

Γουλεάκης Ν. Ι. (2015)
Σχεδιασμός εξώροφου μεταλλικού κτίριο με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας
Διπλωματική εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/17
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Gouleakis N. J. (2015)
Design of a six-storey metal building with and without stiff joints
Diploma Thesis ΕΜΚ 2015/17
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη.....	4
Abstract.....	5
Ευχαριστίες.....	6
1 Εισαγωγή.....	7
1.1 Σκοπός της εργασίας.....	7
1.2 Παρουσίαση προγράμματος Scia Engineer.....	7
2 Περιγραφή κτιρίου.....	9
2.1 Αρχιτεκτονικά.....	9
2.2 Στατικά.....	11
2.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο Scia Engineer.....	13
3 Υλικά και φορτίσεις.....	15
3.1 Υλικά κατασκευής.....	15
3.1.1 Σκυρόδεμα C20/25.....	15
3.1.2 Δομικός Χάλυβας S275.....	15
3.1.3 Σύμμικτη Πλάκα.....	15
3.1.4 Χάλυβας σπλισμού B500C.....	16
3.2 Φορτίσεις.....	17
3.2.1 Μόνιμα φορτία.....	17
3.2.2 Κινητά φορτία.....	18
3.2.3 Δράσεις ανέμου.....	18
3.2.4 Φορτίο χιονιού.....	24
3.2.5 Σεισμικές δράσεις.....	25
3.3 Συνδυασμοί δράσεων.....	31
3.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	31
3.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	32
3.3.3 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	33
3.3.4 Φορτία όπως εισήχθησαν στο Scia Engineer.....	34
4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα.....	37
4.1 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών.....	37
4.2 Έλεγχος μεταλλικών στοιχείων στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	41
4.2.1 Υποστυλώματα.....	41
4.2.2 Κύρια δοκός.....	45
4.2.3 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι.....	48
4.3 Έλεγχος σύμμικτων στοιχείων στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	51
4.4 Έλεγχοι λειτουργικότητας.....	53
4.5 Σεισμική απόκριση κατασκευής.....	54
4.5.1 Σεισμικές τέμνουσες ορόφων.....	61
4.5.2 Περιορισμός βλαβών.....	63
4.6 Συνδέσεις μεταλλικών στοιχείων.....	65
4.6.1 Σύνδεση κύριας δοκού-υποστυλώματος.....	65
4.6.2 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού-υποστυλώματος.....	69
5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας.....	72
5.1 Περιγραφή κτιρίου.....	72
5.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων.....	73

5.3 Έλεγχος κύριας δοκού.....	78
5.4 Έλεγχος σύμμικτων στοιχείων.....	80
5.5 Σεισμική απόκριση.....	81
5.5.1 Σεισμικές τέμνουσες.....	85
5.5.2 Περιορισμός βλαβών.....	88
6 Σύγκριση αποτελεσμάτων.....	89
6.1 Σύγκριση ίδιου βάρους.....	90
6.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών.....	93
6.3 Σύγκριση ιδιομορφών.....	94
6.4 Σύγκριση μέγιστων και σχετικών μετακινήσεων ορόφων.....	95
7 Συμπεράσματα.....	97
Βιβλιογραφία.....	98

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε η ανάλυση και ο σχεδιασμός ενός εξαόροφου μεταλλικού κτιρίου με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα μελετήθηκε η συμπεριφορά του κτιρίου υπό δυσμενείς φορτίσεις, οι οποίες καθορίζονται από τους κανονισμούς, με σκοπό το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγησή του. Στην ανάλυση του κτιρίου συμπεριλήφθηκε ο έλεγχος της συμπεριφοράς του σε σεισμική φόρτιση, η οποία είναι αρκετά κρίσιμη λόγω της εξαιρετικά σεισμογενούς περιοχής στην οποία βρίσκεται η Ελλάδα. Χρησιμοποιήθηκε το στατικό πρόγραμμα Scia Engineer για τη διαμόρφωση του μοντέλου, την εισαγωγή των φορτίων αλλά και τον έλεγχο των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν. Παρουσιάζονται αναλυτικά οι έλεγχοι που προκύπτουν από το πρόγραμμα, τα εντατικά μεγέθη καθώς και οι παραμορφώσεις της κατασκευής. Τέλος γίνεται ο σχεδιασμός των βασικών μεταλλικών συνδέσεων και ελέγχεται η αντοχή τους από το πρόγραμμα.

Επίσης έγινε η ανάλυση του ίδιου κτιρίου μετά την αφαίρεση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας με σκοπό τη σύγκριση των δύο περιπτώσεων όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη τις παραμορφώσεις αλλά και το ίδιο βάρος της κατασκευής.

Abstract

The dissertation deals with the study and the design of a six-storey steel building with a basement made of reinforced concrete. More specifically, the behavior of the building under adverse loadings, which are defined by the regulations was studied, which led to its design and dimensioning. This study includes the check of the seismic behavior of the steel structure, which is critical because of the high seismic activity in Greece. The static program Scia Engineer 14 was used in order to design the model, insert the loads and the check of the cross-sections used. The extended cross-section checks, internal forces and the deformations from Scia Engineer are presented. Finally the basic steel connections were designed and checked by the static program.

In addition the study of the same building after removing the vertical stiffness joints is included, in order to compare the two buildings regarding the internal forces, deformations and self weight.

Ευχαριστίες

Νιώθω την ανάγκη να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέπων καθηγητή κύριο Ραυτογιάννη Ιωάννη, για τη δυνατότητα που μου έδωσε να εκπονήσω τη διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών και με αυτό τον τρόπο να αποκτήσω σημαντικές γνώσεις πάνω στο σχεδιασμό δομικών έργων από χάλυβα αλλά και για τη συνεχή επίβλεψη και επιστημονική καθοδήγηση που μου παρείχε. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τα υπόλοιπα δύο μέλη της τριμελούς επιτροπής κύριους Αβραάμ Τάσο και Θανόπουλο Πάυλο για το χρόνο που αφιέρωσαν στην παρουσίασή της.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για τη συνεχή στήριξη που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Σκοπός της εργασίας

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση εξώροφου μεταλλικού κτιρίου σύμφωνα με τους ισχύοντες Ευρωκώδικες. Γίνεται ανάλυση του κτιρίου με και χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και παρουσιάζεται σύγκριση των αποτελεσμάτων. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με το στατικό πρόγραμμα Scia Engineer 14. Πιο συγκεκριμένα οι Ευρωκώδικες στους οποίους βασίστηκε η ανάλυση του κτιρίου είναι οι εξής:

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

1.2 Παρουσίαση προγράμματος Scia Engineer 14

Το Scia Engineer είναι ένα προϊόν της βελγικής εταιρίας Nemetschek Scia, η οποία για περισσότερα από 35 χρόνια παρέχει στους πελάτες της υψηλής ποιότητας για τη στατική/δυναμική ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιρίων και κάθε είδους δομημάτων. Το Scia Engineer είναι ένα στατικό πρόγραμμα τελευταίας γενιάς, απόλυτα προσαρμοσμένο στις σύγχρονες ανάγκες που απαιτούν ταχύτητα, φιλικότητα και προσαρμοστικότητα. Προσφέρει δυνατότητες ανάλυσης χάλυβα, οπλισμένου/προεντεταμένου σκυροδέματος, ξύλου, αλουμινίου, αλλά και οποιουδήποτε άλλου υλικού, που σε συνδυασμό με τους ενσωματωμένους ελέγχους που ορίζουν οι Ευρωκώδικες, δίνουν στο χρήστη απεριόριστες δυνατότητες πρακτικών εφαρμογών, αλλά και το πλεονέκτημα της χρήσης μίας και μόνο εφαρμογής για όλα. Το Scia Engineer είναι μια αυτόνομη εφαρμογή (χωρίς να απαιτεί καμία βάση τύπου CAD) και μέσα από ένα κοινό περιβάλλον χρήσης ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να εισάγει και να επεξεργαστεί ένα φορέα με ευκολία ενός αρχιτεκτονικού προγράμματος και με απόλυτη ελευθερία στη σχεδίαση (οποιαδήποτε μορφή φορέα με γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία). Η εισαγωγή φορτίων αλλά και όλων των πρόσθετων δεδομένων της κατασκευής (στηρίξεις, αρθρώσεις, συνδέσεις κλπ.) γίνονται απευθείας πάνω στο φορέα και μπορούν να επεξεργαστούν ανά πάσα στιγμή από το παράθυρο ιδιοτήτων.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται κάποιες δυνατότητες που προσφέρει το γραφικό περιβάλλον του Scia Engineer. Κατ' αρχήν δεν είναι αναγκαστική η διαίρεση του μοντέλου σε οριζόντια επίπεδα, αντ' αυτού ο μηχανικός δημιουργεί το μοντέλο ως σύνολο, χρησιμοποιώντας τα layers για να διαχωρίσει διάφορα τμήματα αν είναι απαραίτητο. Εκτός από τα παραδοσιακά γραμμικά δομικά στοιχεία τα μέλη μπορούν να σχεδιαστούν χρησιμοποιώντας τόξα, παραβολικά τόξα, Bezier καμπύλες και splines. Το ίδιο ισχύει και για τα επιφανειακά μέλη. Προηγμένα εργαλεία Boolean, Extend, Trim, μεγάλη ποικιλία Snap καθώς και δυνατότητα επεκτάσεων διευκολύνουν τη

διαμόρφωση ακόμα και περίπλοκων κατασκευών. Πολύ μεγάλη διευκόλυνση προσφέρουν και οι διάφορες επιλογές προβολής. Από αυτές ξεχωρίζει ο κύβος αποκοπής ο οποίος δίνει τη δυνατότητα προβολής μόνο συγκεκριμένου μέρους της κατασκευής ανεξαρτήτως της πολυπλοκότητας της κατασκευής. Υπάρχει επίσης η δυνατότητα αλλαγής του φωτισμού των επιφανειών του μοντέλου για παραγωγή καλύτερης ποιότητας εικόνων απευθείας από την εφαρμογή.

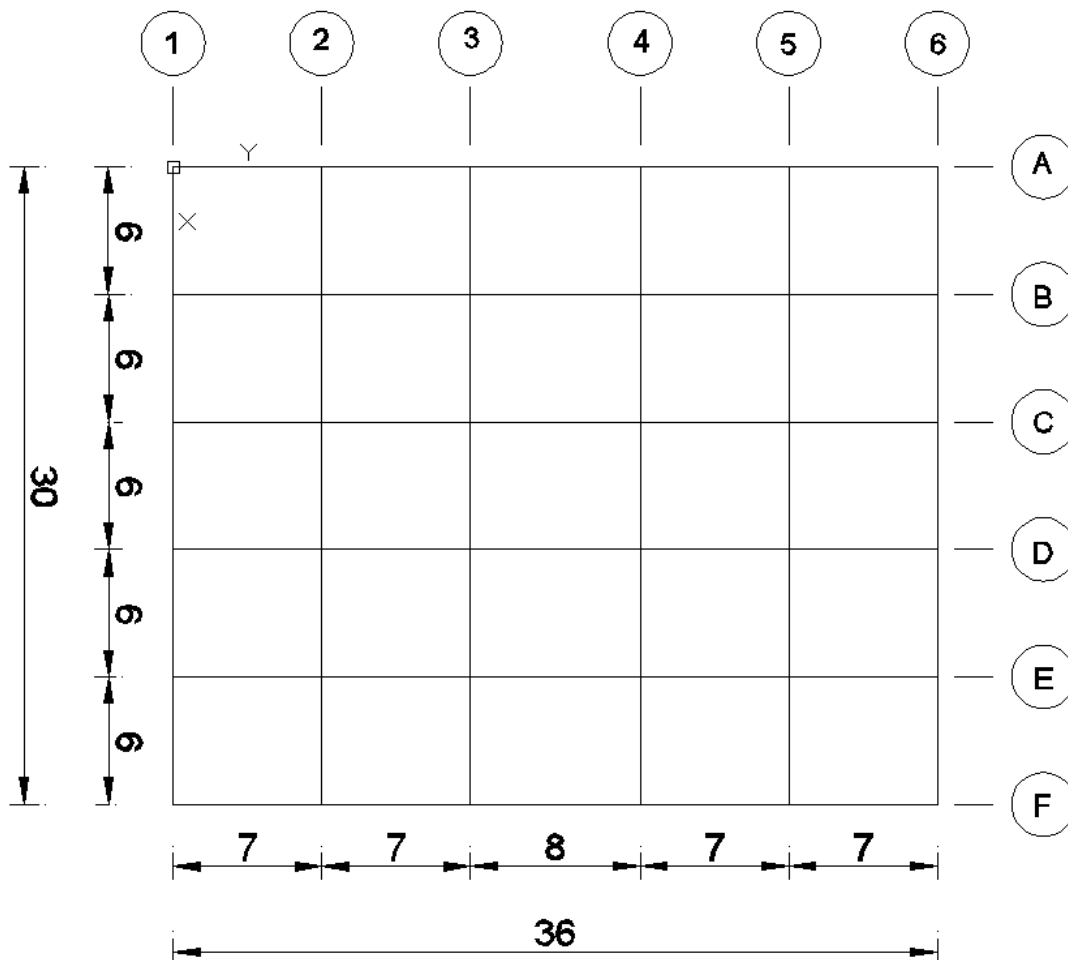
Τέλος το Scia Engineer δίνει τη δυνατότητα δημιουργίας τεύχους στο οποίο μπορεί να παρουσιαστεί το μοντέλο καθώς και κάθε είδους αποτέλεσμα που προέκυψε από την ανάλυση του προγράμματος. Το τεύχος αυτό ενημερώνεται αυτόματα με οποιοσδήποτε αλλαγές γίνουν στο μοντέλο της κατασκευής και μπορεί να γίνει η εξαγωγή του σε διάφορες μορφές αρχείων όπως είναι: Word, Excel, HTML, PDF κλπ.

2. Περιγραφή του κτιρίου

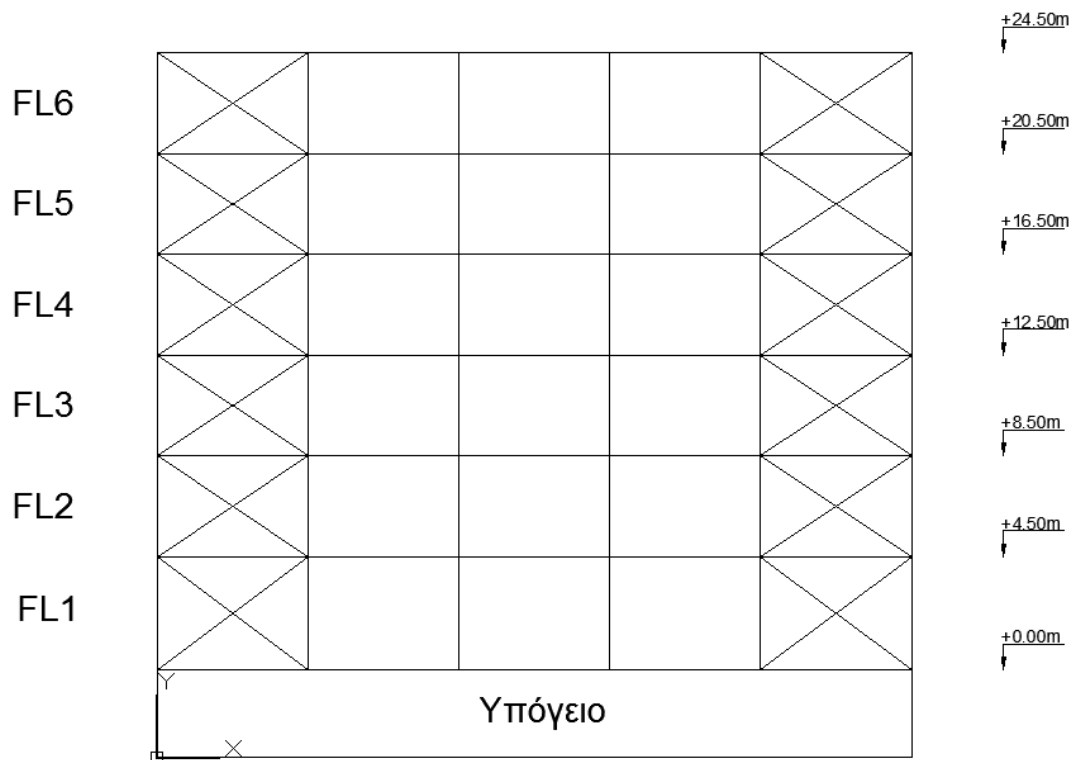
2.1 Αρχιτεκτονικά

Πρόκειται για εξώροφο κτίριο με μεταλλικό σκελετό που θα χρησιμοποιηθεί για στέγαση γραφείων. Στη διεύθυνση x έχουμε διαμόρφωση με πέντε φατνώματα μήκους 6m ενώ στη διεύθυνση y έχουμε τέσσερα φατνώματα μήκους 7m και το κεντρικό μήκους 8m. Στο μεσαίο άνοιγμα έχουμε διαμόρφωση διαπερούς στοάς μέχρι το ύψος του 3^{ου} ορόφου. Συνεπώς το κτίριο έχει συνολικό μήκος 36m και πλάτος 30m. Οι πρώτοι δύο όροφοι καλύπτουν εμβαδό 840m² ενώ οι υπόλοιποι καλύπτουν εμβαδό 1080m² και συνολικά καταλαμβάνει ωφέλιμη επιφάνεια 6000m².

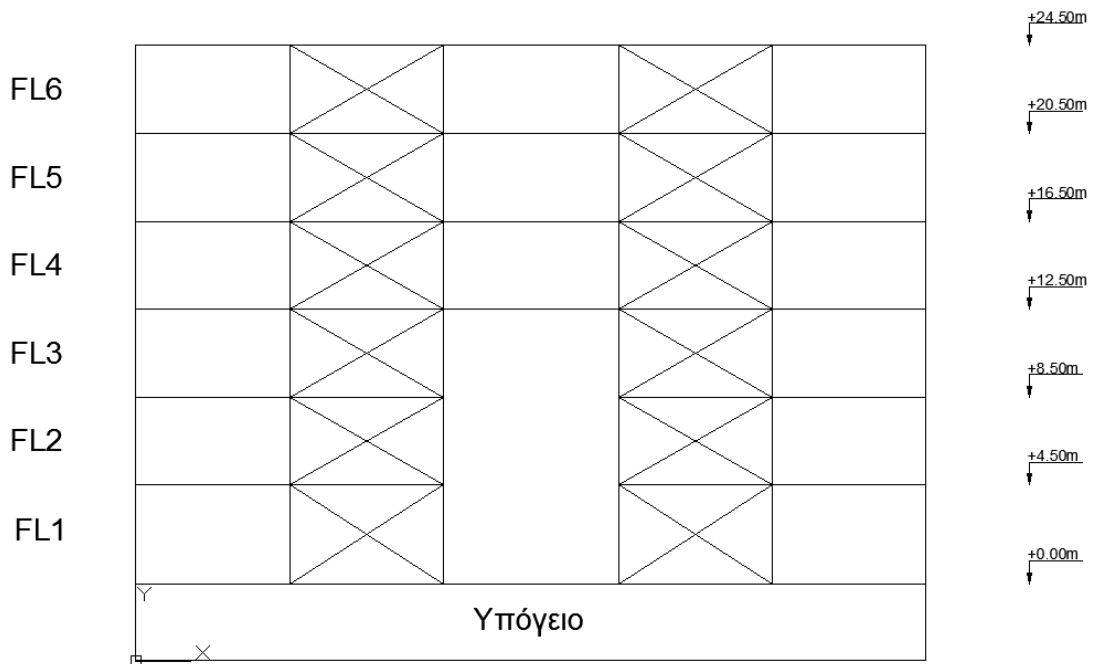
Παρατίθενται οι χαρακτηριστικές όψεις και κατόψεις :



Σχήμα 2.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου



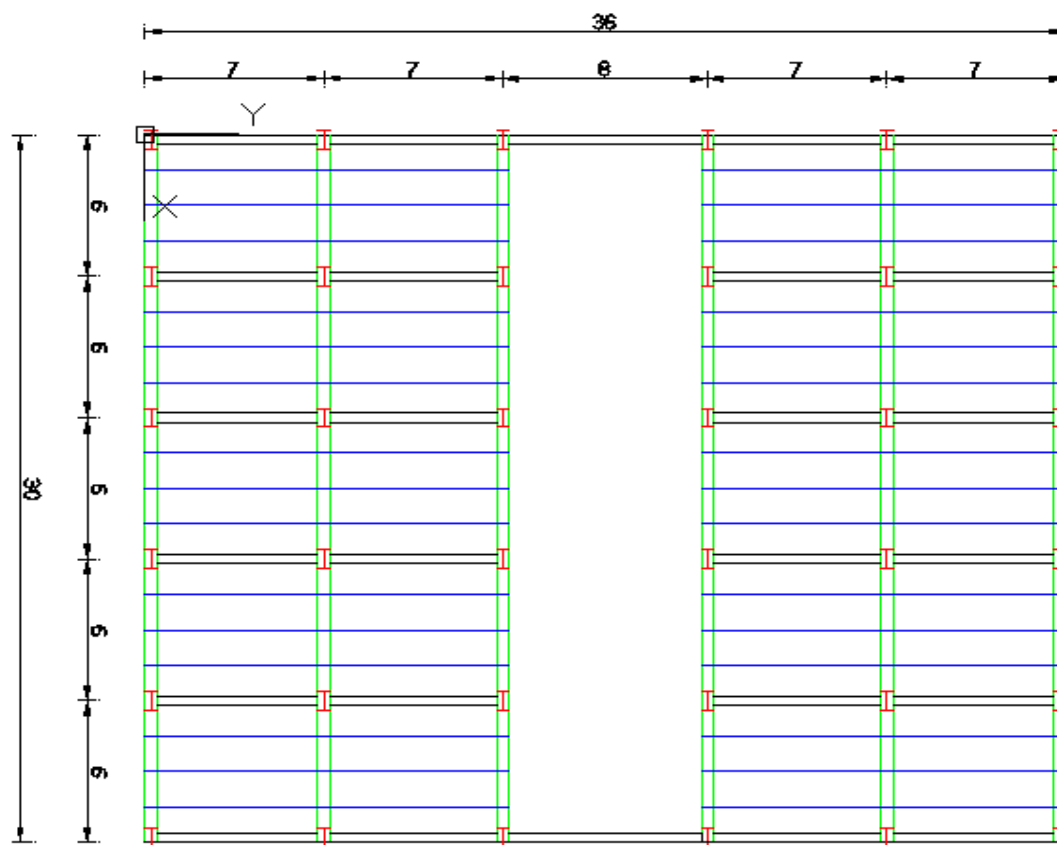
Σχήμα 2.2: Όψη X-X



Σχήμα 2.3: Όψη Y-Y

2.2 Στατικά

Όσον αφορά το στατικό κομμάτι της κατασκευής ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, μεταλλικές δοκούς και σύμμικτες πλάκες.

