμότητας $\lambda = 0,10 \text{ W/m} \cdot ^\circ\text{C}$

Λόγος $d/\lambda = 0.20$

8.3.2.1 Συντελεστής Διατομής

Στην περίπτωση εγκιβωτισμού του υποστυλώματος με πλάκες ορυκτοβάμβακα ο συντελεστής διατομής υπολογίζεται σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα και τύπο.

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{περίμετρος}}{\text{εμβαδόν διατομής}} = \frac{\pi * d}{\text{εμβαδόν διατομής}}$$

Περίμετρος Διατομής $A_m = 143.498 \text{ mm}$

Εμβαδόν διατομής $V = 524 \text{ mm}^2$

Συντελεστής διατομής $A_m/V = 27.4 \text{ m}^{-1}$

8.3.2.2 Θερμοκρασία μονωμένου μέλους

Χρησιμοποιώντας τους πίνακες του ECCS για $d/\lambda=0,20$ την χρονική στιγμή ίση με τον απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης υπολογίζεται η θερμοκρασία του μέλους. Τελικά προκύπτει την χρονική στιγμή $t=90\text{min}$.

$$A_m/V = 27.4 \text{ m}^{-1}$$

$$\Theta_{a,cr} = 160^\circ\text{C}$$

8.3.2.3 Μειωτικοί συντελεστές τάσης διαρροής στην κρίσιμη θερμοκρασία

Τέλος, υπολογίζονται οι μειωτικοί συντελεστές της τάσης διαρροής, οι οποίοι θα χρησιμοποιηθούν στις σχέσεις ελέγχου του μέλους.

$$\Theta_{a,cr} = 160^\circ\text{C}$$

$$\text{Μειωτικός Συντ. } k_{y\theta} = 1.0$$

$$\text{Μειωτικός Συντ. } k_{p\theta} = 0.95$$

$$\text{Μειωτικός Συντ. } k_{E\theta} = 0.89$$

8.3.2.4 Έλεγχος επάρκειας Μονωμένου Υποστυλώματος σε αξονική και κάμψη

Υπολογίζονται πάλι οι παρακάτω σχέσεις για το υποσύλωμα και προκύπτει επάρκεια του μονωμένου υποστυλώματος με εκτοξευόμενες ορυκτές ίνες σε πυρκαγιά.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y \cdot M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 0.152 \leq 1 \quad \text{OK}$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 0.135 \leq 1 \quad \text{OK}$$

9 Κόστος Κατασκευής

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται μια προσπάθεια προσέγγισης του οικονομικού ζητήματος του κτιρίου. Παρακάτω υπολογίζονται τα ίδια βάρη της κατασκευής και με μια προσεγγιστική τιμή ανά μονάδα βάρους προκύπτει το συνολικό κόστος του επταώροφου κτιρίου.

9.1 Κόστος Χάλυβα

Αρχικά, κάνουμε στατική ανάλυση του φορέα με φορτίο το ίδιο βάρος του. Γι' αυτήν παίρνουμε τις αντιδράσεις στήριξης στον άξονα Z. Αν διαιρέσουμε τη συνολική μάζα $m=157.330\text{kg}$ με την συνολική επιφάνεια του κτιρίου, η οποία είναι $2.264,73\text{m}^2$, προκύπτει το βάρος του χάλυβα της κατασκευής ανηγμένο ανά τετραγωνικό μέτρο. Έχουμε, λοιπόν:

$$W_{tot} = 69,47\text{kg/m}^2$$

Ακόμη, θεωρούμε μια προσαύξηση της τάξεως του 15% που σχετίζεται με τα ελάσματα, τους κοχλίες και ότι άλλο είναι απαραίτητο για τις συνδέσεις. Έτσι, προσαυξάνεται το κόστος ως εξής:

$$W_{\text{tot}}=69,47\text{kg/m}^2 + 15\%*69,47\text{kg/m}^2=79,89\text{kg/m}^2$$

Συνολικό βάρος χάλυβα 79,89kg/m²

Έπειτα θεωρούμε ένα μέσο κόστος ανά Kg ίσο με 1,70€. Οπότε:
Κόστος χάλυβα/kg=1,70€/kg

Συνολικό Κόστος Χάλυβα: **K_s=307.579€**

9.2 Κόστος Σκυροδέματος

Στη συνέχεια υπολογίζεται το βάρος του σκυροδέματος που θα μας δώσει το κόστος του. Η πλάκα υπολογίστηκε με πάχος 15cm και η συνολική της επιφάνεια είναι 2.264,73m². Οπότε ο συνολικός όγκος του σκυροδέματος είναι V=339,71m³.

Έπειτα θεωρούμε ένα μέσο κόστος 200€/m³. Οπότε:

Συνολικό Κόστος σκυροδέματος: **K_c=67.942€**

9.3 Συνολικό Κόστος

Αθροίζοντας τα δυο παραπάνω κόστη, χάλυβα κα σκυροδέματος, καταλήγουμε στο συνολικό κόστος της κατασκευής.

Συνολικό Κόστος Κατασκευής: **K_{tot}= K_s + K_c=307.579€+ 67.942€=375.521€**

$$\mathbf{K_{tot} = 375.521€}$$

10 Βιβλιογραφία

- 1) Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 2) Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 3) Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2004). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 4) Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 5) Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 6) EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
- 7) EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
- 8) EN1991-1-2, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Fire Loads», CEN, 2004
- 9) EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
- 10) EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
- 11) EN1992-4-1, Eurocode 2: «Design of fastenings for use in concrete, General»
- 12) EN1992-4-2, Eurocode 2: «Design of fastenings for use in concrete, Headed Fasteners»
- 13) EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
- 14) EN1993-1-2, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-2: Structural Fire Design»
- 15) EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005
- 16) EN1993-1-13, Eurocode 3: «Steel beams with large web openings», working draft March 2016.
- 17) EN1994-1-1, Eurocode 4: «Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2004
- 18) EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
- 19) Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτιρίων (Π.Δ. 71/88)
- 20) The Steel Construction Institute, «Joints in steel construction: simple Joints to Eurocode 3», Publication P358
- 21) Καρύδη Π. Γ. «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 1996.
- 22) Παπασταματίου Δ., Ψυχάρης Ι. «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2001.
- 23) Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. – «Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 (www.elastron.gr)».

- 24) Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. – «Εγχειρίδιο χρήσης SymDeck Designer».
- 25) Δημήτριος Κ. Αναστασίου, «Ανάλυση και διαστασιολόγηση προστατευτικού μεταλλικού στεγάστρου για το τέμενος Βαγιαζήτ Α' στο Διδυμότειχο Έβρου», Αθήνα 2016.
- 26) Ντάσκα Άννα Θ., «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας», Αθήνα 2015.