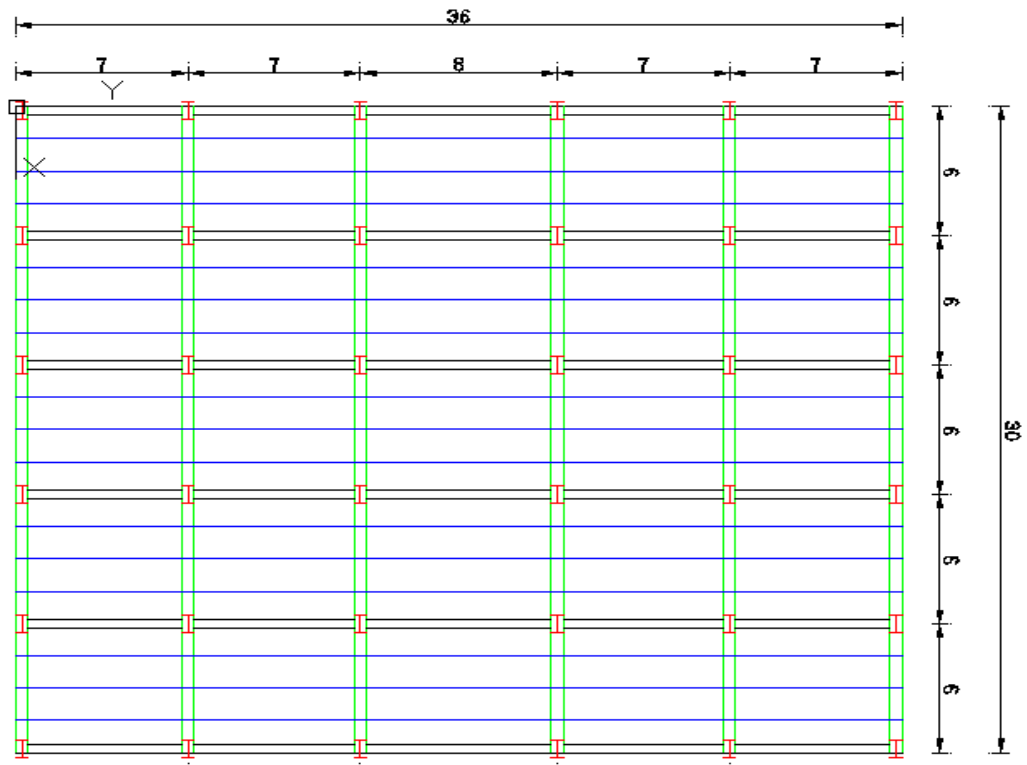


Σχήμα 2.4: Κάτοψη τυπικού ορόφου με στοά

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι εξής:

- Υποστηλώματα διατομής HEB 400(κόκκινο χρώμα)
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 360(πράσινο χρώμα)
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB 220(μαύρο χρώμα)
- Διαδοκίδες διατομής HEB 180(μπλε χρώμα)
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής SHS 160.160.12,5
- Σύμμικτη πλάκα με χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 αποτελούμενη από λαμαρίνα KSH 50 με πάχος $t=1\text{mm}$. Και πλάκα συνολικού πάχους 13cm

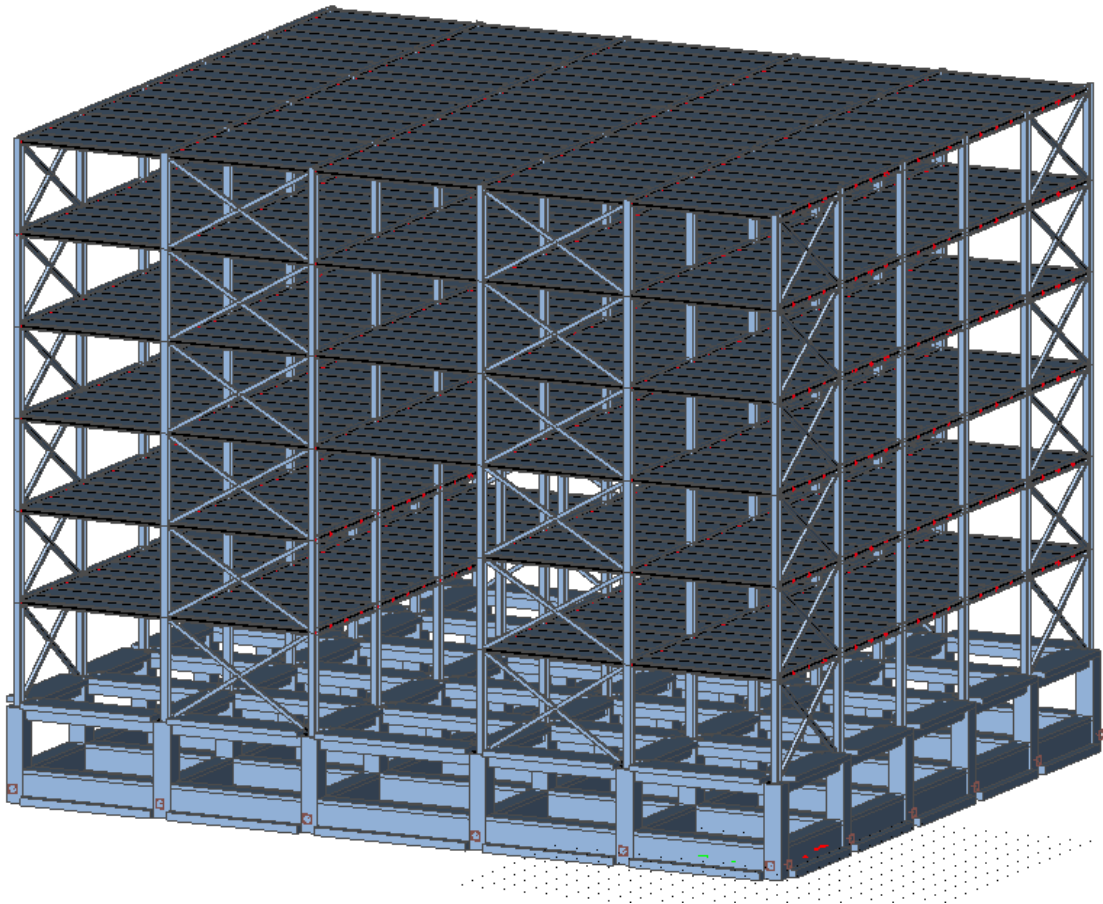
Η θεμελίωση έγινε με γενική κοιτόστρωση με πάχος πλάκας 0,90m κατασκευασμένη από σκυρόδεμα C20/25. Το υπόγειο κατασκευάστηκε με τοιχεία πλάτους 0,25m και από υποστυλώματα διατομής 80x80. Η πλάκα οροφής του ισογείου είναι κατασκευασμένη από μπετόν C20/25 πάχους 0,25m. Οι δοκοί της οροφής του υπογείου είναι μορφής πλακοδοκού με πλάτος κορμού 0,4m με ύψος 0,8m και συνεργαζόμενο πλάτος 1,5m.



Σχήμα 2.5: Κάτοψη χαρακτηριστικού ορόφου χωρίς στοά

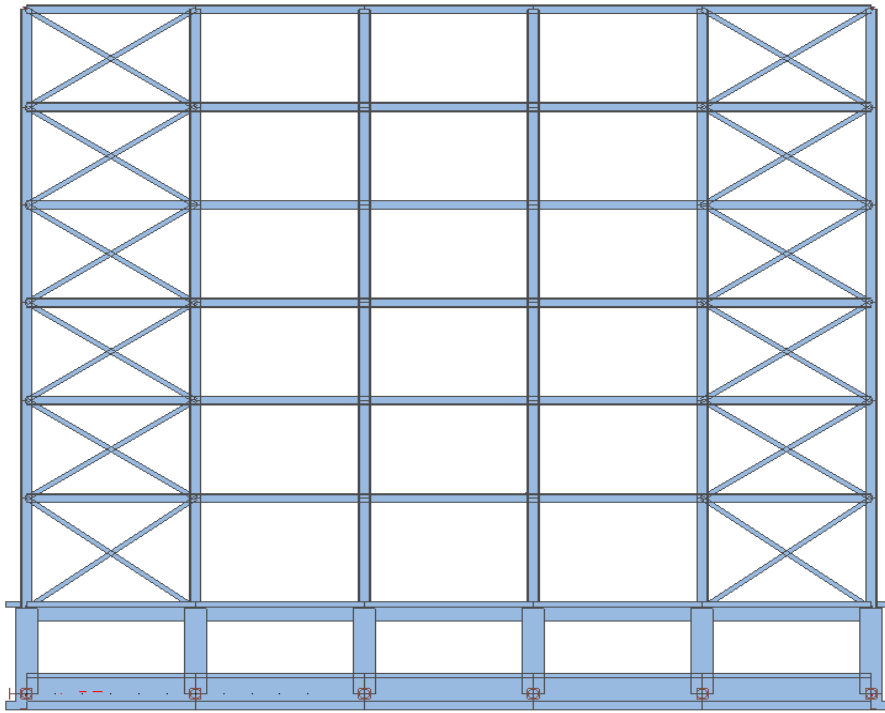
2.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο Scia Engineer

Σύμφωνα με όσα έχουν αναφερθεί για τα αρχιτεκτονικά και τα στατικά στοιχεία του κτιρίου έγινε εισαγωγή του μοντέλου στο στατικό πρόγραμμα Scia Engineer.

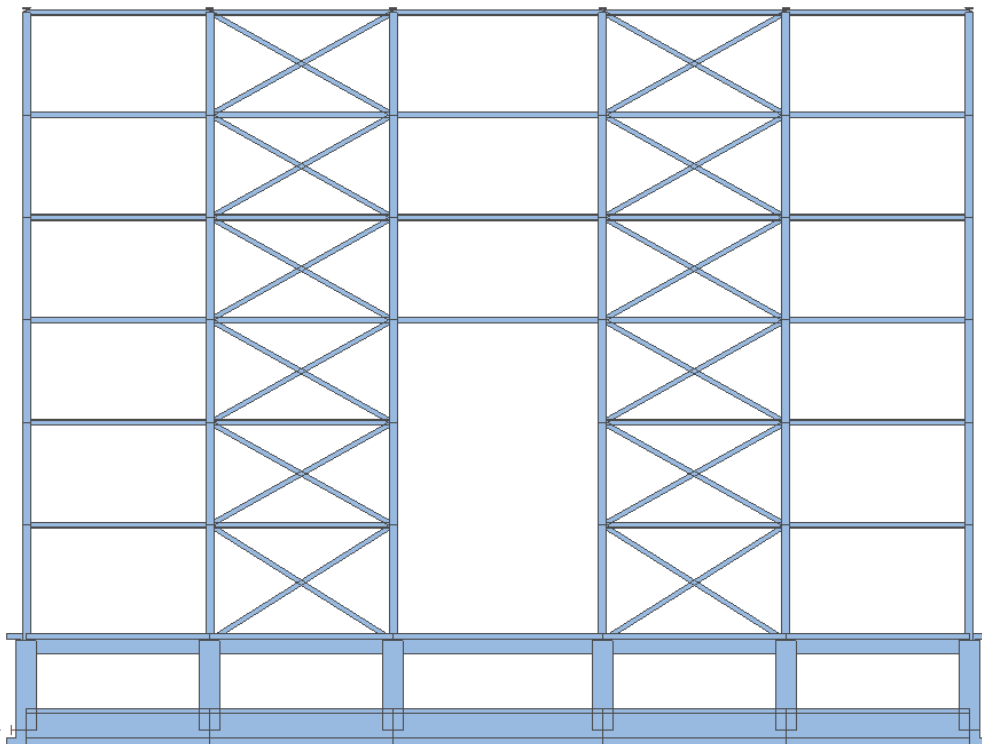


Σχήμα 2.5: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου στο Scia Engineer

Ενδεικτικά παρουσιάζονται και οι αντίστοιχες όψεις όπως προκύπτουν από το Scia Engineer



Σχήμα 2.7: Όψη X-X



Σχήμα 2.8: Όψη Y-Y

3 Υλικά και φορτίσεις

3.1 Υλικά κατασκευής

3.1.1 Σκυρόδεμα C20/25

Για τις πλάκες του κτιρίου και τα τοιχώματα έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25 του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

Μέτρο ελαστικότητας:	$E=31\text{GPa}(31\cdot 10^6\text{KN/m}^2)$
Σταθερά Poisson:	$\nu=0,2$
Ειδικό βάρος:	$\gamma=25\text{KN/m}^3$
Αντοχή:	$f_{ck}=20000\text{KN/m}^2$

3.1.2 Δομικός Χάλυβας S235

Ο δομικός χάλυβας είναι το κύριο υλικό που χρησιμοποιείται για τη σύνθεση του φέροντα οργανισμού στα πολυώροφα χαλύβδινα κτίρια. Μερικά από τα πλεονεκτήματα των κτιρίων από μεταλλικό φέροντα οργανισμό είναι

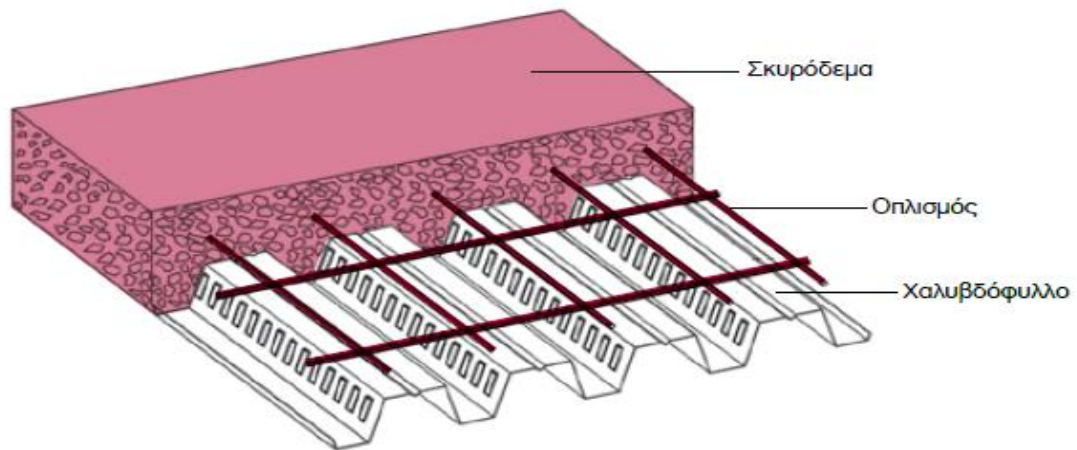
- Ταχύτητα κατασκευής
- Δυνατότητα επίτευξης μεγάλων ανοιγμάτων
- Αντισεισμικότητα
- Ανθεκτικότητα στο χρόνο

Στη παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S235 για όλα τα μέλη του φέροντα οργανισμού. Οι τιμές σχεδιασμού του οποίου είναι:

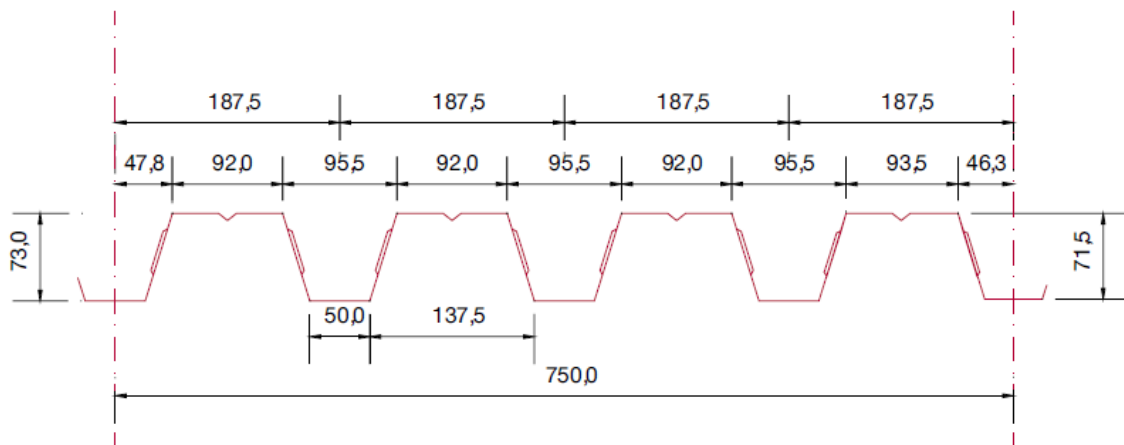
Μέτρο ελαστικότητας:	$E=210.000\text{MPa}(2,1\cdot 10^8\text{KN/m}^2)$
Σταθερά Poisson:	$\nu=0,3$
Ειδικό βάρος:	$\gamma=78,5\text{KN/m}^3$
Εφελκυστική αντοχή:	$f_u=430.000\text{KN/m}^2$

3.1.3 Σύμμικτη πλάκα

Για τη διαμόρφωση των ορόφων επιλέχτηκαν σύμμικτες πλάκες οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και τα φορτία σχετικά με τη διάστρωση κατά τη φάση σκυροδέτησης ενώ στη φάση λειτουργίας τα δύο υλικά λειτουργούν μαζί ως σύμμικτες πλάκες. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός προστατεύει το σκυρόδεμα από ρηγμάτωση αφετέρου βοηθάει στην παραλαβή αρνητικών ροπών. Στο παρών κτίριο επιλέχθηκε τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης SYMDECK 73 του οποίου τα χαρακτηριστικά φαίνονται στο αντίστοιχο σχήμα.



Σχήμα 3.1 Διαμόρφωση σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 3.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m ²)	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L _y (cm ⁴ /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

Σχήμα 3.3 Γεωμετρικά και Αδρανειακά χαρακτηριστικά SYMDECK 73

3.1.4 Χάλυβας οπλισμού

Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C με τιμή ορίου διαρροής $f_{yk}=500000\text{kN/m}^2$

3.2 Φορτίσεις

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Οι αριθμητικές τιμές που δίνονται για τις διάφορες δράσεις έχουν προκύψει μετά από συστηματικές μετρήσεις και αντιστοιχούν σε μικρή και εκ των προτέρων καθοριζόμενη πιθανότητα υπέρβασης τους. Στην πατρίδα μας εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1 για τον προσδιορισμό των δράσεων. Σύμφωνα με αυτόν τα φορτία που δρουν στην κατασκευή μας διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

Μόνιμα Φορτία (G)

- Ίδια βάρη κατασκευής
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα κτλ)

Κινητά Φορτία (Q)

- Κινητά φορτία ορόφων
- Δράσεις Ανέμου
- Φορτίο Χιονιού

Τυχηματικά Φορτία

- Σεισμικά Φορτία

3.2.1 Μόνιμα Φορτία

Με τον όρο αυτό εννοούμε όλες τις δράσεις οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Σε αυτή την κατηγορία περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν στην κατασκευή καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής της.

Πιο συγκεκριμένα τα ίδια βάρη της κατασκευής είναι:

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $g_c=25\text{kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος χάλυβα: $g_a=78,5\text{kN/m}^3$

Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, μόνωση, σύμμικτη πλάκα κτλ) με τιμή 3kN/m^2

3.2.2 Κινητά Φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετηθούν κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτιστικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Στη συγκεκριμένη μελέτη λήφθηκαν κινητά φορτία ορόφων 5kN/m^2 και για την οροφή 2kN/m^2 .

3.2.3 Δράσεις ανέμου

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

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

Στη συγκεκριμένη μελέτη οι δράσεις του ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Αρχικά δεχόμαστε ότι έχουμε ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}=33\text{ m/s}$ εφόσον έγινε η παραδοχή ότι το κτίριο βρίσκεται στην Ελλάδα και σε απόσταση έως 10Km από την ακτή. Επίσης έχουμε κατηγορία εδάφους IV δηλαδή περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια εφόσον θεωρήσαμε ότι η κατασκευή θα γίνει στην Αθήνα.

Υπολογισμός βασικής ταχύτητας ανέμου

Η βασική ταχύτητα του ανέμου v_b , σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση και προσδιορίζεται από την εξής σχέση:

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

Υπολογισμός μέσης ταχύτητας ανέμου

Μέση ταχύτητα ανέμου είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου τροποποιημένη προκειμένου να λάβει υπόψη την τραχύτητα του εδάφους (συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$) και την τοπογραφία (συντελεστής αναγλύφου $c_o(z)$).

Συντελεστής τραχύτητας

Ο συντελεστής τραχύτητας δίνεται από τη σχέση

$$C_r(z) = k_r * \ln(z/z_0) \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

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

Όπου ο συντελεστής εδάφους k_r δίνεται από τη σχέση:

$$k_r = 0,19(z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,19(1/0,05)^{0,07} = 0,2343$$

Οι τιμές των $z_{0,II}$, z_0 και z_{\min} λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα και είναι $z_{0,II} = 0,05$, $z_0 = 1,0$ και $z_{\min} = 10$

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

Στην περίπτωσή μας έχουμε:

Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$ έχουμε ύψος $h = 24,5\text{m}$ και πλάτος $b = 36\text{m}$ άρα

$$C_r(z) = 0,2343 * \ln(24,5/1,0) = 0,7494$$

Ο **Συντελεστής αναγλύφου** ($c_o(z)$) λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα

Συνεπώς η **Μέση ταχύτητα ανέμου** θα είναι:

$$V_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * V_b = 0,7494 * 1,0 * 33 = 24,73\text{m/s}$$

Ταχύτητα αιχμής-πίεση αιχμής

Η ταχύτητα του ανέμου μεταβάλλεται συναρτήσει του χρόνου ανάλογα με τα καιρικά φαινόμενα. Για τον προσδιορισμό της δράσης του ανέμου όμως δεν χρησιμοποιείται η μέση ταχύτητα του ανέμου αλλά μία μεγαλύτερη η οποία ονομάζεται ταχύτητα αιχμής η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας. Η πίεση αιχμής που προκύπτει από την ταχύτητα αιχμής δίνεται από τον τύπο:

$$q_b = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \rho v_m^2 \quad \text{όπου}$$

ρ : είναι η πυκνότητα του αέρα που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$)

$I_v(z)$: είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z και δίνεται από τον τύπο

$$I_v(z) = 1 / (c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)) = 0,3126$$

$V_m(z)$: είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου

Συνεπώς πίεση αιχμής για διεύθυνση $\theta = 0^\circ$ είναι

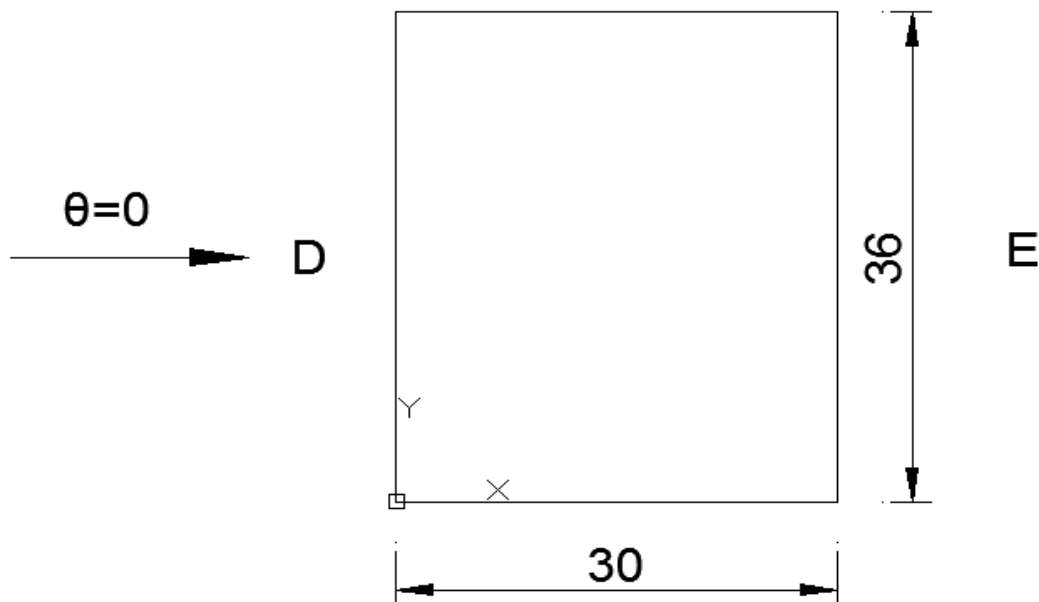
$$q_b = 1,218 \text{ kN/m}^2$$

Εξωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων

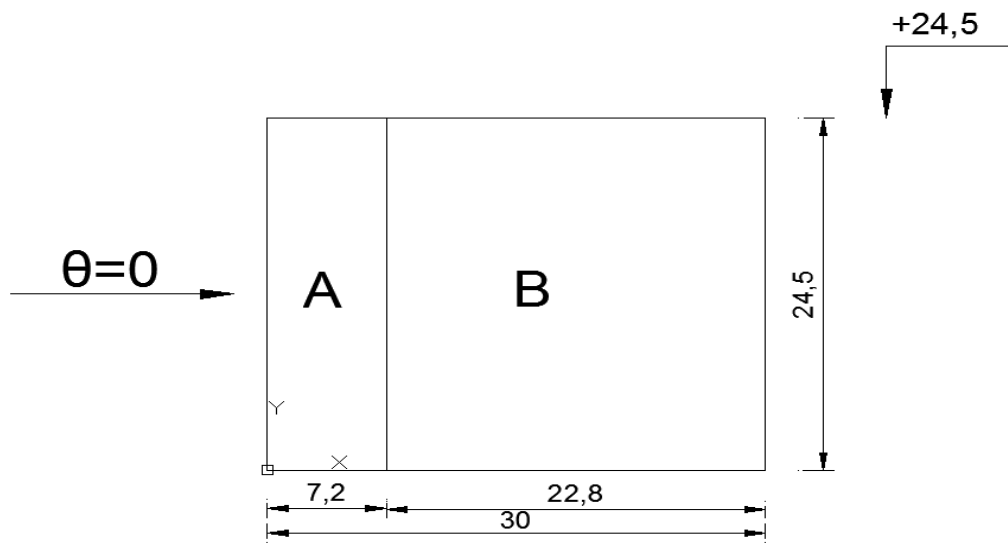
Για διεύθυνση ανέμου χ δηλαδή για $\theta = 0^\circ$ έχουμε $h = 24,5 \text{ m}$, $b = 36 \text{ m}$ και $d = 30 \text{ m}$ άρα

$$e = \min(b, 2h) = 36 \text{ m} > d = 30 \text{ m}$$

$$h/d = 24,5/30 = 0,8166$$



Σχήμα 3.1: Κάτοψη κτιρίου



Σχήμα 3.2: Όψη κτιρίου για $e > d$

Ζώνη	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,l}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,l}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,l}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,l}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,l}$
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
0.5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.733	+1.0	-0.367	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

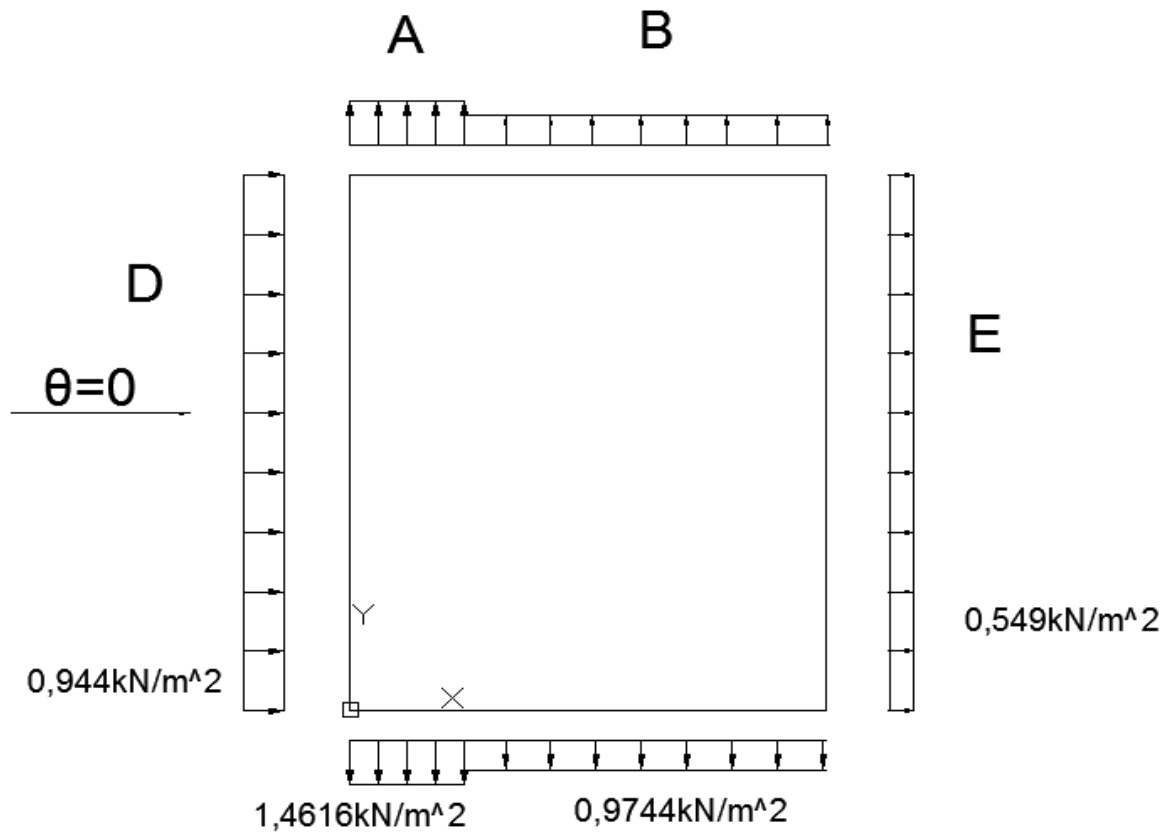
Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις χρησιμοποιώντας τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης (για το λόγο $h/d=0,8166$) για την κάθε επιφάνεια προκύπτουν:

$$A: w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,218 * (-1,2) = -1,29 \text{ kN/m}^2$$

$$B: w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,281 * (-0,8) = 0,9744 \text{ kN/m}^2$$

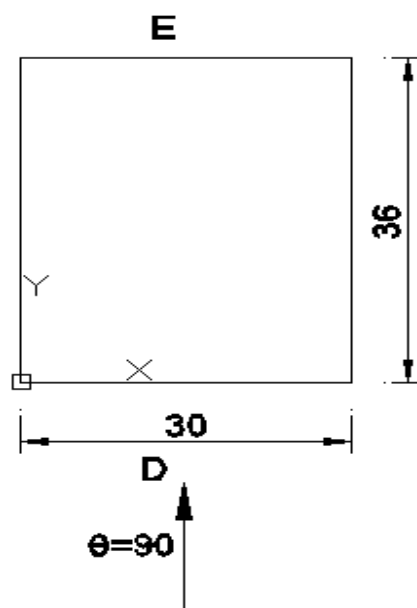
$$D: w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,281 * 0,7754 = 0,944 \text{ kN/m}^2$$

$$E: w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,281 * (-0,451) = -0,549 \text{ kN/m}^2$$



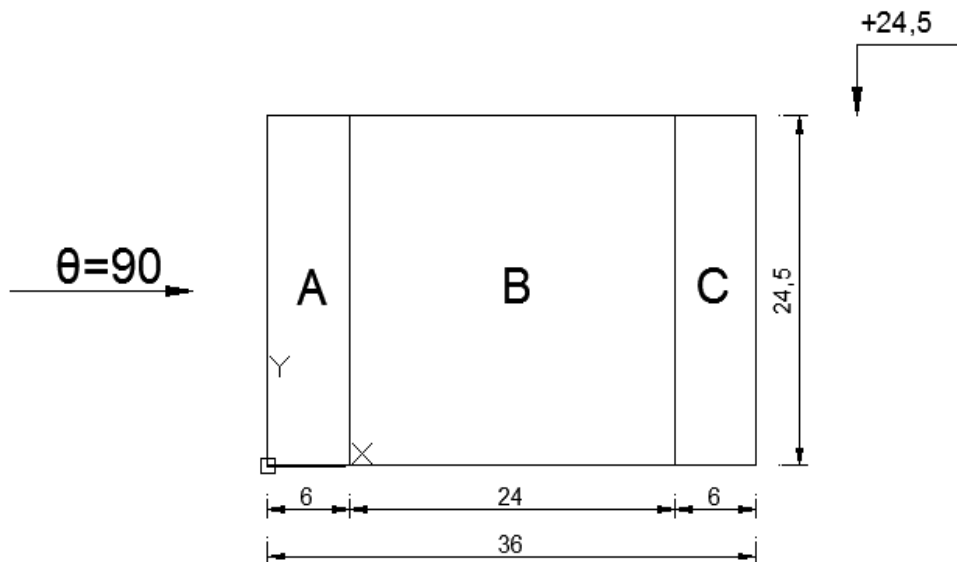
Σχήμα 3.3: Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου $\theta=0$

- Άνεμος διεύθυνσεως $\theta=90^\circ$



Σχήμα 3.4: Κάτοψη κτιρίου για άνεμο Y-Y

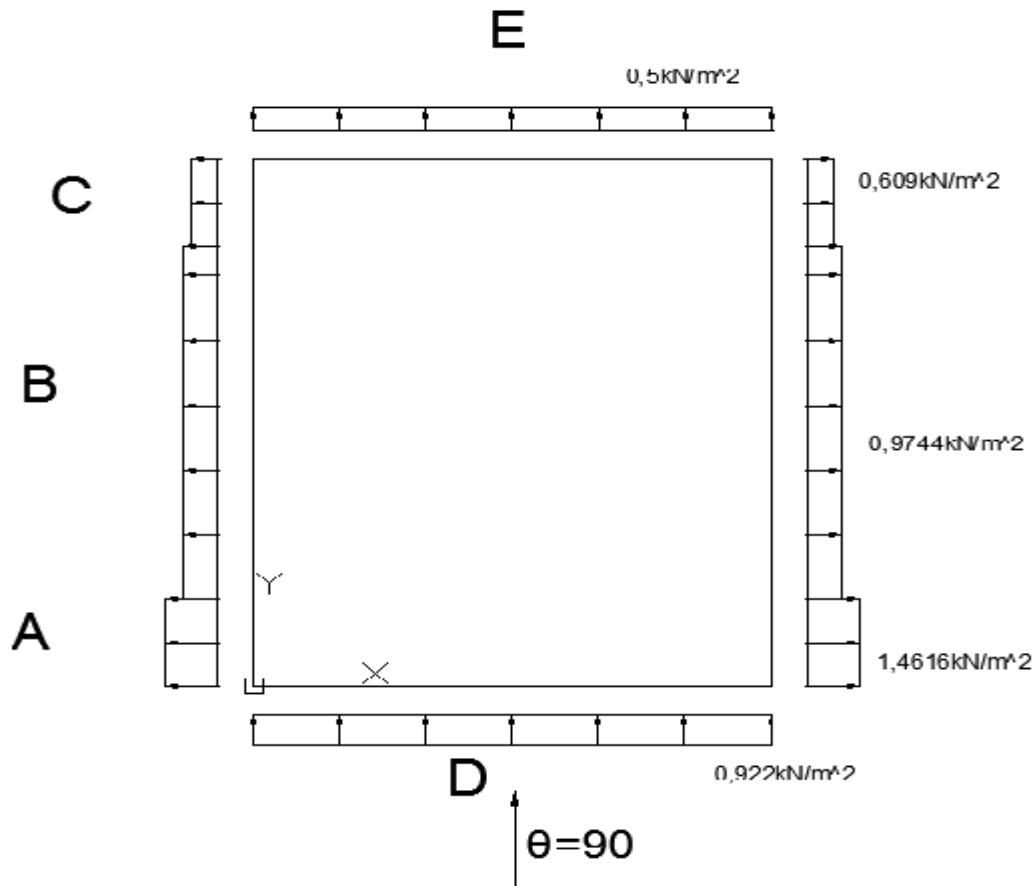
Για διεύθυνση ανέμου Y δηλαδή για $\theta=90^\circ$ $h=24,5\text{m}$, $b=30\text{m}$ και $d=36\text{m}$ άρα
 $e=\min[b,2h]=30\text{m} < d=36\text{m}$
 $h/d=24,5/36=0,68$



Σχήμα 3.5: Όψη κτιρίου για $e < d$

Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις χρησιμοποιώντας τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης (για το λόγο $h/d=0,68$) για την κάθε επιφάνεια προκύπτουν:

A: $w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,218 * (-1,2) = -1,29 \text{ kN/m}^2$
 B: $w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,281 * (-0,8) = -0,9744 \text{ kN/m}^2$
 C: $w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,281 * (-0,5) = -0,609 \text{ kN/m}^2$
 D: $w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,218 * 0,757 = 0,922 \text{ kN/m}^2$
 E: $w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,218 * 0,415 = 0,5 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 3.6: Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

Η στέγη του κτιρίου είναι επίπεδη συνεπώς δέχεται υποπίεση λόγω των φορτίων ανέμου. Άρα η εξωτερική πίεση στέγης αγνοείται λόγω της ευμενούς επιρροής που έχει.

Σημειώνεται ότι στις υπήνεμες πλευρές οι οποίες χωρίζονται σε ζώνες φορτίσεις θεωρήθηκε, επί το δυσμενέστερο, ότι σε όλο το μήκος ασκείται το φορτίο με τη μεγαλύτερη τιμή. Επίσης θεωρούμε ότι τα φορτία ανέμου παρόλο που είναι επιφανειακά στην πραγματικότητα μεταφέρονται μέσω της πλαγιοκάλυψης και ασκούνται ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα στα υποστυλώματα της κατασκευής. Τέλος έγινε η δυσμενέστερη θεώρηση ότι οι πλευρές τις στοάς δέχονται την ίδια δύναμη που προκύπτει για τις εξωτερικές πλευρές λόγω ανέμου.

3.2.4 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Η δράση λαμβάνεται το φορτίο που οφείλεται στο ίδιο βάρος του χιονιού το οποίο έχει συσσωρευθεί. Η δράση του χιονιού θεωρείται στατική, μεταβλητή στο χρόνο σταθερή στο χώρο.

Στην περίπτωση μας το φορτίο του χιονιού στη στέγη θα προσδιοριστεί από τη σχέση για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad \text{όπου} \quad s_k = s_{k,o} \cdot (1 + (A/917)^2)$$

Όπου

- μ_i : είναι ο συντελεστής μορφής του φορτίου, ο οποίος για στέγη μονοκλινή με $\alpha=0$ είναι 0,8
- $s_{k,0}$: είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας, ο οποίος για Ζώνη II ισούται με 1,2
- C_e : είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για προφυλαγμένο κτίριο είναι 1,2
- C_t : είναι θερμικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνεται 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης
- s_k : είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού επί του εδάφους συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου ($A=100m$ εδώ)

$$\text{Άρα } s_k = 1,2 * (1 + (100/917)^2) = 0,81 \text{ kN/m}^2$$

Συνεπώς το φορτίο του χιονιού θα είναι:

$$S = 0,8 * 1,2 * 1,0 * 0,81 = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

3.2.5 Σεισμικές δράσεις

Η χώρα μας βρίσκεται σε μια ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή συνεπώς οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις, που έχουν ως αποτέλεσμα τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί της κατασκευής. Οι πιο κρίσιμες από αυτές είναι οι οριζόντιες συνιστώσες των δυνάμεων αυτών. Οι δυνάμεις του σεισμού ορίζονται ως οι αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στη μεταδιδόμενη σε αυτή κίνηση του εδάφους. Οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά της σεισμικής κίνησης δηλαδή την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση του σεισμού αλλά και από τη συμπεριφορά της κατασκευής (δυσκαμψία, κατανομή μάζας, ιδιότητες του υλικού κλπ.). Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις όπως είναι ο άνεμος.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, τα σεισμικά αποτελέσματα μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους δύο τύπους γραμμικής ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Στη συγκεκριμένη μελέτη χρησιμοποιείται η Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και τον υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.

Κατηγορία εδάφους

Στον ΕΚ8 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδάφους Α,Β,С, D και Ε ανάλογα με τη στρωματογραφία και τις παραμέτρους που περιγράφονται παρακάτω. Η διάταξη των εδαφών γίνεται με βάση την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων, $v_{s,30}$, εάν είναι διαθέσιμη αλλιώς χρησιμοποιείται η τιμή N_{SPT} (αριθμός κρούσεων για πρότυπη διείσδυση 30cm). Η ταχύτητα $v_{s,30}$ αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30m εδάφους. Γενικά απαιτείται έλεγχος του εδάφους για τον καθορισμό της κατηγορίας του εκτός από κάποιες περιπτώσεις όπου επιτρέπεται η εκτίμηση της κατηγορίας με βάση ήδη υπάρχουσες παρακείμενες κατασκευές. Στην παρούσα εργασία το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας Β.

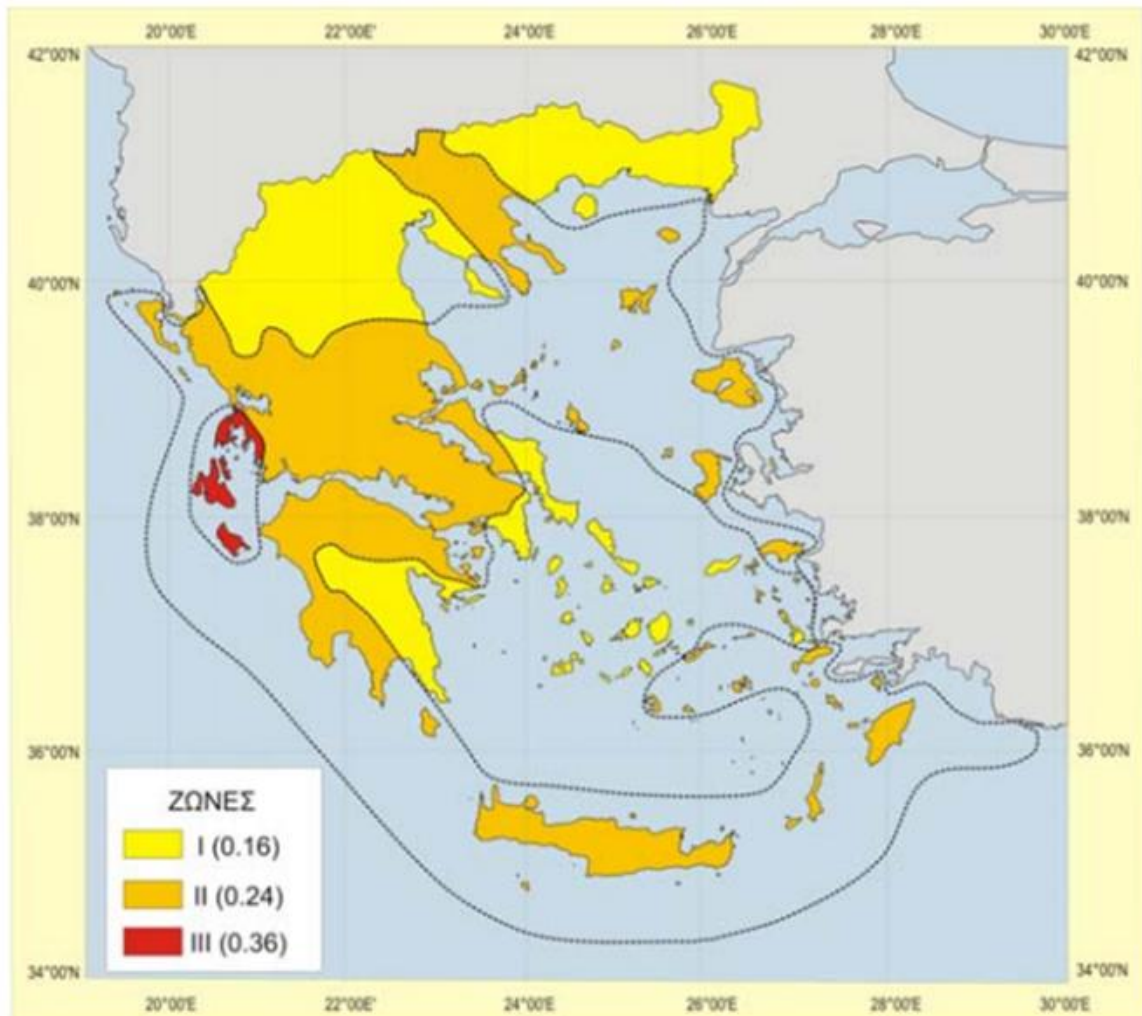
Κατάταξη εδαφών

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$	N_{SPT}	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 ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			

Σχήμα 3.7: Κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με ΕΚ8

Σεισμικές ζώνες-εδαφική επιτάχυνση

Η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους a_{gR} , η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας Α. Η Ελλάδα είναι χωρισμένη σε 3 ζώνες: Ζώνη 1: $a_{gR}=0,16g$, Ζώνη 2: $a_{gR}=0,24g$, Ζώνη 3: $a_{gR}=0,36g$, όπου g η επιτάχυνση βαρύτητας της γης. Οι ζώνες φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.8: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας

Η τιμή αναφοράς a_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη, όπου T_{NCR} είναι η περίοδος επανάληψης της σεισμικής δράσης που ικανοποιεί το κριτήριο της μη-κατάρρευσης. Ορίζεται ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_i και η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος Α προκύπτει από τη σχέση: $a = \gamma_i * a_{gR}$

Για το συντελεστή σπουδαιότητας ορίζονται τέσσερις κατηγορίες: I, II, III, IV. Η κατηγοριοποίηση των κτιρίων στις κατηγορίες δίνεται στον παρακάτω πίνακα μαζί με την τιμή του συντελεστή. Από τον παρακάτω πίνακα προκύπτει $\gamma_i=1,00$ για το κτίριο της παρούσας μελέτης.

Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας γ_i για κτίρια

Κατηγορία	γ_i	Χρήση κτιρίου
I	0.8	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για την δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτήρια κλπ.
II	1.0	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις προηγούμενες κατηγορίες.
III	1.2	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, κλπ.
IV	1.4	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Συντελεστής Συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Ανάλογα με το είδος της κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος οι τιμές του συντελεστή q δίνονται στον παρακάτω πίνακα. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό τη βασική προϋπόθεση ότι για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλάστιμη συμπεριφορά). Το εν λόγω έργο είναι από χάλυβα και έχει δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα και επομένως ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι $q=3,00$.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2.00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1.00	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Φάσμα Σχεδιασμού

Για ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής στο σεισμικό σχεδιασμό (απορρόφηση ενέργειας μέσω πλαστικής συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων) γίνεται ανάλυση με φάσμα σχεδιασμού μειωμένο σε σχέση με το ανελαστικό φάσμα. Η μείωση γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q . Για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής φόρτισης, οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T)$ σε κάθε περιοχή του φάσματος είναι:

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

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

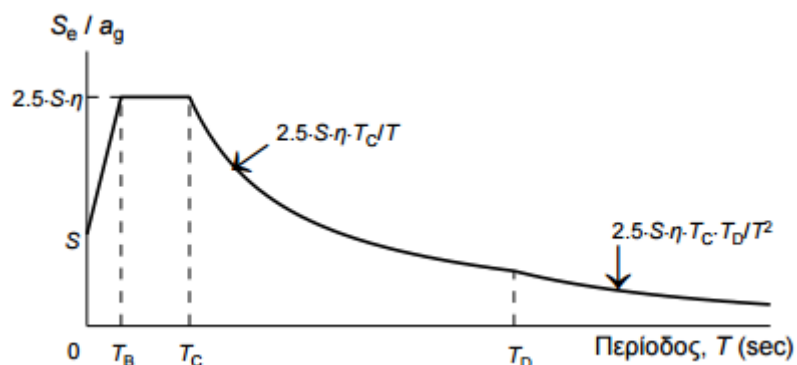
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Όπου οι τιμές των παραμέτρων των φασμάτων απόκρισης δίνονται στον παρακάτω πίνακα (για έδαφος κατηγορίας Β στη συγκεκριμένη εργασία).

Εδαφικός τύπος	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.40	0.15	0.5	2.0

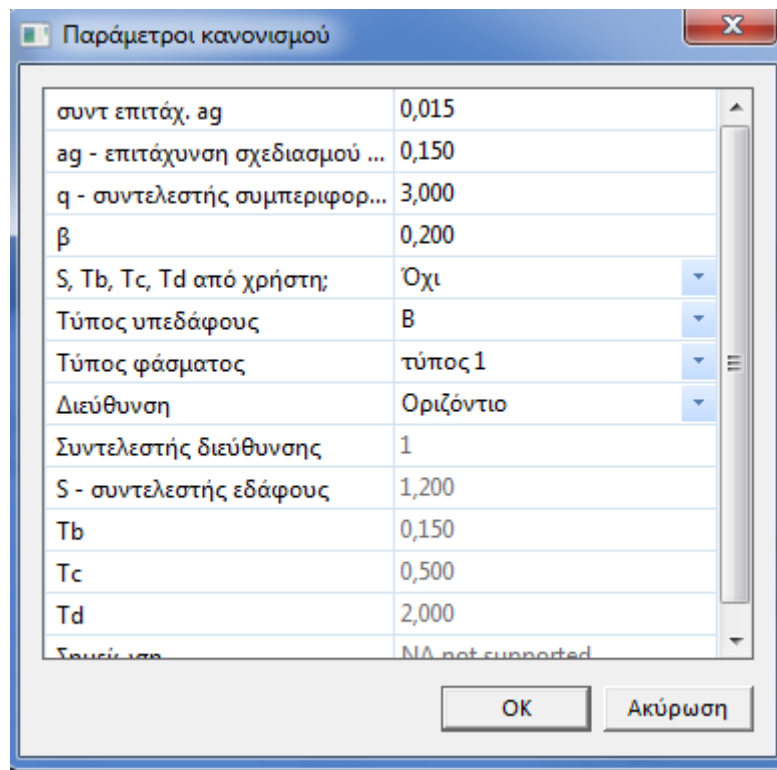
Και β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού και λαμβάνεται $\beta=0,2$. Άρα η γενική μορφή του φάσματος σχεδιασμού είναι:



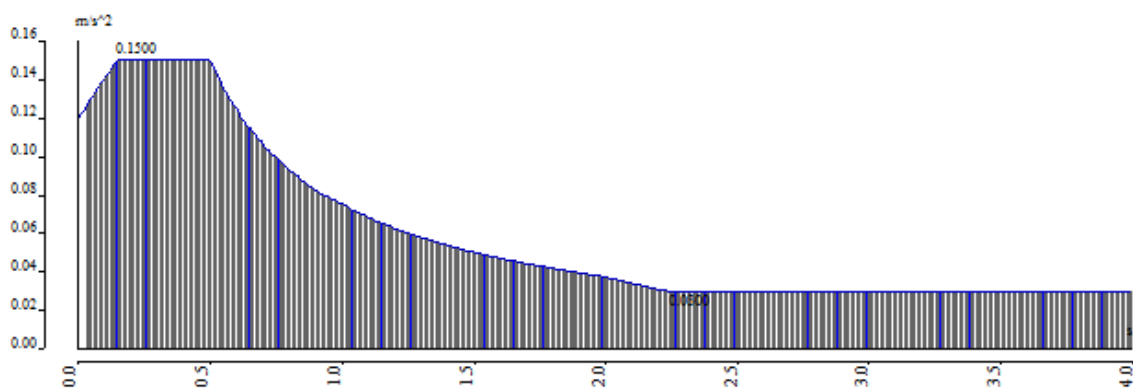
Σχήμα 3.9: Γενική μορφή φάσματος σχεδιασμού

Εισαγωγή στοιχείων σεισμού στο Scia Engineer

Σύντομη παρουσίαση εισαγωγής στοιχείων σεισμού που παρουσιάστηκαν παραπάνω στο πρόγραμμα ανάλυσης.



Σχήμα 3.10 :Στοιχεία φάσματος κατασκευής όπως εισήχθησαν στο Scia Engineer



Σχήμα 3.11: Φάσμα σχεδιασμού κατασκευής που παράχθηκε από το Scia Engineer

3.3 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σε αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για τη δημιουργία της οριακής κατάστασης αστοχίας και λειτουργικότητας και στη συνέχεια εφαρμόζονται στο φορέα.

3.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Σε αυτή την περίπτωση έχουμε πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση ανατροπή κλπ., που συνδέονται με κατάρρευση του φορέα ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του.

- Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια ή παροδικές

Στις περιπτώσεις αυτές ο συνδυασμός των αποτελεσμάτων των δράσεων θα βασίζεται στην τιμή σχεδιασμού της κυρίαρχης μεταβλητής δράσης και στις τιμές σχεδιασμού του συνδυασμού των συνοδευτικών μεταβλητών δράσεων. Ο συνδυασμός εκφράζεται ως εξής:

$$\Sigma \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Qi} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Όπου το $Q_{k,1}$ αντιστοιχεί στην εκάστοτε επικρατέστερη μεταβλητή δράση. Με αυτό τον τρόπο προκύπτει ο αναλυτικός συνδυασμός δράσεων:

Δυσμενής Συνδυασμός:

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q

$$1,35 * G + 1,5 * Q + 1,5 * 0,6 * W + 1,5 * 0,5 * S$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο

$$1,35 * G + 1,5 * W + 1,5 * 0,7 * Q + 1,5 * 0,5 * S$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S

$$1,35 * G + 1,5 * S + 1,5 * 0,7 * Q + 1,5 * 0,6 * W$$

Ευμενής Συνδυασμός

- $1,00 * G + 1,00 * Q$

Για καταστάσεις Σεισμού:

$$\Sigma G_{k,j} + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Οι τιμές των συντελεστών ψ_i για κτήρια προκύπτουν από τον ακόλουθο πίνακα

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

Σχήμα 3.12: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

3.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Σε αυτή την περίπτωση έχουμε μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ, που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικότητες απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

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

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q
 $G + Q + 0,6 * W + 0,5 * S$
- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W
 $G + W + 0,7 * Q + 0,5 * S$
- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S
 $G + S + 0,7 * Q + 0,6 * W$

3.3.3 Συνδυασμοί φορτίσεων

Οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα φαίνονται στους παρακάτω πίνακες:

	Μόνιμα	Κινητά	Άνεμος Χ	Άνεμος Υ	Χιόνι	Σεισμός Χ	Σεισμός Υ
ΑΣΤΟΧΙΑ 1	1,35	1,5					
ΑΣΤΟΧΙΑ 2	1,35	1,5			0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 3	1,35	1,5	0,9		0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 4	1,35	1,5		0,9	0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 5	1,35		1,5				
ΑΣΤΟΧΙΑ 6	1,35			1,5			
ΑΣΤΟΧΙΑ 7	1,35	1,05	1,5		0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 8	1,35	1,05		1,5	0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 9	1,35	1,05			1,5		
ΑΣΤΟΧΙΑ 10	1,35		0,9		1,5		
ΑΣΤΟΧΙΑ 11	1,35			0,9	1,5		
ΑΣΤΟΧΙΑ 12	1,35	1,05	0,9		1,5		
ΑΣΤΟΧΙΑ 13	1,35	1,05		0,9	1,5		
ΑΣΤΟΧΙΑ 14	1	0,3				1	0,3
ΑΣΤΟΧΙΑ 15	1	0,3				0,3	1

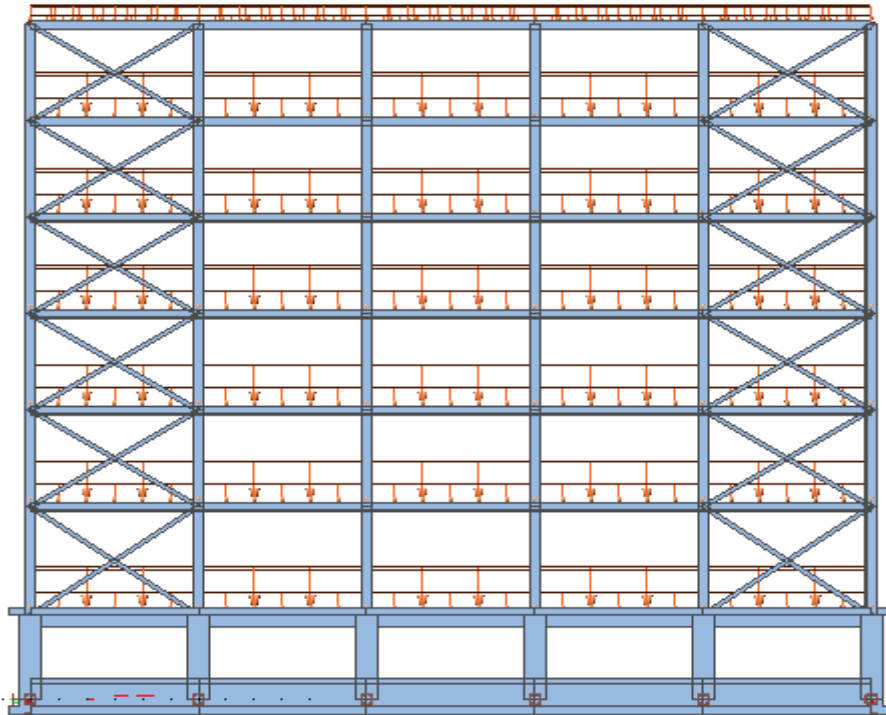
Σχήμα 3.13: Συνδυασμοί αστοχίας

	Μόνιμα	Κινητά	Άνεμος Χ	Άνεμος Υ	Χιόνι
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 1	1	1	0,6		0,5
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 2	1	1		0,6	0,5
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 3	1	1			0,5
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 4	1	0,7		0,6	1
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 5	1	0,7	0,6		1
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 6	1	0,7	1		0,6
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 7	1	0,7		1	0,6

Σχήμα 3.14: Συνδυασμοί λειτουργικότητας

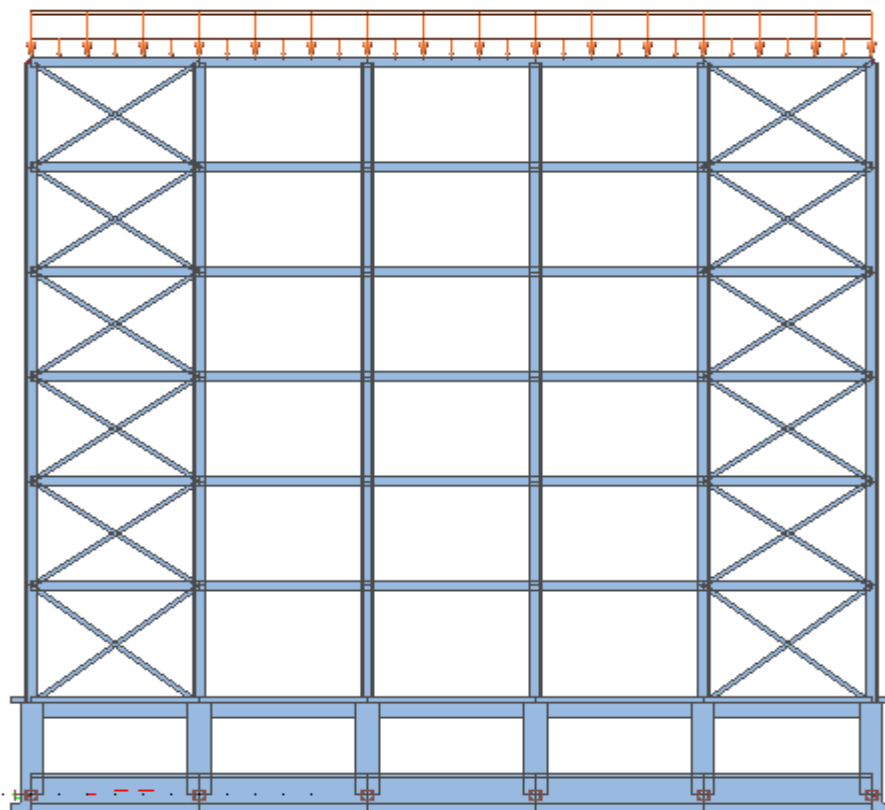
3.3.4 Φορτίσεις όπως εισήχθησαν στο Scia Engineer

- Κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά)



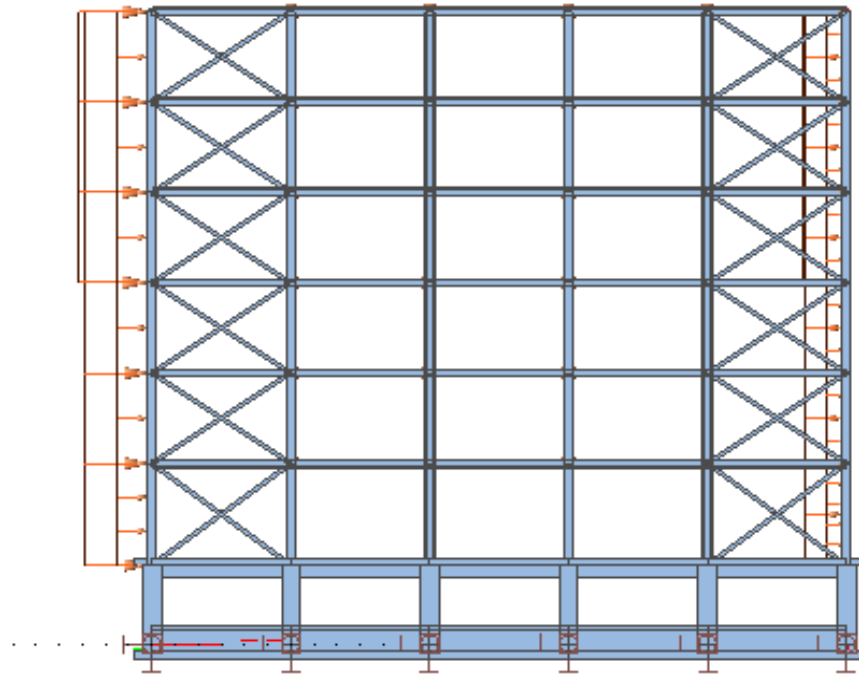
Σχήμα 3.15: Κατακόρυφα φορτία όπως εμφανίζονται στο Scia Engineer

- Φορτίο χιονιού

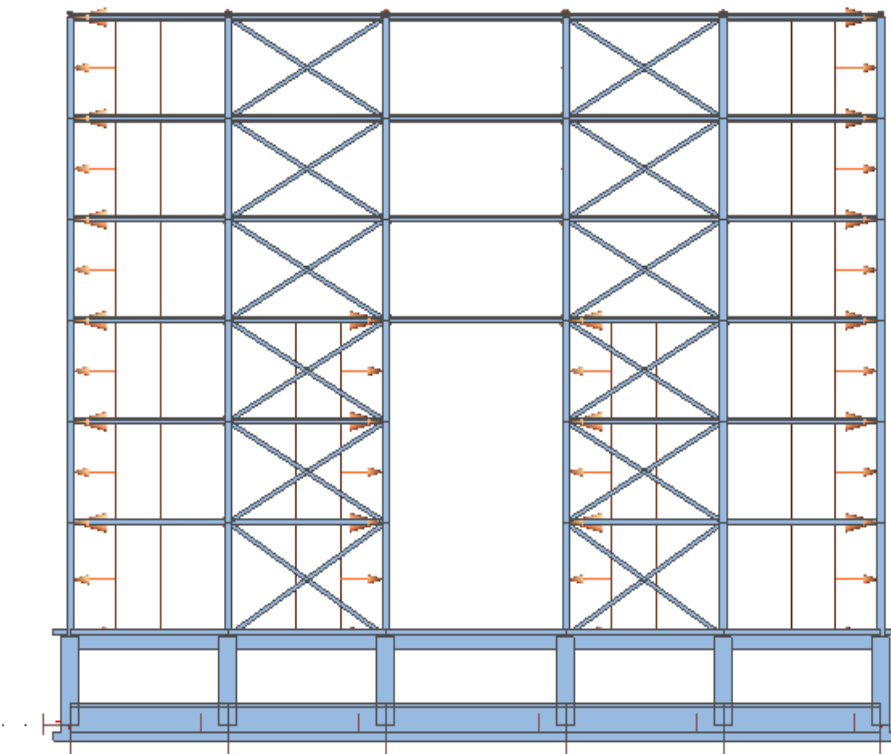


Σχήμα 3.16: Φορτία χιονιού όπως εμφανίζονται στο Scia Engineer

- Άνεμος κατά X ($\theta=0^\circ$)

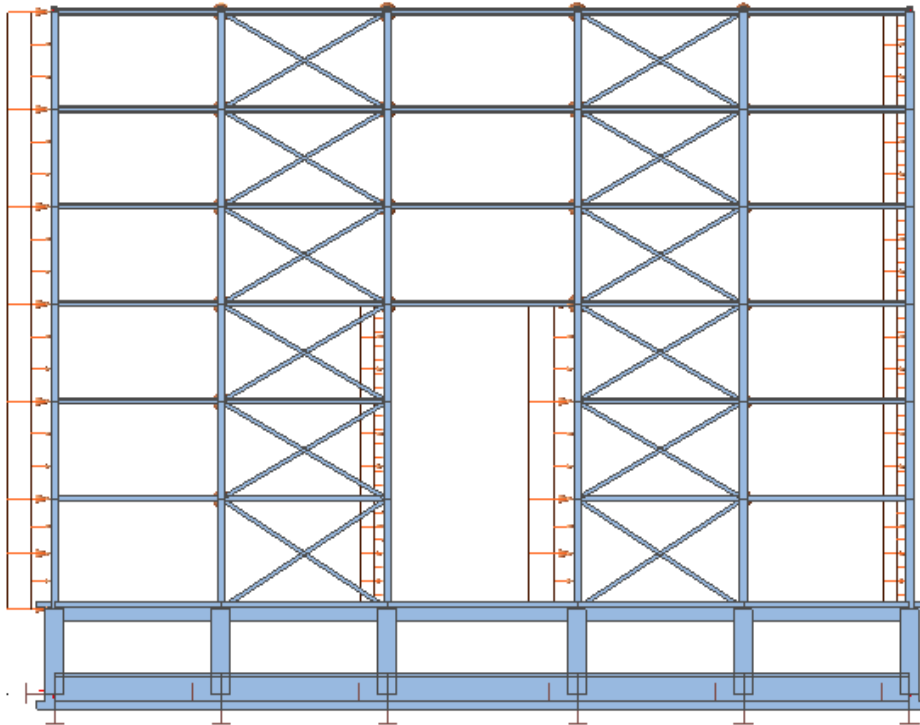


Σχήμα 3.17: Φορτία ανέμου όπως εμφανίζονται στο Scia Engineer

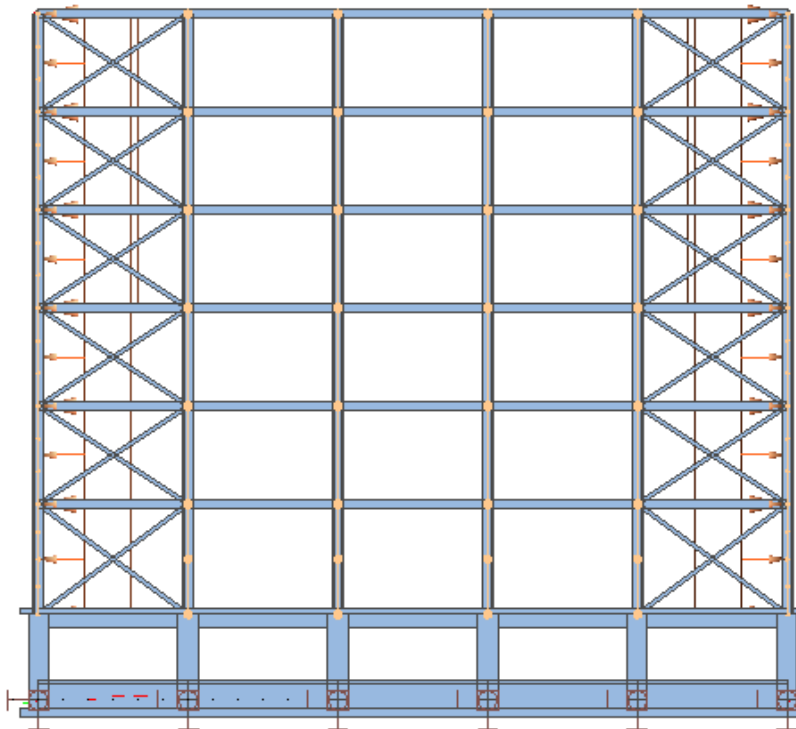


Σχήμα 3.18: Φορτία ανέμου όπως εμφανίζονται στο Scia Engineer

- Άνεμος κατά Y ($\theta=90^\circ$)



Σχήμα 3.19: Φορτία ανέμου όπως εμφανίζονται στο Scia Engineer



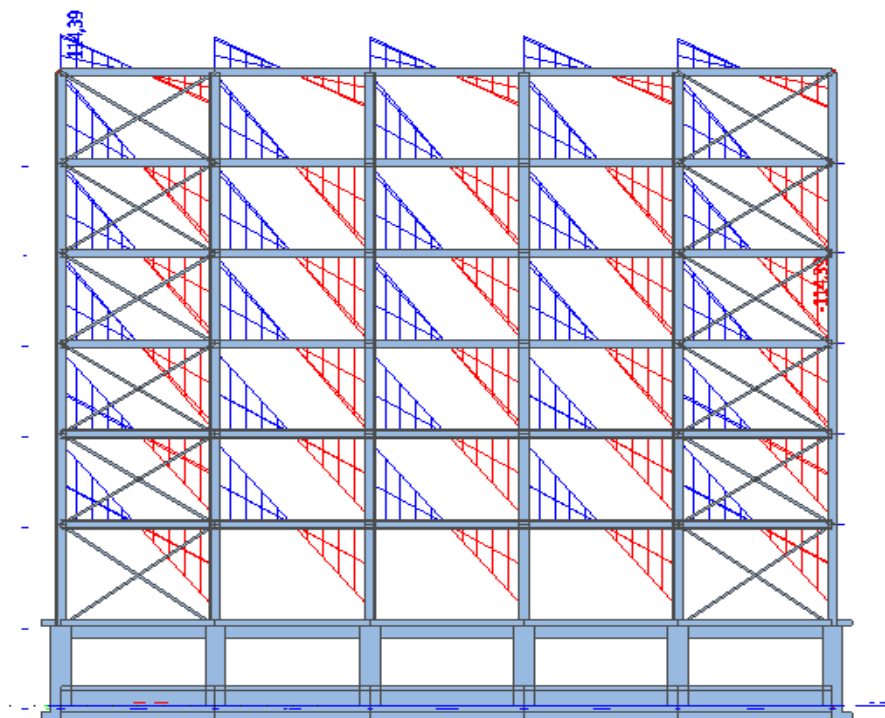
Σχήμα 3.20: Φορτία ανέμου όπως εμφανίζονται στο Scia Engineer

4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα

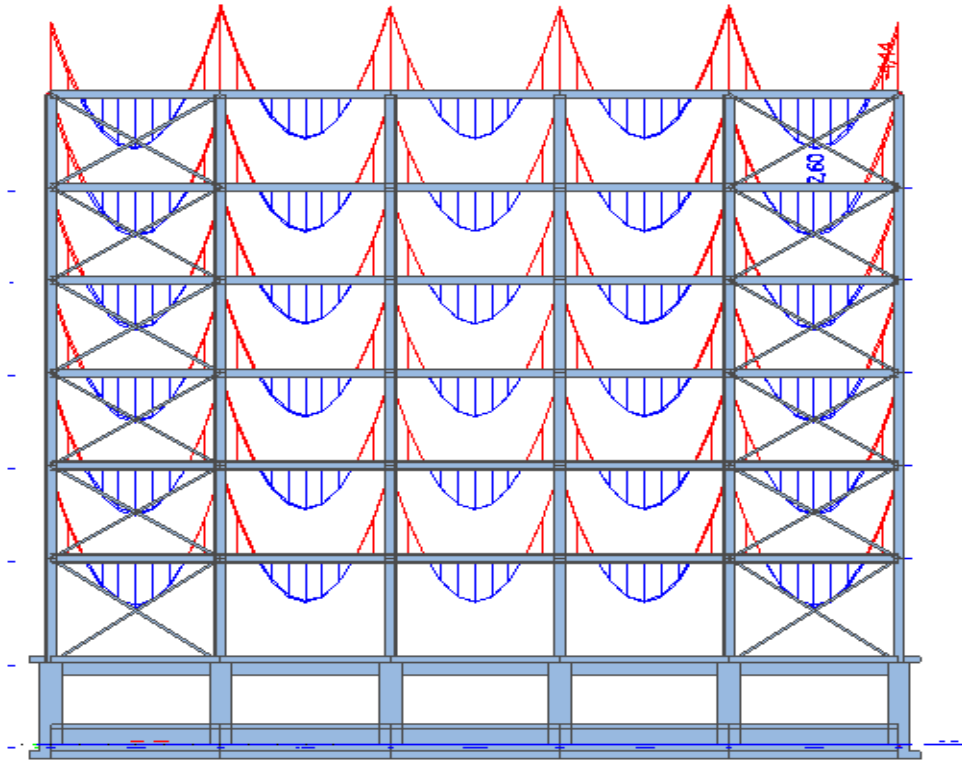
4.1 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών

Θα παρουσιαστούν επιγραμματικά τα εντατικά μεγέθη όπως προέκυψαν από την ανάλυση του προγράμματος:

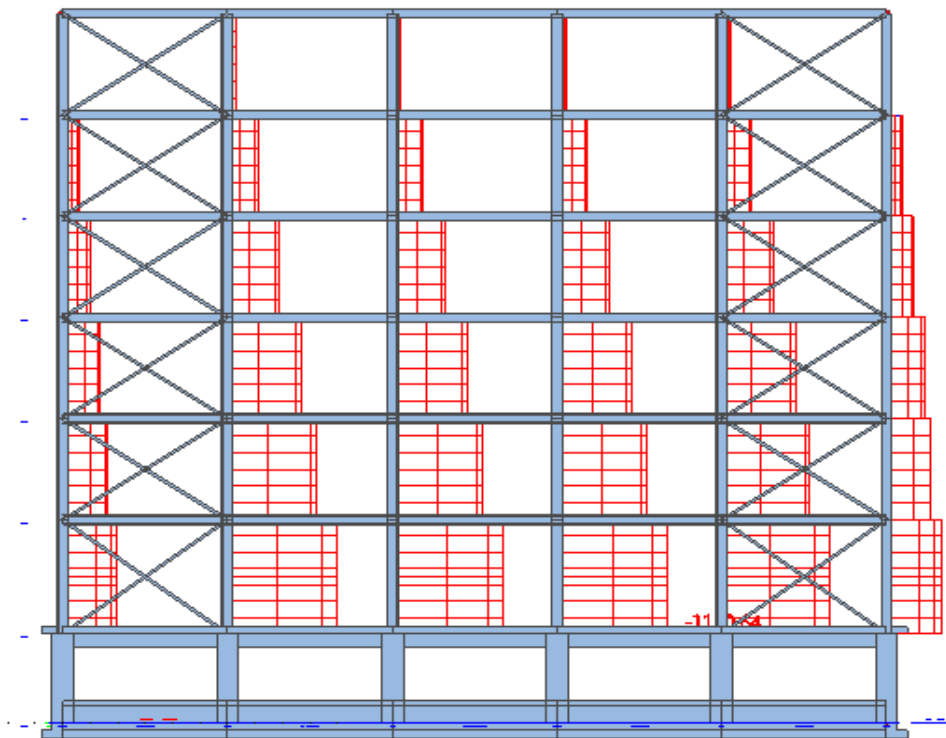
- Λόγω κατακόρυφων φορτίων δηλαδή λόγω μόνιμων, ωφέλιμων(κινητών) και ίδιου βάρους αναπτύσσονται κρίσιμες τέμνουσες και ροπές στις κύριες δοκούς και αξονικές δυνάμεις στα υποστυλώματα της κατασκευής. Η μορφή των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών φαίνεται στα παρακάτω σχήματα:



Σχήμα 4.1: Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων στις κύριες δοκούς

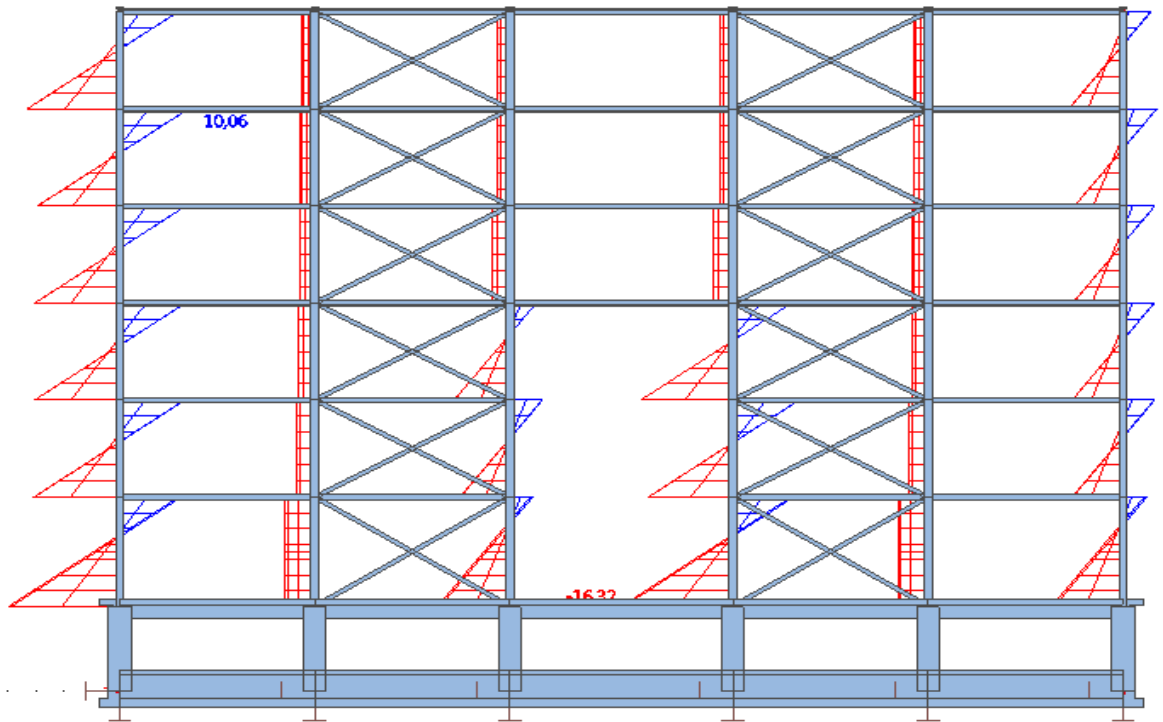


Σχήμα 4.2: Διαγράμματα ροπών κάμψης στις κύριες δοκούς

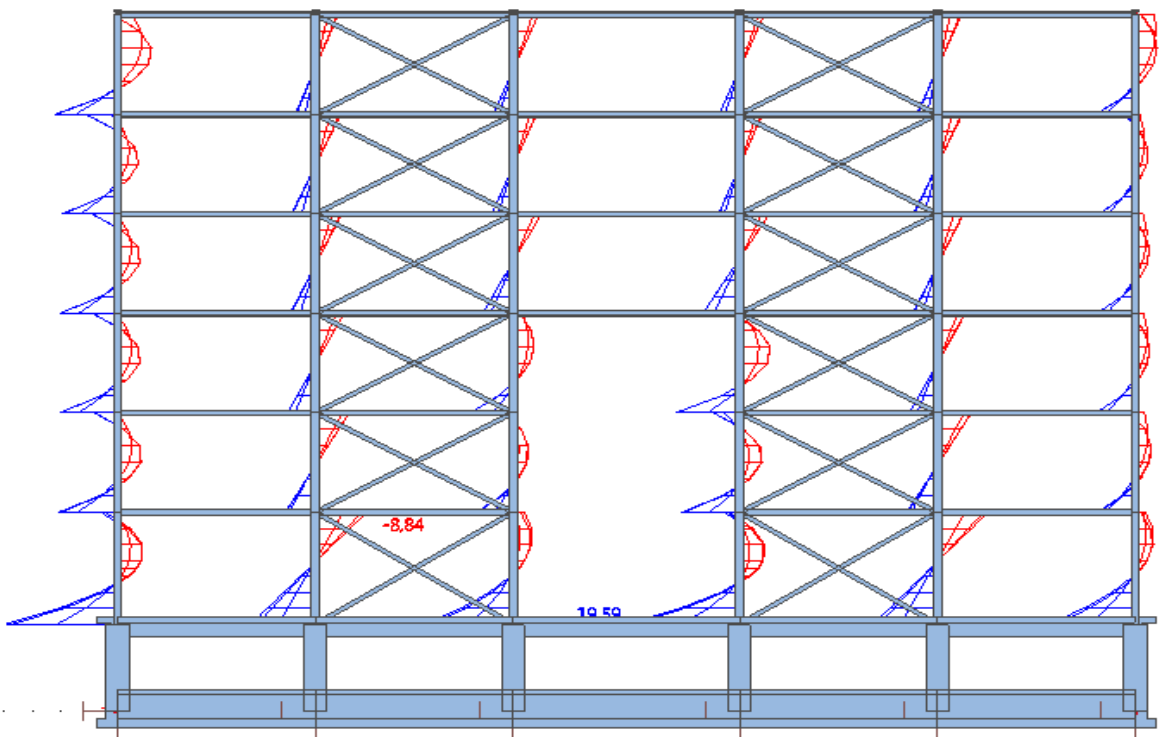


Σχήμα 4.3: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα

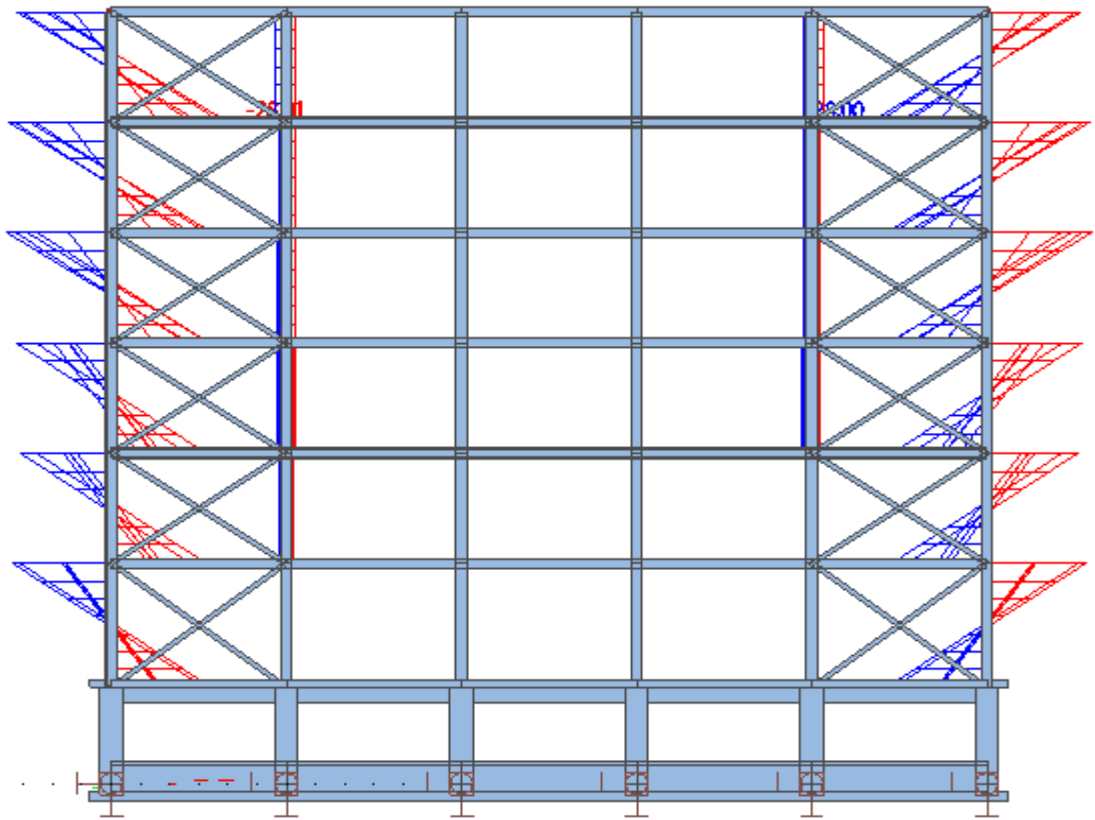
- Λόγω των φορτίων ανέμου αναπτύσσονται τέμνουσες και ροπές κάμψης στα υποστυλώματα των εξωτερικών πλευρών αλλά και των υποστυλωμάτων της στοάς . Η μορφή των διαγραμμάτων φαίνονται στα παρακάτω σχήματα.



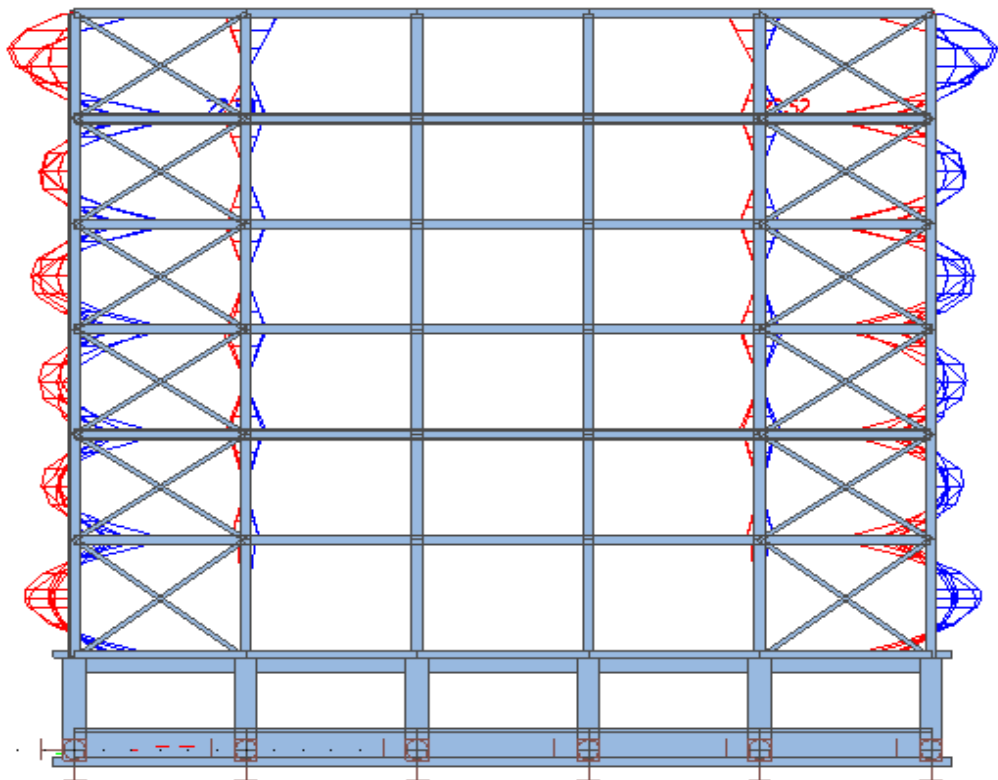
Σχήμα 4.4: Τέμνουσες φόρτισης ανέμου στη διεύθυνση Y (Όψη Y-Y)



Σχήμα 4.5: Ροπές κάμψης φόρτισης ανέμου στη διεύθυνση Y (Όψη Y-Y)



Σχήμα 4.6: Τέμνουσες φόρτισης ανέμου Υ(Οψη Χ-Χ)



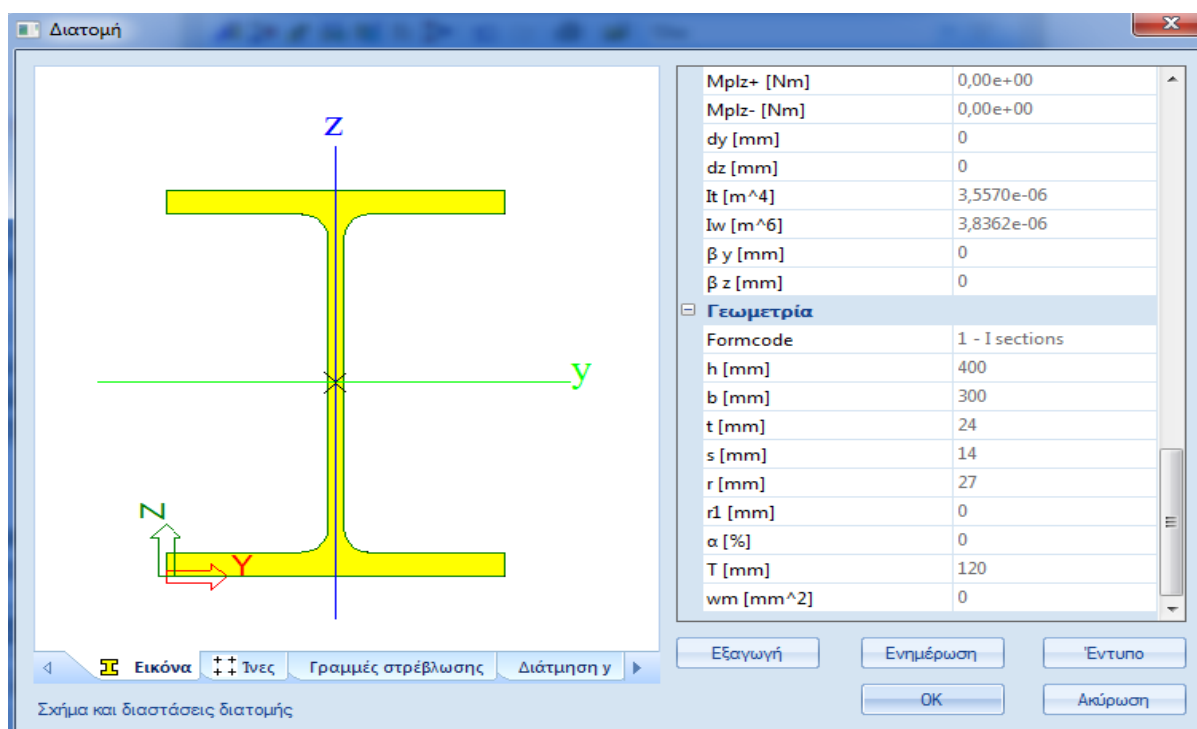
Σχήμα 4.7: Ροπές κάμψης φόρτισης ανέμου Υ (Οψη Χ-Χ)

4.2 Έλεγχος μεταλλικών στοιχείων στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Θα γίνει παρουσίαση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης που έγινε από το πρόγραμμα Scia Engineer. Θα παρουσιαστούν τα εντατικά μεγέθη στους κρίσιμους συνδυασμούς φόρτισης για κάθε μέλος καθώς και οι αντίστοιχοι έλεγχοι. Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται από το πρόγραμμα στα χαλύβδινα μέλη της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι εξής: αντοχής σε θλίψη, αντοχής σε τέμνουσα, αντοχής σε κάμψη, έλεγχος υπό κάμψη και τέμνουσα, έλεγχος υπό κάμψη και αξονική δύναμη, έλεγχος καμπτικού λυγισμού λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης, στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υπό θλίψη και κάμψη. Για κάθε έλεγχο ως αποτέλεσμα παράγεται ένας δείκτης που είναι ο λόγος Δράση/Αντοχή.

4.2.1 Υποστυλώματα

Για τα υποστυλώματα επιλέχθηκε διατομή HE400B της οποίας τα χαρακτηριστικά φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 4.8: Χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από το δυσμενέστερο συνδυασμό και αναλυτικά οι έλεγχοι που έγιναν από το πρόγραμμα καθώς και ο δείκτης που προκύπτει για τον κάθε έλεγχο. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός για τα υποστυλώματα είναι ο εξής: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 0,9 \cdot W + 0,5 \cdot S$

- Εντατικά μεγέθη:

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> N,Ed	-2978,65	kN
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> Vy,Ed	-4,48	kN
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> Vz,Ed	-0,17	kN
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> T,Ed	0,00	kNm
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> My,Ed	0,35	kNm
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> Mz,Ed	11,01	kNm

- Κατηγοριοποίηση διατομής:

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	22,07
Κατηγορία 1 Όριο	33,00
Κατηγορία 2 Όριο	38,00
Κατηγορία 3 Όριο	42,02

=> Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα Κατηγορία 1

Κατηγοριοποίηση Εξωτερικών Πελμάτων Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 2

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	4,84
Κατηγορία 1 Όριο	9,00
Κατηγορία 2 Όριο	10,00
Κατηγορία 3 Όριο	13,86

=> Εξωτερικά πέλματα Κατηγορία 1

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό διατομής

- Έλεγχος σε θλίψη:

Έλεγχος σε θλίψη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.4 και τύπο (6.9)

A	1,9780e-02	m ²
Nc,Rd	4648,30	kN
Έλεγχος μονάδος	0,64	-

- Έλεγχος σε κάμψη:

Έλεγχος ροπής κάμψης για Mz

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,z	1,1000e-03	m ³
Mpl,z,Rd	258,50	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,04	-

- Κατηγοριοποίηση διατομής για έλεγχο σε λυγισμό:

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό λυγισμού μέλους

Καθοριστική θέση για κατηγοριοποίηση σε ευστάθεια: 0,000 m

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	22,07
Κατηγορία 1 Όριο	33,00
Κατηγορία 2 Όριο	38,00
Κατηγορία 3 Όριο	42,02

=> Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα Κατηγορία 1

Κατηγοριοποίηση Εξωτερικών Πελάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 2

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	4,84
Κατηγορία 1 Όριο	9,00
Κατηγορία 2 Όριο	10,00
Κατηγορία 3 Όριο	13,86

=> Εξωτερικά πέλατα Κατηγορία 1

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό μελών σε λυγισμό

- Έλεγχος καμπτικού λυγισμού:

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.1 και τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy	zz	
<i>*Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση² *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση⁴ *Φοιτητική έκδοση⁵ *</i>			
Τύπος μετάθεσης	μεταθετό	αμετάθετο	
Μήκος συστήματος L	4,500	4,500	m
Συντελεστής λυγισμού k	1,30	0,58	
Μήκος λυγισμού L _{cr}	5,842	2,606	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N _{cr}	35030,92	33018,87	kN
Λυγηρότητα λ	34,21	35,24	
Σχετική λυγηρότητα λ _{rel}	0,36	0,38	
Περιορισμός λυγηρότητας λ _{rel,0}	0,20	0,20	
Καμπύλη λυγισμού	a	b	
Ατέλεια α	0,21	0,34	
Συντελεστής μείωσης χ	0,96	0,94	
Αντοχή λυγισμού N _{b,Rd}	4471,48	4349,87	kN

Flexural Buckling verification		
<i>*Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση² *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση⁴ *Φοιτητική έκδοση⁵ *</i>		
Εμβαδό διατομής A	1,9780e-02	m ²
Αντοχή λυγισμού N _{b,Rd}	4349,87	kN
Έλεγχος μονάδος	0,68	-

- Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

Έλεγχος Στρεπτικού (-Καμπτικού) Λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Πίνακας τιμών		
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i>		
Μήκος Λυγισμού σε στρέψη	4.500	m
Ncr,T	19633.21	kN
Ncr,TF	33018.87	kN
Σχετική λυγηρότητα λ,T	0.49	
Περιορισμός λυγηρότητας λ,0	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	b	
Ατέλεια α	0.34	
A	1.9780e-02	m ²
Συντελεστής μείωσης χ	0.89	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	4137.51	kN
Έλεγχος μονάδος	0.72	-

- Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού από θλίψη και κάμψη:

Έλεγχος θλίψης και κάμψης

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1: 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)

Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1

Πίνακας τιμών		
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i>		
k _{yy}	0.575	
k _{yz}	0.450	
k _{zy}	0.300	
k _{zz}	0.682	
Δ M _y	0.00	kNm
Δ M _z	0.00	kNm
A	1.9780e-02	m ²
W _y	3.2400e-03	m ³
W _z	1.1000e-03	m ³
NR _k	4648.30	kN
M _{y,Rk}	761.40	kNm
M _{z,Rk}	258.50	kNm
M _{y,Ed}	-0.44	kNm
M _{z,Ed}	11.01	kNm
Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1		
M _{cr0}	2744.08	kNm
μειωμένη λυγηρότητα 0	0.53	
Ψ _y	-0.800	
Ψ _z	-0.832	
C _{my,0}	0.587	
C _{mz,0}	0.929	
C _{my}	0.600	
C _{mz}	0.929	
C _{mLT}	1.000	
μ _y	0.996	
μ _z	0.994	
w _y	1.123	
w _z	1.500	
n _{pl}	0.641	
a _{LT}	0.994	
b _{LT}	0.000	
c _{LT}	0.001	
d _{LT}	0.000	
e _{LT}	0.007	
C _{yy}	1.137	
C _{yz}	1.569	
C _{zy}	1.127	
C _{zz}	1.486	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.67 + 0.00 + 0.02 = 0.69

Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.72 + 0.00 + 0.03 = 0.75

Συνεπώς ο συνοπτικός έλεγχος της διατομής παρουσιάζεται από το Scia Engineer ως εξής:

Μέλος B155	HEB400	S 235	KIN4	0.75
-------------------	---------------	--------------	-------------	-------------

Έλεγχος διατομής

$$0.642 < 1.000$$

Ο έλεγχος διατομής ικανοποιείται στο μέλος.

Έλεγχος ευστάθειας

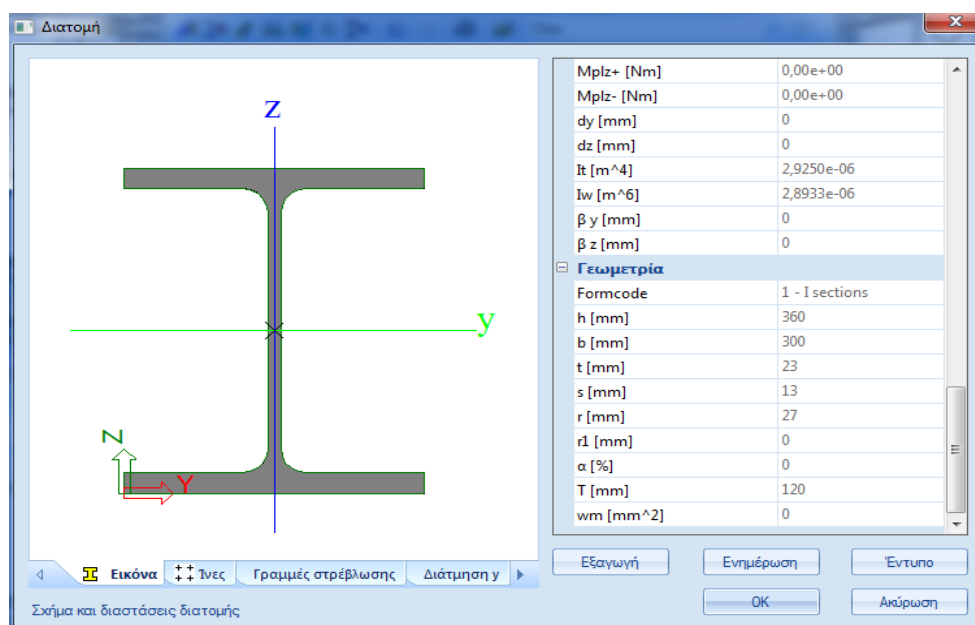
$$0.749 < 1.000$$

Ο έλεγχος ευστάθειας ικανοποιείται στο μέλος.

Δυσμενέστερο, όπως ήταν αναμενόμενο άλλωστε, προκύπτει το μέλος B155 το οποίο είναι υποστύλωμα του ισογείου. Σύμφωνα με την ανάλυση του προγράμματος ικανοποιεί όλους τους ελέγχους αστοχίας και ευστάθειας.

4.2.2 Κύρια δοκός

Για κύρια δοκό επιλέχθηκε διατομή HE360B της οποίας τα χαρακτηριστικά φαίνονται παρακάτω:



Σχήμα 4.9: Χαρακτηριστικά διατομής κύριας δοκού

Ο έλεγχος της κύριας δοκού από την ανάλυση στο Scia Engineer προκύπτει ως εξής:

- Εντατικά μεγέθη

Ο κρίσιμος έλεγχος είναι στην θέση 6.000 m

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα
N _{Ed}	10,38	kN
V _{y,Ed}	-0,09	kN
V _{z,Ed}	-294,92	kN
T _{Ed}	0,00	kNm
M _{y,Ed}	-322,64	kNm
M _{z,Ed}	-0,26	kNm

- Κατηγορία διατομής:

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό διατομής

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 5.5.2

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	20,88
Κατηγορία 1 Όριο	72,43
Κατηγορία 2 Όριο	83,49
Κατηγορία 3 Όριο	124,00

=> Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα Κατηγορία 1

Κατηγοριοποίηση Εξωτερικών Πελάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 2

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	5,19
Κατηγορία 1 Όριο	9,00
Κατηγορία 2 Όριο	10,00
Κατηγορία 3 Όριο	13,77

=> Εξωτερικά πέλατα Κατηγορία 1

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό διατομής

- Έλεγχος κάμψης

Έλεγχος ροπής κάμψης για M_y

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

$W_{pl,y}$	2,6800e-03	m^3
$M_{pl,y,Rd}$	629,80	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,51	-

- Έλεγχος τέμνουσας

Έλεγχος διάτμησης για V_z

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
A_v	6,0563e-03	m^2
$V_{pl,z,Rd}$	821,70	kN
Έλεγχος μονάδος	0,36	-

- Έλεγχος σε συνδυασμό κάμψης και τέμνουσας

Συνδυασμένος έλεγχος σε καμπτική, αξονική και διατμητική δύναμη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.9.1 και τύπο (6.41)

$M_{pl,y,Rd}$	629,80	kNm
α	2,00	
$M_{pl,z,Rd}$	242,05	kNm
β	1,00	

Έλεγχος μονάδος (6.41) = $0,26 + 0,00 = 0,26$ -

- Κατηγορία διατομής για έλεγχο λυγισμού:

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων
Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	20,88
Κατηγορία 1 Όριο	72,58
Κατηγορία 2 Όριο	83,67
Κατηγορία 3 Όριο	124,00

=> Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα Κατηγορία 1

Κατηγοριοποίηση Εξωτερικών Πελάτων
Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 2

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	5,19
Κατηγορία 1 Όριο	9,00
Κατηγορία 2 Όριο	10,00
Κατηγορία 3 Όριο	13,78

=> Εξωτερικά πέλατα Κατηγορία 1

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό μελών σε λυγισμό

- Έλεγχος λυγισμού:

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού
Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
<small>*Φοιτητική έκδοση! *Φοιτητική έκδοση! *Φοιτητική έκδοση! *Φοιτητική έκδοση!</small>		
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
W _y	2.6800e-03	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	4493.51	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ _{LT}	0.37	
Όριο λυγηρότητας λ _{LT,0}	0.40	

Mcr Παράμετροι		
<small>*Φοιτητική έκδοση! *Φοιτητική έκδοση! *Φοιτητική έκδοση!</small>		
LTB μήκος	6.000	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C ₁	2.93	
C ₂	1.54	
C ₃	0.41	

Η λυγηρότητα ή η ροπή κάμψης είναι τέτοια ώστε το φαινόμενο του Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί σύμφωνα με το EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.2.2(4)

Συνεπώς ο συνοπτικός έλεγχος της διατομής παρουσιάζεται από το Scia Engineer ως εξής:

Μέλος B306	HEB360	S 235	KIN3	0.51
-------------------	---------------	--------------	-------------	-------------

Έλεγχος διατομής

$$0.512 < 1.000$$

Ο έλεγχος διατομής ικανοποιείται στο μέλος.

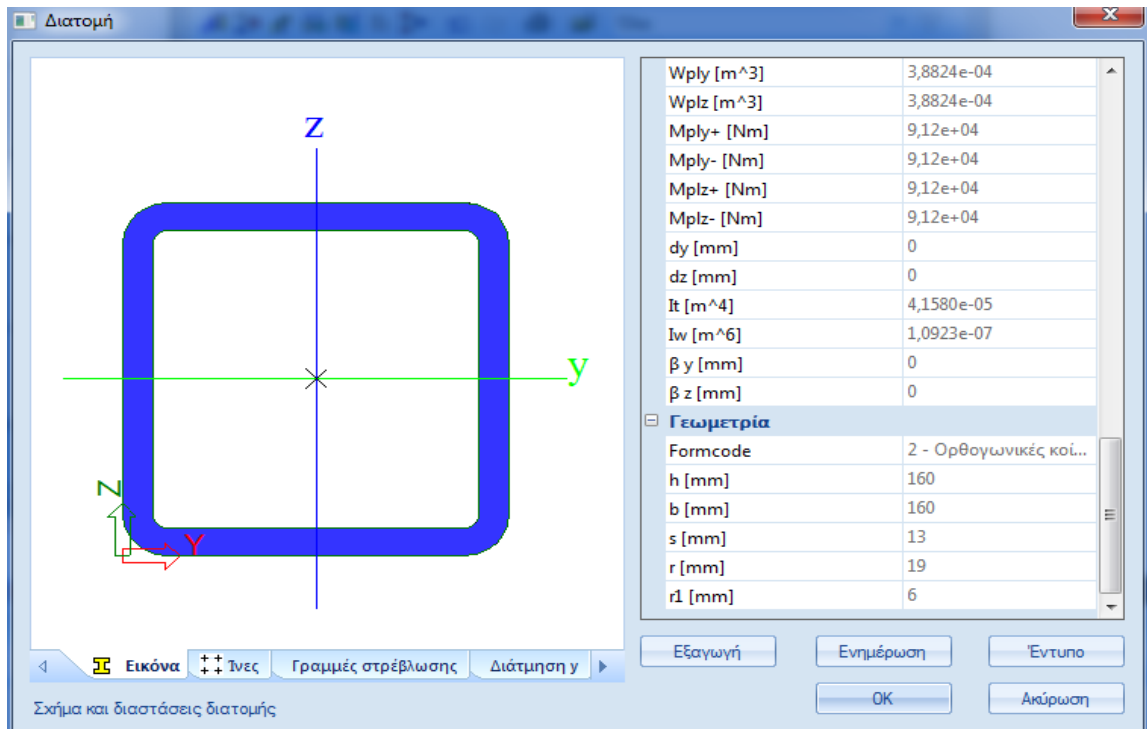
Έλεγχος ευστάθειας

$$0.291 < 1.000$$

Ο έλεγχος ευστάθειας ικανοποιείται στο μέλος.

4.2.3 Κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέγεται κοίλη διατομή SHS 160/160/12,5 τα χαρακτηριστικά της οποίας παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:



Σχήμα 4.10: Χαρακτηριστικά διατομής κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Ο αναλυτικός έλεγχος των κατακόρυφων συνδέσμων από το Scia Engineer προκύπτει ως εξής:

- Εντατικά μεγέθη:

Ο κρίσιμος έλεγχος είναι στην θέση 0.000 m

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα
N,Ed	-681,46	kN
Vy,Ed	0,03	kN
Vz,Ed	-0,21	kN
T,Ed	0,04	kNm
My,Ed	0,49	kNm
Mz,Ed	-0,03	kNm

Φοιτητική έκδοση *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδοση* *Φοιτητική έκδ

- Κατηγορία διατομής:

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό διατομής
Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 5.5.2
Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων
Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	9,50
Κατηγορία 1 Όριο	33,00
Κατηγορία 2 Όριο	38,00
Κατηγορία 3 Όριο	42,47

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό διατομής

- Έλεγχος σε θλίψη:

Έλεγχος σε θλίψη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.4 και τύπο (6.9)

A	7,2100e-03	m ²
N _{c,Rd}	1694,35	kN
Έλεγχος μονάδος	0,40	-

- Κατηγορία διατομής για έλεγχο σε λυγισμό:

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό λυγισμού μέλους

Καθοριστική θέση για κατηγοριοποίηση σε ευστάθεια: 0,000 m

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	9,50
Κατηγορία 1 Όριο	33,00
Κατηγορία 2 Όριο	38,00
Κατηγορία 3 Όριο	42,47

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό μελών σε λυγισμό

- Έλεγχος καμπτικού λυγισμού:

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.1 και τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy	zz	
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*</i>			
Τύπος μετάθεσης	αμετάθετο	αμετάθετο	
Μήκος συστήματος L	8,322	8,322	m
Συντελεστής λυγισμού k	0,94	0,62	
Μήκος λυγισμού L _{cr}	7,799	5,127	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N _{cr}	877,86	2031,06	kN
Λυγηρότητα λ	130,47	85,78	
Σχετική λυγηρότητα λ _{rel}	1,39	0,91	
Περιορισμός λυγηρότητας λ _{rel,0}	0,20	0,20	
Καμπύλη λυγισμού	a	a	
Ατέλεια α	0,21	0,21	
Συντελεστής μείωσης χ	0,42	0,73	
Αντοχή λυγισμού N _{b,Rd}	717,01	1228,55	kN

Flexural Buckling verification

<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*</i>		
Εμβαδό διατομής A	7,2100e-03	m ²
Αντοχή λυγισμού N _{b,Rd}	717,01	kN
Έλεγχος μονάδος	0,95	-

- Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού από θλίψη και κάμψη

Έλεγχος θλίψης και κάμψης
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1: 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
 Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1

Πίνακας τιμών		
	*Φοιτητική Έκδοση	*Φοιτητική Έκδοση
k _{xy}	0.779	
k _{yz}	0.508	
k _{zy}	1.447	
k _{zz}	1.277	
Δ M _y	0.00	kNm
Δ M _z	0.00	kNm
A	7.2100e-03	m ²
W _y	3.8824e-04	m ³
W _z	3.8824e-04	m ³
NR _k	1694.35	kN
M _{y,Rk}	91.24	kNm
M _{z,Rk}	91.24	kNm
M _{y,Ed}	0.86	kNm
M _{z,Ed}	0.25	kNm
Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1		
M _{cr0}	1609.90	kNm
μειωμένη λυγηρότητα 0	0.24	
Ψ _y	0.576	
Ψ _z	-0.139	
C _{my,0}	0.552	
C _{mz,0}	0.863	
C _{my}	0.552	
C _{mz}	0.863	
C _{mLT}	1.000	
μ _y	0.333	
μ _z	0.878	
w _y	1.206	
w _z	1.206	
n _{pl}	0.402	
a _{LT}	0.000	
b _{LT}	0.000	
c _{LT}	0.000	
d _{LT}	0.000	
e _{LT}	0.000	
C _{yy}	1.054	
C _{yz}	0.511	
C _{zy}	0.898	
C _{zz}	0.894	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.95 + 0.01 + 0.00 = 0.96
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.55 + 0.01 + 0.00 = 0.57
 Το μέλος ικανοποιεί τον έλεγχο Ευστάθειας.

Συνεπώς ο συνοπτικός έλεγχος της διατομής τω κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας παρουσιάζεται ως εξής:

Μέλος B501	SHS160/160/12.5	S 235	SEISMOSY	0.96
-------------------	------------------------	--------------	-----------------	-------------

Έλεγχος διατομής
 $0.402 < 1.000$
 Ο έλεγχος διατομής ικανοποιείται στο μέλος.
 Έλεγχος ευστάθειας
 $0.959 < 1.000$
 Ο έλεγχος ευστάθειας ικανοποιείται στο μέλος.

Όπως ήταν αναμενόμενο ο δυσμενέστερος συνδυασμός για τους κατακόρυφους συνδέσμους είναι ο σεισμικός.

4.3 Έλεγχος σύμμικτων στοιχείων στην οριακή κατάσταση αστοχίας

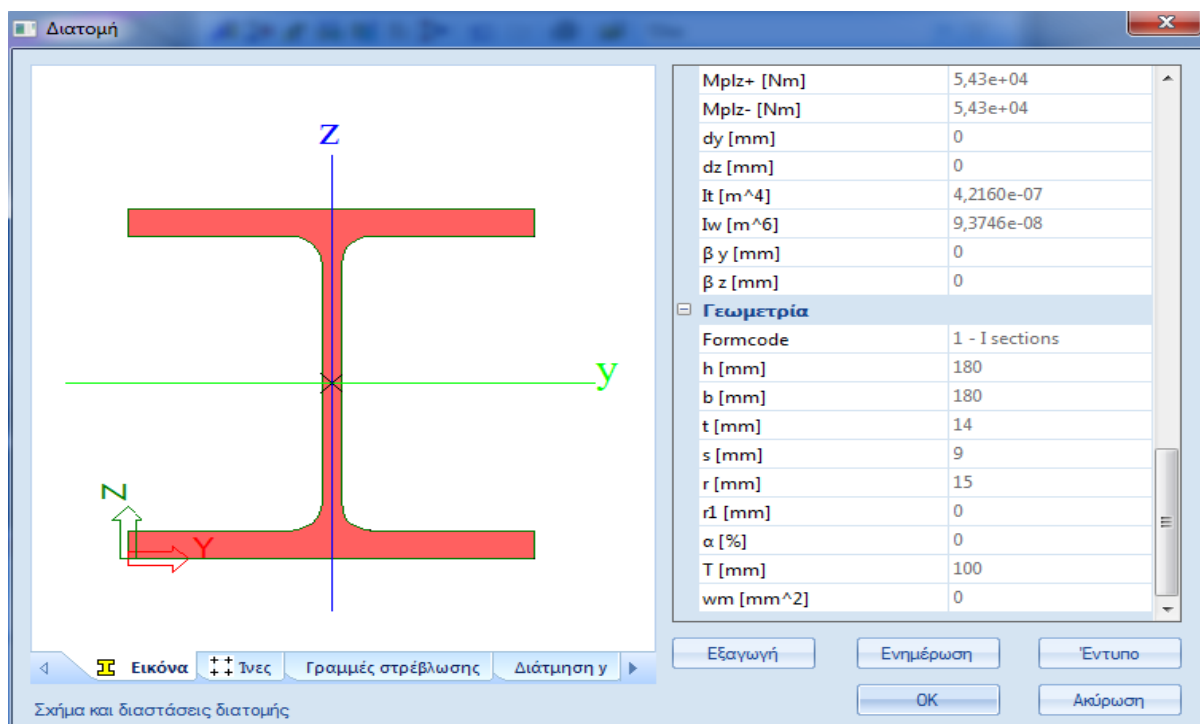
Οι δευτερεύουσες δοκοί και οι διαδοκίδες τοποθετούνται πάνω από τις κύριες δοκούς συνεπώς η σύμμικτη πλάκα επικάθεται των δευτερευουσών δοκών, οπότε μόνο αυτές έχουν σύμμικτη λειτουργία. Η σύμμικτη πλάκα είναι συνολικού πάχους 13cm μαζί με το χαλυβδόφυλλο του οποίου τα χαρακτηριστικά έχουν δοθεί σε προηγούμενη ενότητα. Συνεπώς οι διαδοκίδες και οι δευτερεύουσες δοκοί ελέγχονται έναντι κάμψης και διάτμησης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4. Οι διαδοκίδες φορτίζονται από τα κατακόρυφα φορτία δηλαδή τα μόνιμα και τα κινητά της κατασκευής. Οι διαδοκίδες και οι δευτερεύουσες δοκοί μελετούνται με στατικό μοντέλο αμφιέριστης δοκού. Το άνοιγμα μεταξύ των διαδοκίδων είναι 1,5 μέτρα και θα μελετήσουμε τις διαδοκίδες του μεσαίου ανοίγματος που έχουν μήκος 8m. Τα κινητά φορτία είναι 5kN/m^2 και τα μόνιμα είναι 3kN/m^2 . Συνεπώς το συνολικό φορτίο που δέχονται οι διαδοκίδες είναι

$$q_{sd} = 1,35 \cdot (5 \cdot 1,5) + 1,5 \cdot (3 \cdot 1,5) = 17,235 \text{ kN/m}^2$$

Άρα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα που δέχεται η σύμμικτη διατομή θα είναι:

$$M_{sd} = q_{sd} \cdot l^2 / 8 = 138,6 \text{ kNm} \quad \text{και} \quad V_{sd} = q_{sd} \cdot l / 2 = 69,3 \text{ kN}$$

Για τις διαδοκίδες επιλέχθηκε διατομή HE180B της οποίας τα χαρακτηριστικά φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 4.11: χαρακτηριστικά διατομής HE180B

Κατάταξη διατομής

Το θλιβόμενο πέλμα της χαλύβδινης δοκού το οποίο είναι εξασφαλισμένο έναντι λυγισμού μέσω της σύνδεσης του με την σύμμικτη πλάκα με διατμητικούς συνδέσμους, μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι κατηγορίας 1. Η κατάταξη των λοιπών πελμάτων και κορμών σε θλίψη σε σύμμικτες δοκούς γίνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και πραγματοποιείται ως εξής:

- Κορμός

$$c/t=122/8,5=14,35 < 72 \cdot \epsilon = 72$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1

$$c/t_f = (b - t_w - 2 \cdot r) / (2 \cdot t_f) = (180 - 8,5 - 2 \cdot 15) / (2 \cdot 14) = 5,05 < 9 \cdot \epsilon = 9$$

Άρα και το εφελκυστικό πέλμα είναι κατηγορίας 1

Συνεργαζόμενο πλάτος

Εφόσον μελετάμε την διατομή του μεσαίου ανοίγματος με μήκος 8m και θεωρούμε ότι οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν στατικό μοντέλο αμφιέριστης δοκού θα έχουμε:

$$L_e = 0,7 \cdot 8 = 5,6m \text{ άρα } b_{e,i} = L_e / 8 = 0,7 \text{ άρα } b_e = 2 \cdot b_{e,i} = 1,4m$$

Πλαστική ροπή αντοχής σύμμικτης διατομής

Αντοχές σχεδιασμού υλικών

$$C25: f_{cd} = f_{ck} \cdot 0,85 / \gamma_c = 2,5 \cdot 0,85 / 1,5 = 1,42 \text{ kN/cm}^2$$

$$S235: f_{ad} = 23,5 / 1,10 = 21,36 \text{ kN/cm}^2$$

Θλιπτική δύναμη

$$D = b_e \cdot d \cdot f_{cd} = 140 \cdot 13 \cdot 1,42 = 2584,4 \text{ kN}$$

Εφελκυστική δύναμη

$$Z = A_\alpha \cdot f_{ad} = 65,25 \cdot 21,36 = 1393,74 \text{ kN}$$

Συνεπώς η ουδέτερη γραμμή βρίσκεται μέσα στην πλάκα. Θα βρούμε την ακριβή θέση της ως εξής:

$$D = Z \Rightarrow z_0 = (A_\alpha \cdot f_{ad}) / b_e \cdot f_{cd} = 7,01 \text{ cm} < 13 \text{ cm}$$

Άρα η πλαστική ροπή αντοχής θα είναι

$$M_{pl,Rd} = A_\alpha \cdot f_{ad} \cdot (z_a - z_0 / 2) = 1393,74 \cdot (22 - 7,01 / 2) = 25784 \text{ kNcm} = 257,84 \text{ kNm} > 138,6 = M_{Ed}$$

Συνεπώς η σύμμικτη διατομή επαρκεί σε έλεγχο κάμψης

Έλεγχος διάτμησης

Κατάταξη διατομής υπό διάτμηση

$$h_w / t_w = 122 / 8,5 = 14,35 < 72 \cdot \epsilon / \eta = 72$$

Άρα δεν απαιτείται έλεγχος για αντοχή σε κύρτωση του κορμού

Πλαστική αντοχή τέμνουσας σύμμικτης διατομής:

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_v) / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = (12,2 \cdot 0,85 \cdot 23,5) / (1,73 \cdot 1) = 140,86 \text{ kN} > V_{Ed} = 69,3 \text{ kN}$$

Επίσης $0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 70,43 \text{ kN} > V_{Ed} = 69,3 \text{ kN}$

άρα δεν απαιτείται απομείωση της διατομής λόγω τέμνουσας.

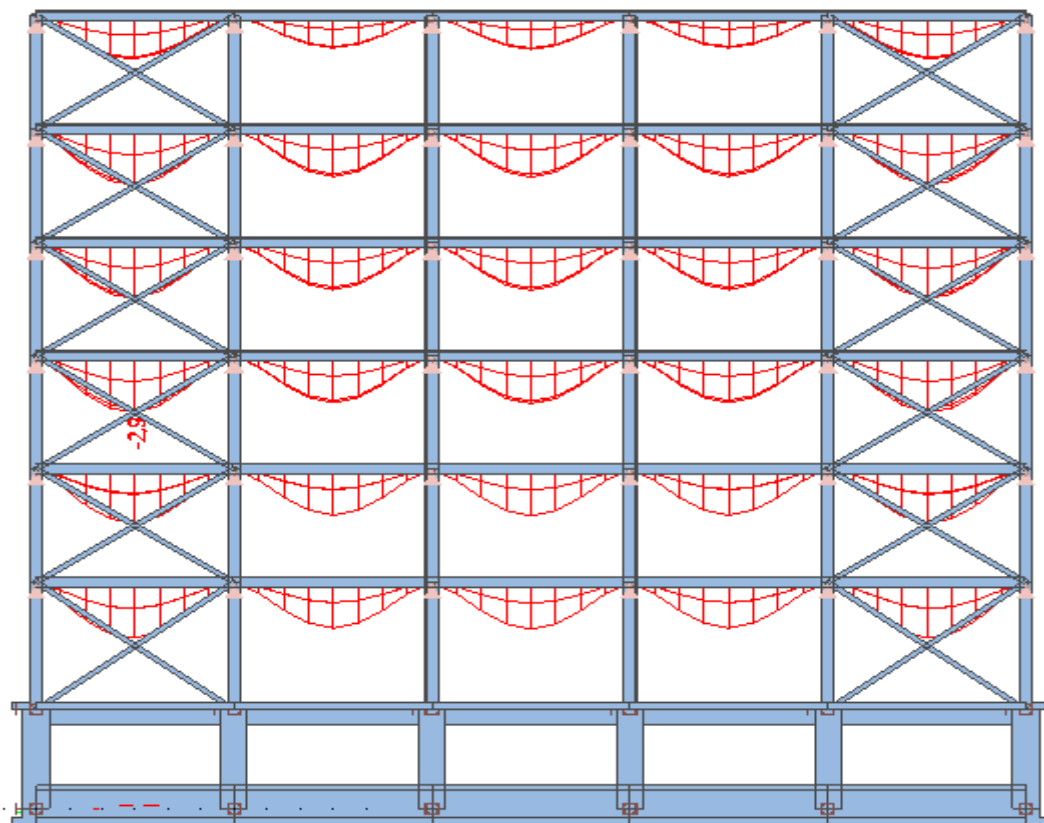
4.4 Έλεγχοι λειτουργικότητας

- Κύριες δοκοί διατομής HEB360

Έγινε ανάλυση του κτιρίου για τους συνδυασμούς λειτουργικότητας που αναφέρθηκαν σε προηγούμενη ενότητα. Προέκυψαν τα βέλη για τις κύριες δοκούς από την ανάλυση του Scia Engineer. Το δυσμενέστερο βέλος για τις κύριες δοκούς που είναι διατομής HEB360 είναι κατακόρυφο και προέκυψε $\delta_{max} = 2,9 \text{ cm}$. Το επιτρεπόμενο βέλος για τις κύριες δοκούς που έχουν μήκος 6m είναι $\delta_{επ} = L/200 = 600/200 = 3 \text{ cm}$. Συνεπώς ισχύει $\delta_{max} < \delta_{επ}$

- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB220

Σύμφωνα με την ανάλυση του Scia Engineer το μέγιστο βέλος για τους συνδυασμούς λειτουργικότητας που εισάγαμε είναι $\delta_{max} = 3,5 \text{ cm}$. Οι δευτερεύουσες δοκοί των 8m έχουν επιτρεπόμενο βέλος $\delta_{επ} = L/200 = 800/200 = 4 \text{ cm}$. Συνεπώς ισχύει $\delta_{max} < \delta_{επ}$



Σχήμα 4.12: Κατακόρυφα βέλη στις κύριες δοκούς όπως προέκυψαν από το Scia Engineer

4.5 Σεισμική απόκριση κατασκευής

Επιλέχθηκε ως μέθοδος ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης η Δυναμική φασματική μέθοδος. Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και εφαρμόζεται χωρίς περιορισμό σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι διδυμορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας [K] της κατασκευής. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν μπορούν να συμβούν ταυτόχρονα και δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν από τους παρακάτω τρόπους:

- SRSS Square Root of the Sum of Squares
- CQC; Complete Quadratic Combination

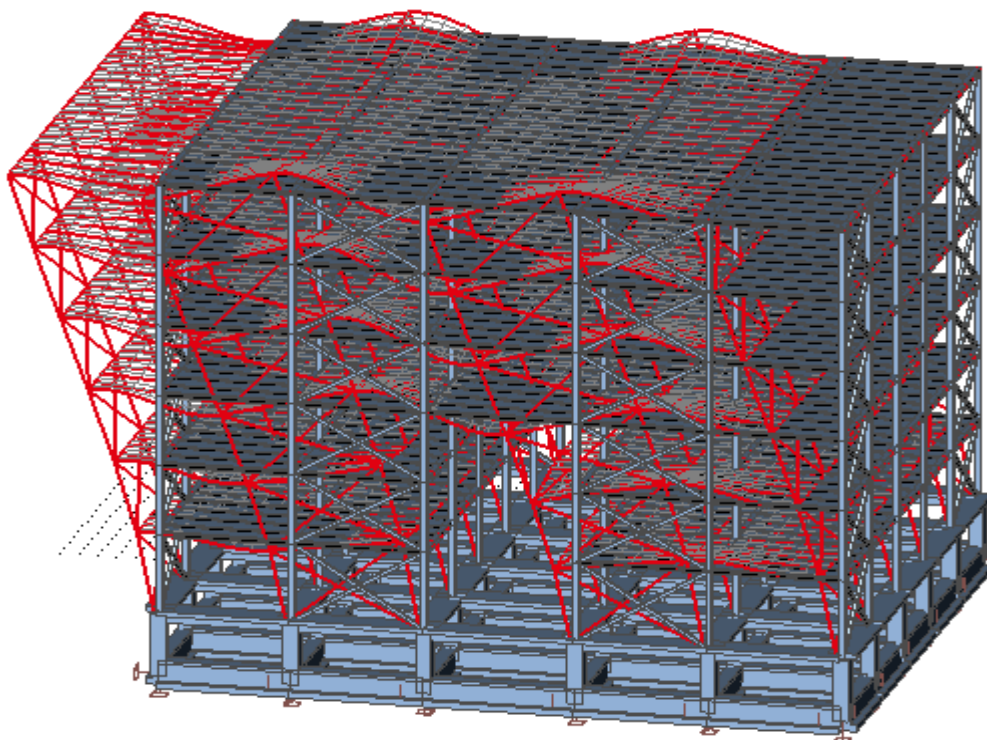
Στο πρόγραμμα εφαρμόστηκε ο κανόνας της απλής τετραγωνικής επαλληλίας δηλαδή η μέθοδος SRSS. Κατά την επίλυση και διαστασιολόγηση του φορέα ορίστηκαν 20 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών να φτάσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας. Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Τα αποτελέσματα των ιδιομορφών που προκύπτουν είναι τα εξής:

Ιδιομορφή	Ω [rad/s]	Περίοδος [s]	Freq. [Hz]
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i>	<i>*Φοιτητική έκδοση*</i>	<i>*Φοιτητική έκδοση*</i>	<i>*Φοιτητική*</i>
1	7.7295	0.8129	1.2302
2	8.3464	0.7528	1.3284
3	12.4822	0.5034	1.9866
4	28.0408	0.2241	4.4628
5	29.5821	0.2124	4.7081
6	32.0225	0.1962	5.0965
7	32.8922	0.1910	5.2350
8	33.3598	0.1883	5.3094
9	33.7612	0.1861	5.3733
10	34.3628	0.1828	5.4690
11	35.2647	0.1782	5.6126
12	35.7124	0.1759	5.6838
13	36.1004	0.1740	5.7456
14	37.3879	0.1681	5.9505
15	37.5116	0.1675	5.9702
16	37.5525	0.1673	5.9767
17	37.7764	0.1663	6.0123
18	38.3212	0.1640	6.0990
19	38.4643	0.1634	6.1218
20	38.5493	0.1630	6.1353

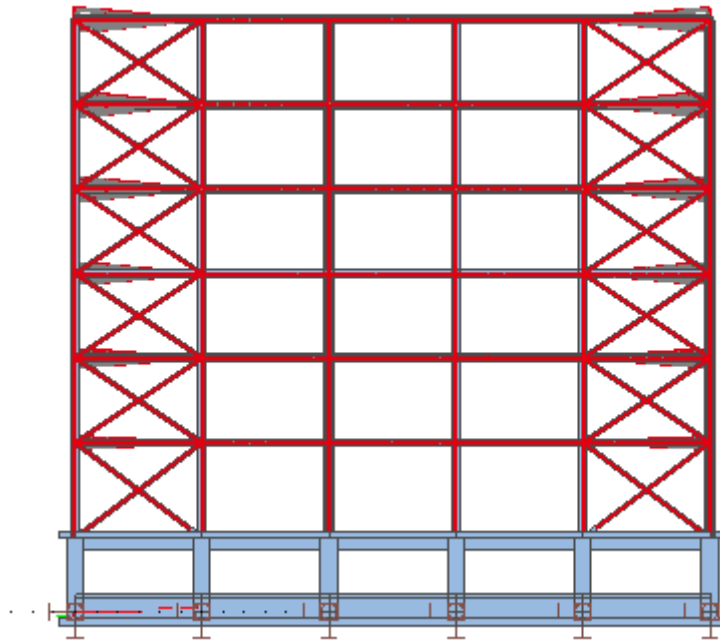
Σχήμα 4.13: Ιδιοπερίοδοι που προέκυψαν από τη φασματική ανάλυση

Παρακάτω παρουσιάζονται οι εικόνες των τεσσάρων πρώτων ιδιομορφών (σε κάθε ιδιομορφή φαίνεται τι τρισδιάστατο σχήμα του κτιρίου καθώς και οι 2 όψεις)

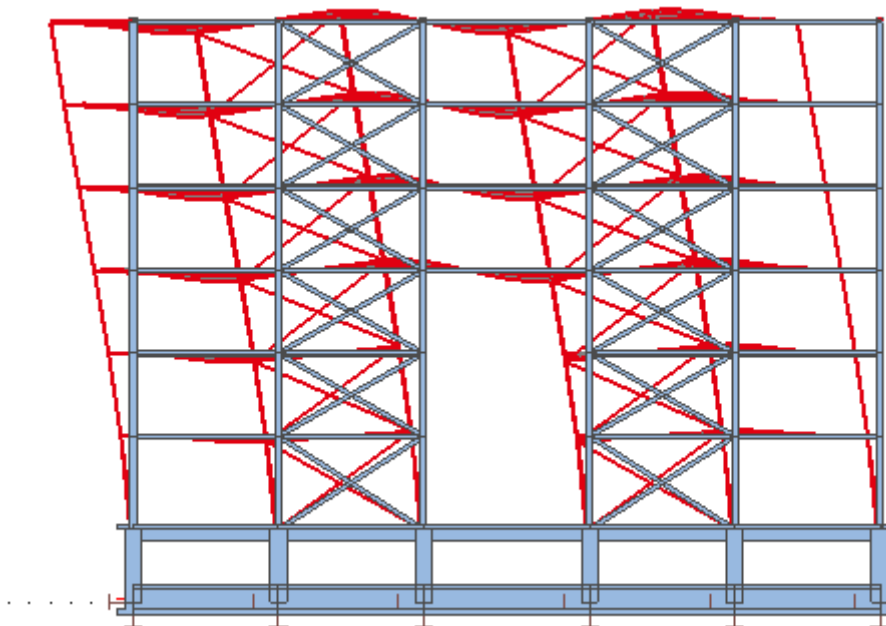
- ❖ 1^η ιδιομορφή (T=0,8129s)



Σχήμα 4.14: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 1^η ιδιομορφή

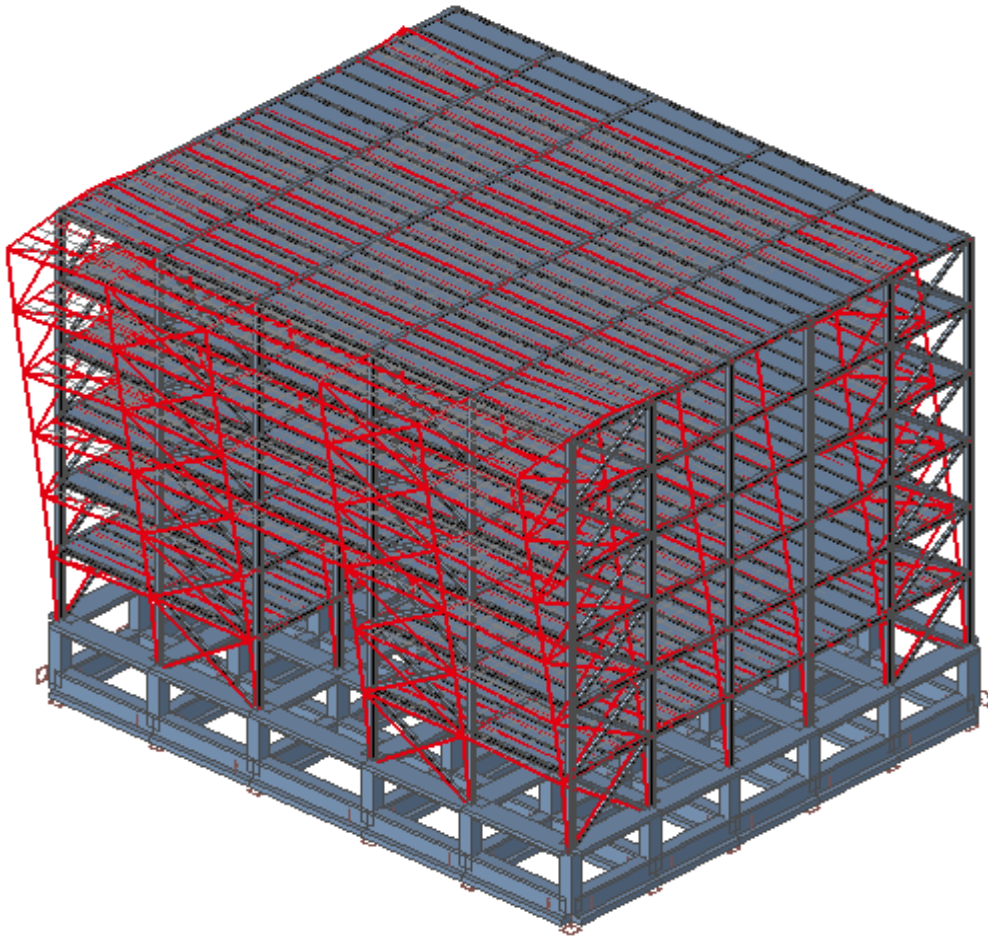


Σχήμα 4.15: Παραμόρφωση όψης X-X κατά την 1^η ιδιομορφή

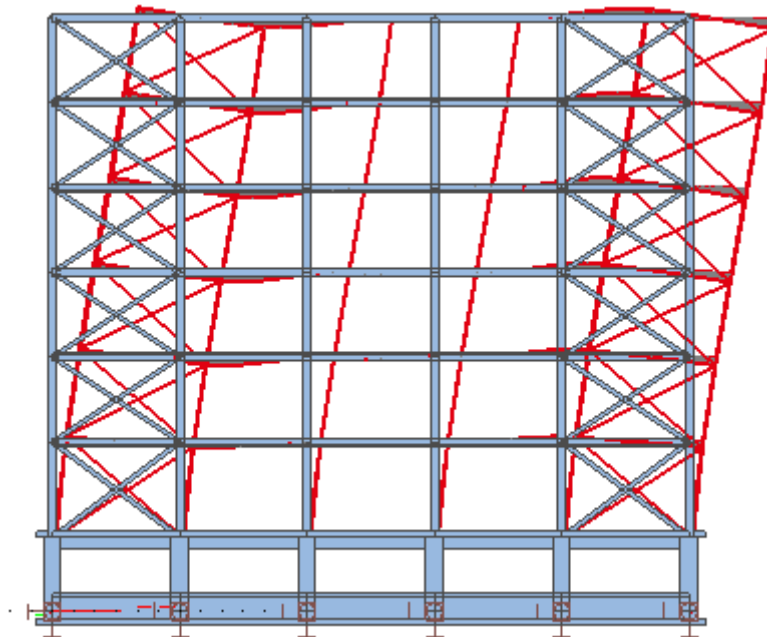


Σχήμα 4.16: Παραμόρφωση όψης Y-Y κατά την 1^η ιδιομορφή

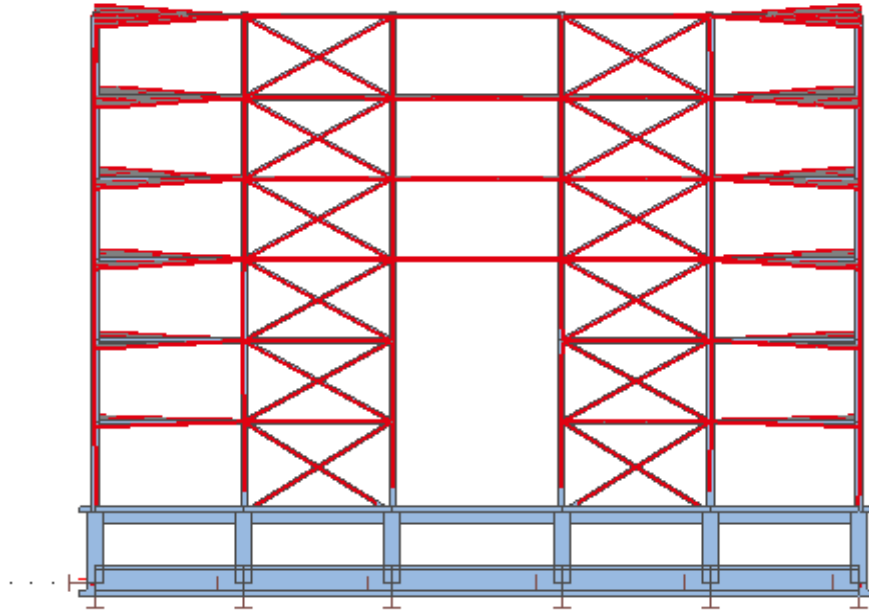
❖ 2^η ιδιομορφή($T=0,7528s$)



Σχήμα 4.17: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά τη 2^η ιδιομορφή

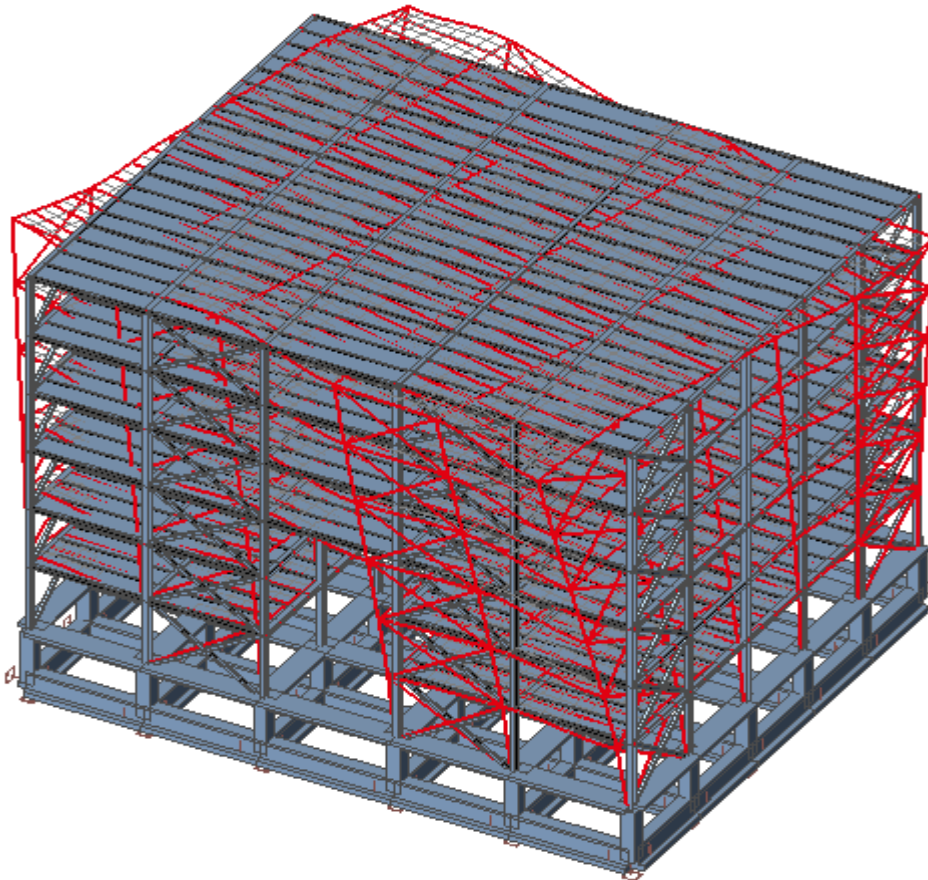


Σχήμα 4.18: Παραμόρφωση όψης X-X κατά τη 2^η ιδιομορφή

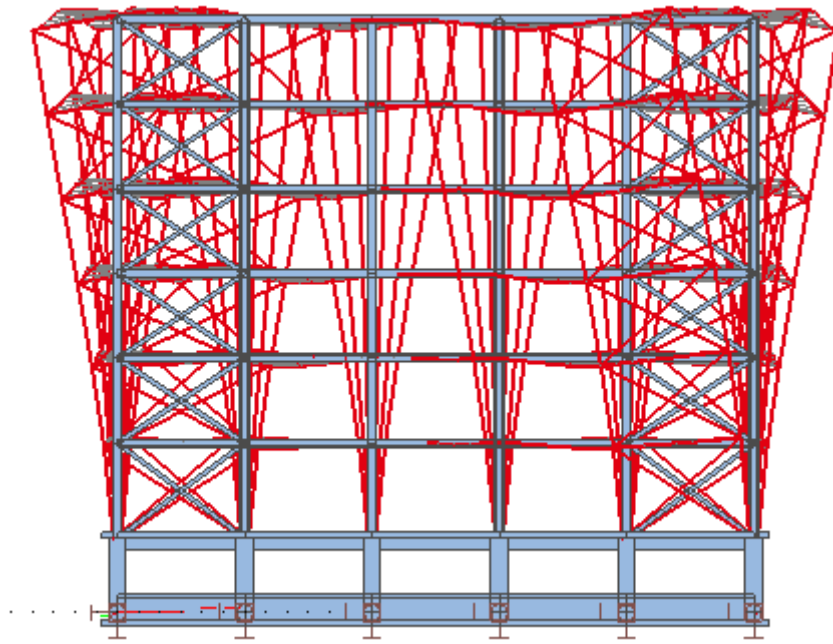


Σχήμα 4.19: Παραμόρφωση όψης Y-Y κατά τη 2^η ιδιομορφή

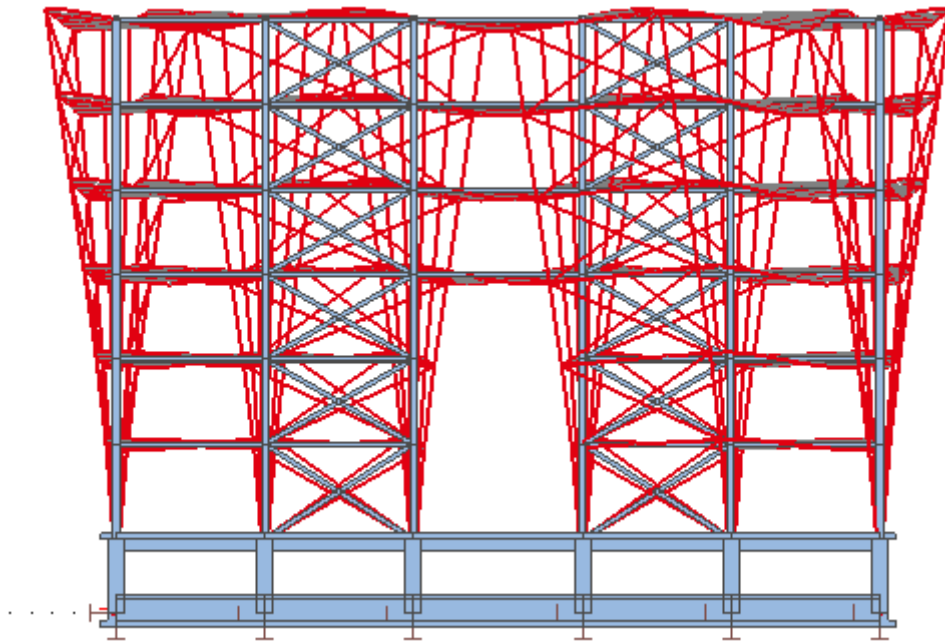
❖ 3^η ιδιομορφή($T=0,5034s$)



Σχήμα 4.20: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 3^η ιδιομορφή

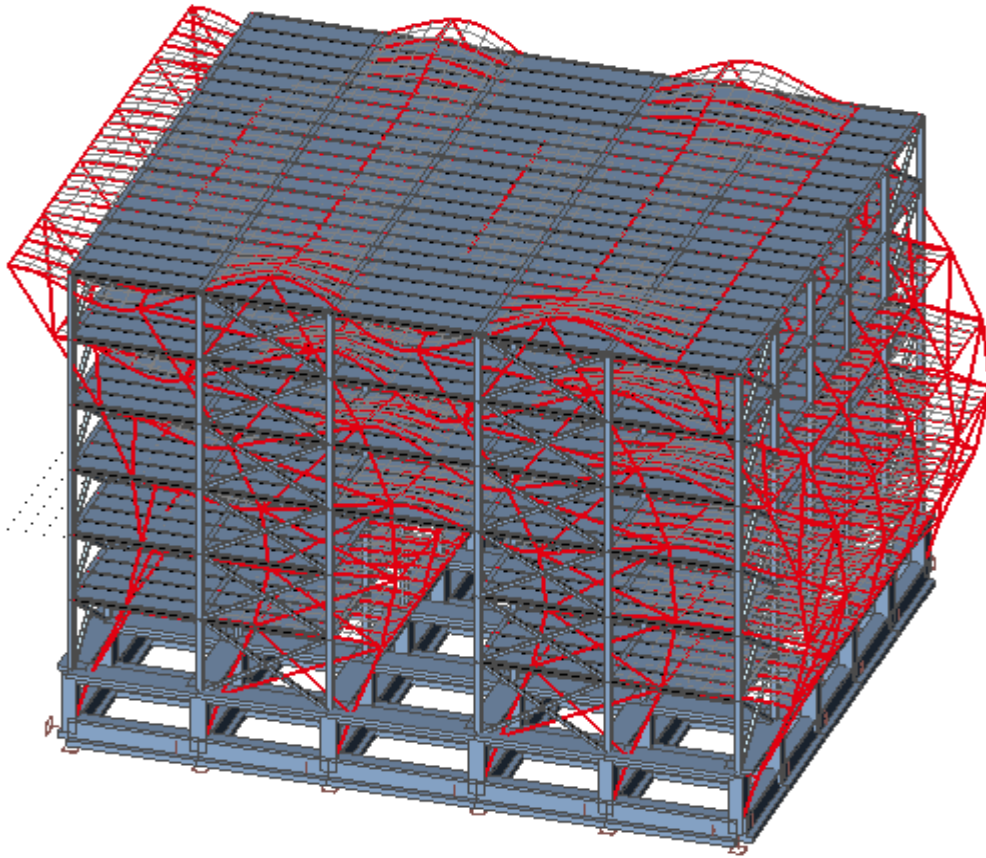


Σχήμα 4.21: Παραμόρφωση όψης άξονα Χ-Χ κατά την 3^η ιδιομορφή

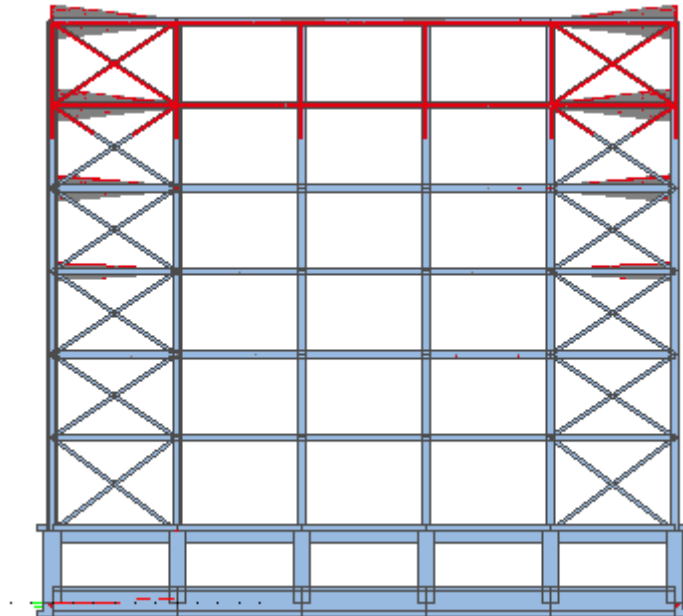


Σχήμα 4.22: Παραμόρφωση όψης Υ-Υ κατά την 3^η ιδιομορφής

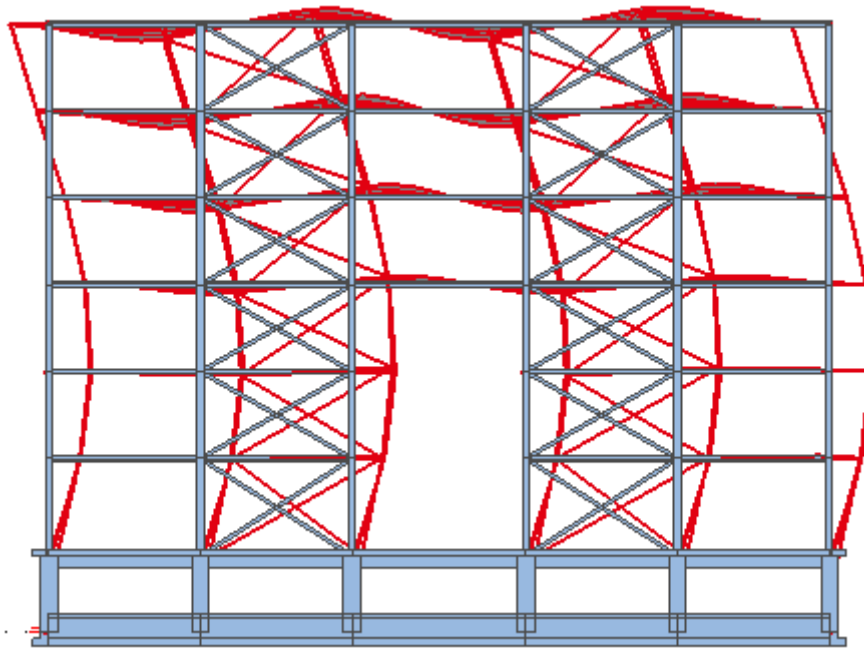
❖ 4^η ιδιομορφή($T=0,2241s$)



Σχήμα 4.23: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου για τη 4^η ιδιομορφή



Σχήμα 4.24: Παραμόρφωση όψης X-X για την 4^η ιδιομορφή



Σχήμα 4.25: Παραμόρφωση όψης Y-Y για την 4^η ιδιομορφή

4.5.1 Σεισμικές τέμνουσες ορόφων

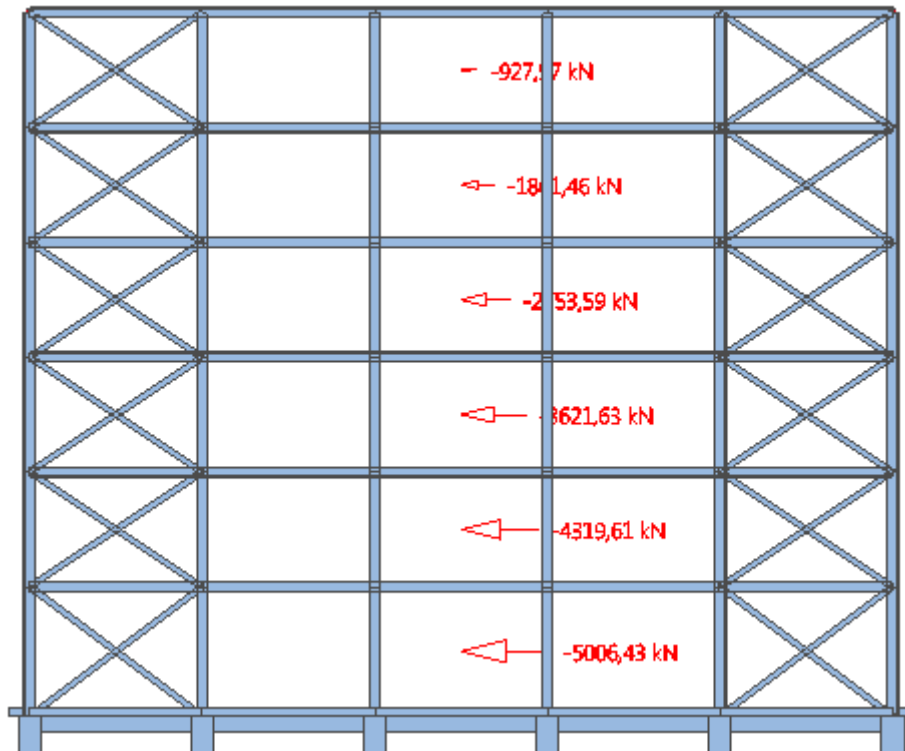
Από την ανάλυση του Scia Engineer για τους σεισμικούς συνδυασμούς προέκυψαν οι σεισμικές τέμνουσες για κάθε όροφο. Οι τέμνουσες στο μέσο του κάθε ορόφου φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.

- Σεισμός X-X

Συνδυασμοί: SEISMOSX
Resulting forces ανά όροφο

Όνομα	x [m]	y [m]	z [m]	Fx [kN]
FL2	15,000	18,000	5,750	-5006,43
FL2	15,000	18,000	5,750	-3941,86
FL3	15,000	18,000	10,000	-4319,61
FL3	15,000	18,000	10,000	-3324,38
FL4	15,000	18,000	14,000	-3621,63
FL4	15,000	18,000	14,000	-2724,32
FL5	15,000	18,000	18,000	-2753,59
FL5	15,000	18,000	18,000	-1989,50
FL6	15,000	18,000	22,000	-1861,46
FL6	15,000	18,000	22,000	-1278,76
FL7	15,000	18,000	26,000	-927,97
FL7	15,000	18,000	26,000	-609,39

Σχήμα 4.26: Σεισμικές τέμνουσες για σεισμικό συνδυασμό κατά X



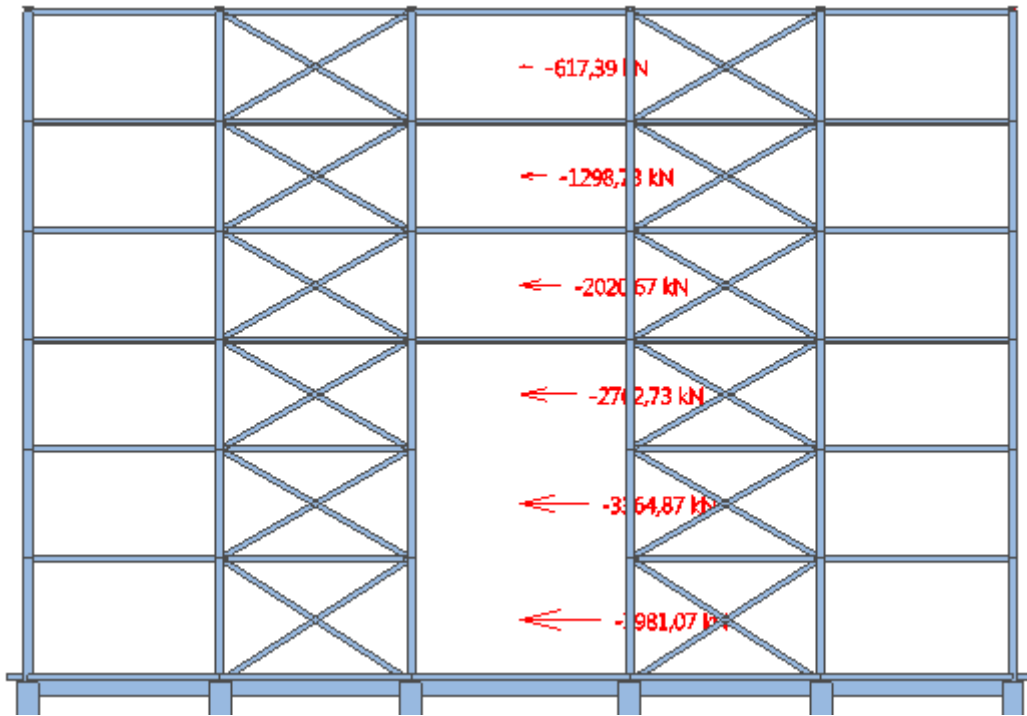
Σχήμα 4.27: Σεισμικές τέμνουσες για σεισμικό συνδυασμό κατά X

- Σεισμός Y-Y

Συνδυασμοί: SEISMOSY
Resulting forces ανά όροφο

Όνομα	x [m]	y [m]	z [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
FL2	15,000	18,000	5,750	0,00	-3981,07
FL2	15,000	18,000	5,750	0,00	-4967,22
FL3	15,000	18,000	10,000	0,00	-3364,87
FL3	15,000	18,000	10,000	0,00	-4279,12
FL4	15,000	18,000	14,000	0,00	-2762,73
FL4	15,000	18,000	14,000	0,00	-3583,22
FL5	15,000	18,000	18,000	0,00	-2020,67
FL5	15,000	18,000	18,000	0,00	-2722,42
FL6	15,000	18,000	22,000	0,00	-1298,73
FL6	15,000	18,000	22,000	0,00	-1841,49
FL7	15,000	18,000	26,000	0,00	-617,39
FL7	15,000	18,000	26,000	0,00	-919,97

Σχήμα 4.28: Σεισμικές τέμνουσες για σεισμικό συνδυασμό Y



Σχήμα 4.29: Σεισμικές τέμνουσες για σεισμικό συνδυασμό κατά Y

4.5.2 Περιορισμός βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών αποτελεί πολύ βασική αρχή που θα πρέπει να ικανοποιείται για φορείς σε περιοχές υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας. Ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς να εμφανίζει βλάβες. Έτσι σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 σε κτίρια με οργανισμό πλήρωσης από τοιχοποιία αλλά και στην περίπτωση που τα χωρίσματα είναι από μεταλλικό σκελετό θα ελέγχεται ότι η γωνιακή παραμόρφωση σε όλους τους περιμετρικούς τοίχους. Οι μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων για να μη σπάσουν τα διαχωριστικά είναι:

- 0,5% για ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτήρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με το φορέα (πχ γυαλί, τούβλα)
- 0,7% για μη ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτήρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία (πχ πανέλα)

Από την ανάλυση του προγράμματος έχουμε τις μέγιστες και τις ελάχιστες μετακινήσεις που προέκυψαν από τους σεισμικούς συνδυασμούς για κάθε όροφο. Συνεπώς για κάθε όροφο για το σεισμικό συνδυασμό Υ που είναι ο δυσμενέστερος θα υπολογίσουμε το λόγο $U_{i+1}-U_i/h$ όπου:

- U_{i+1} είναι η μέγιστη μετακίνηση του πάνω πατώματος του ορόφου
- U_i είναι η ελάχιστη του κάτω πατώματος του ορόφου
- H είναι το ύψος του ορόφου

Ισόγειο: $(8,2-0)/4500=0,00182<0,5\%$ άρα ok

1^{ος} όροφος: $(15,1-6,5)/4000=0,00215<0,5\%$ άρα ok

2^{ος} όροφος: $(22,2-11,9)/4000=0,00257<0,5\%$ άρα ok

3^{ος} όροφος: $(29,1-17,5)/4000=0,0029<0,5\%$ άρα ok

4^{ος} όροφος: $(35,5-22,9)/4000=0,00315<0,5\%$ άρα ok

5^{ος} όροφος: $(41,4-27,9)/4000=0,00375<0,5\%$ άρα ok

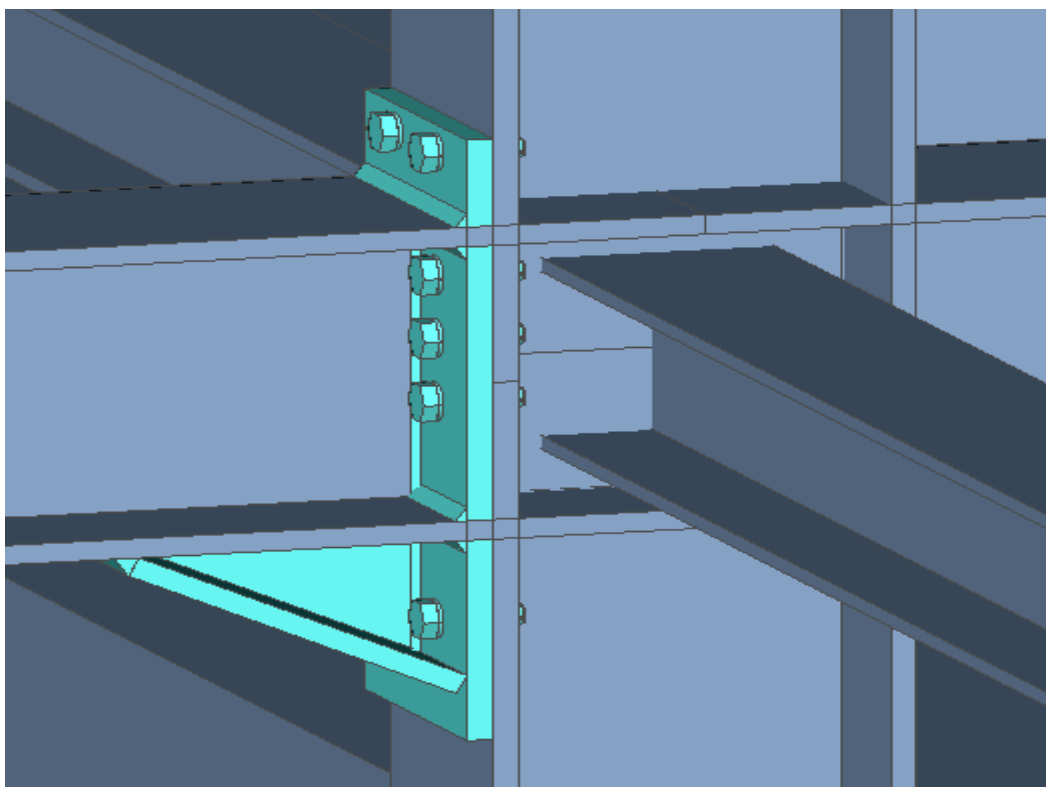
Εφόσον όλες οι γωνιακές παραμορφώσεις είναι μικρότερες από τις μέγιστες τιμές μπορεί να τοποθετηθεί οποιοδήποτε είδος διαχωριστικού χωρίς πρόβλημα.

4.6 Συνδέσεις μεταλλικών στοιχείων

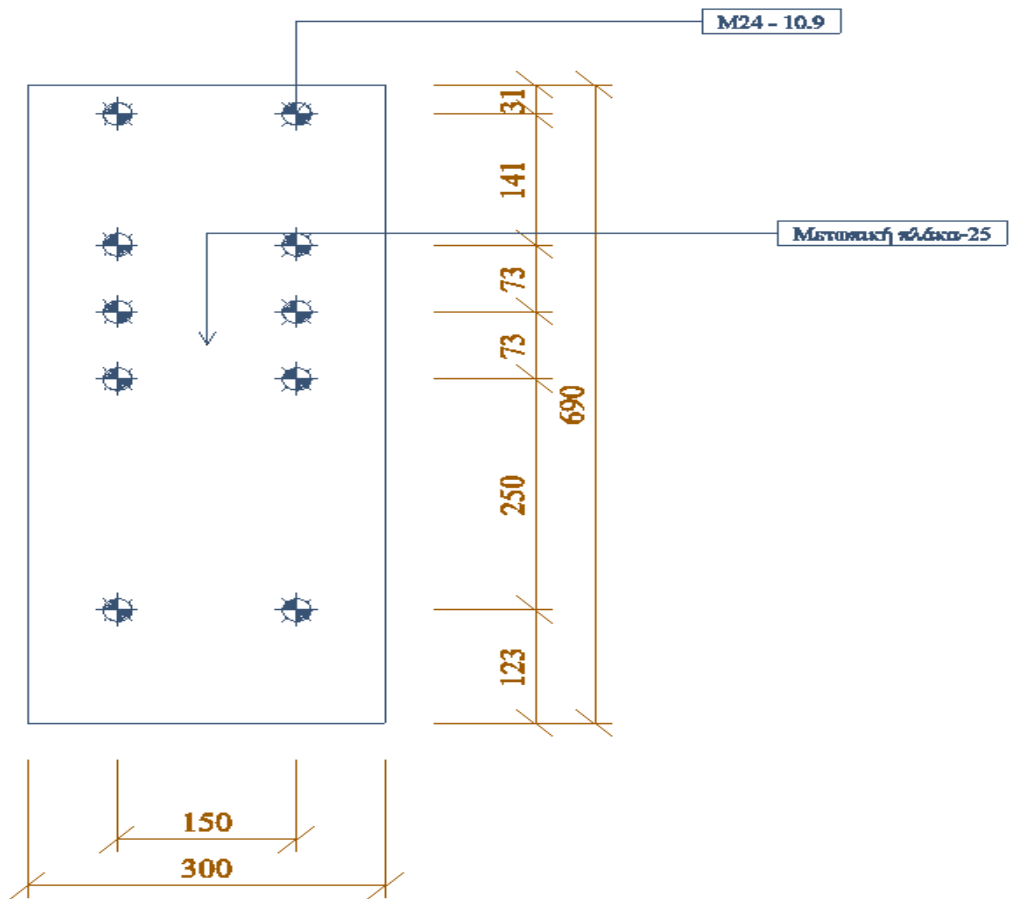
4.6.1 Σύνδεση κύριας δοκού-υποστυλώματος

Ο συνηθέστερος τρόπος σύνδεσης των κυρίων δοκών με τα υποστυλώματα είναι με μετωπικές πλάκες, οι οποίες κοχλιώνονται στα πέλματα του υποστυλώματος. Τέτοιου είδους συνδέσεις είναι άκαμπτες συνδέσεις ροπής. Στη παρούσα κατασκευή θα χρησιμοποιηθούν συνδέσεις με μετωπικές πλάκες κοχλιωμένες στα πέλματα του υποστυλώματος και ενίσχυση με έλασμα με πέλμα κάτω από τη μετωπική πλάκα. Οι κύριες δοκοί συνδέονται με συγκολλήσεις στην μετωπική πλάκα.

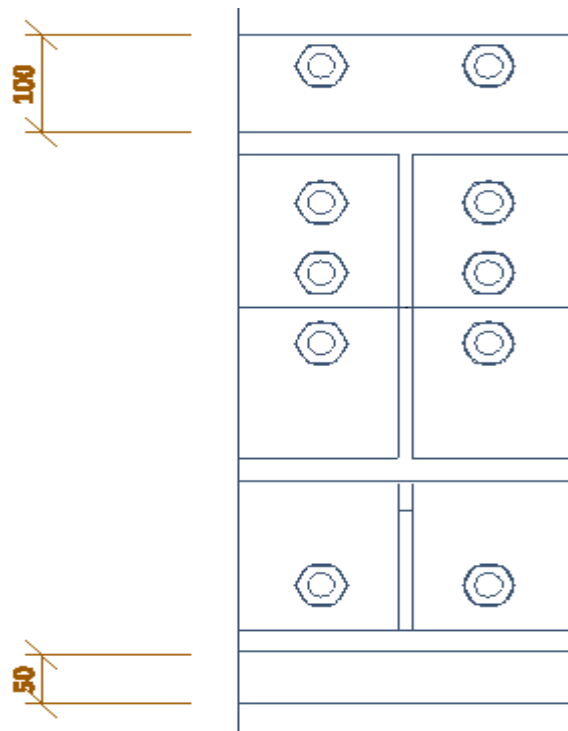
Χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες M24 10.9 Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζεται η σύνδεση σε τρισδιάστατη όψη όπως εισήχθηκε στο πρόγραμμα Scia Engineer τα σχήματα σε δισδιάστατη όψη τα οποία παράχθηκαν από το πρόγραμμα καθώς και οι τιμές αντοχής της σύνδεσης.



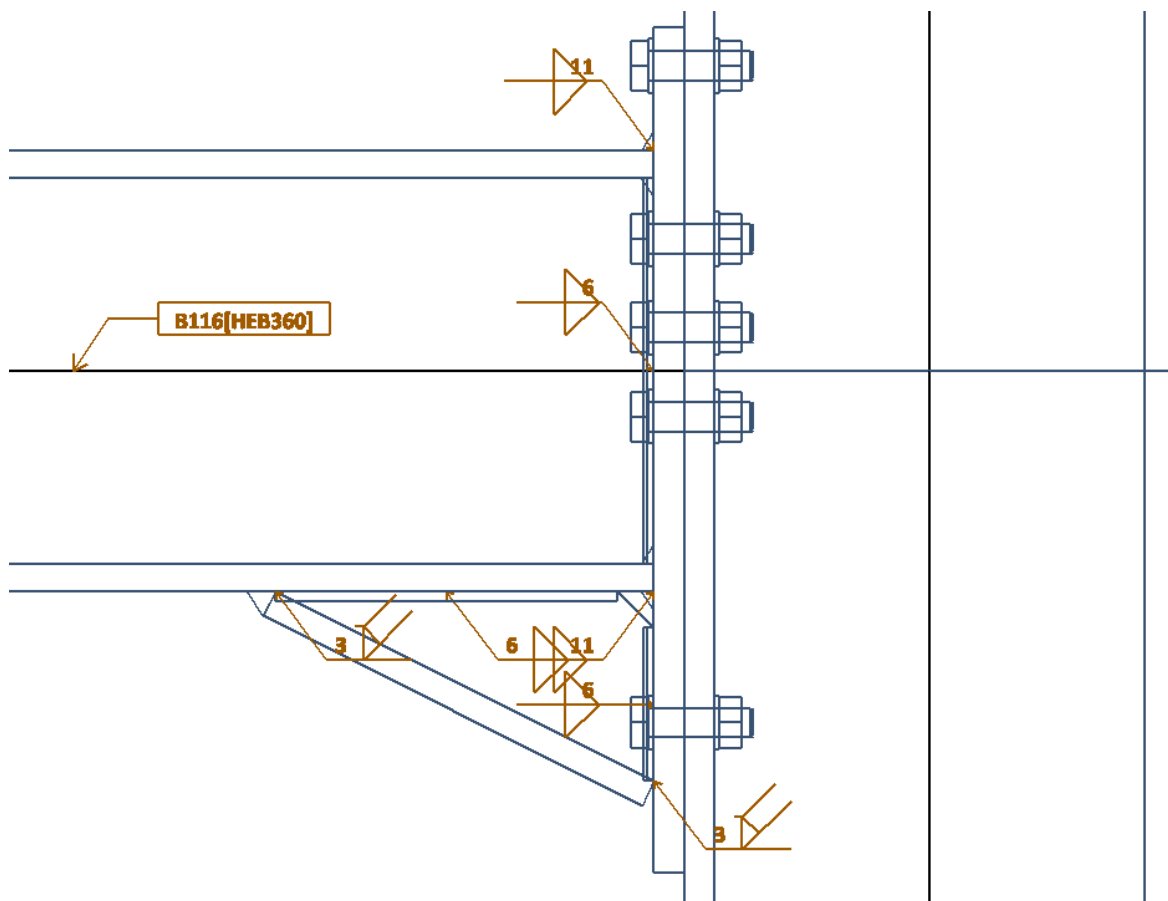
Σχήμα 4.30: Τρισδιάστατη όψη σύνδεσης υποστυλώματος-κύριας δοκού



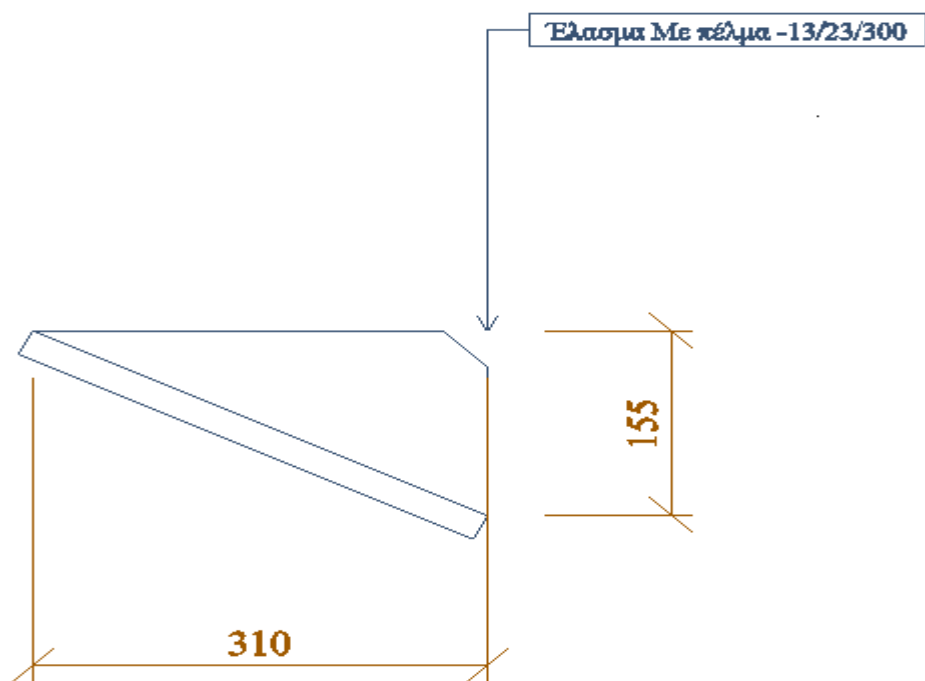
Σχήμα 4.31: Όψη μετωπικής πλάκας



Σχήμα 4.32: Όψη σύνδεσης



Σχήμα 4.33: Πλάγια όψη σύνδεσης υποστυλώματος-κύριας δοκού με εμφάνιση συγκολλήσεων



Σχήμα 4.34: Πέλμα ενίσχυσης

Έγινε ανάλυση της αντοχής της σύνδεσης από το Scia Engineer και παρακάτω παρατίθενται κάποια χαρακτηριστικά μεγέθη αντοχής της σύνδεσης αυτής.

2.2. Κατανομή δυνάμεων σε σειρές κοχλιών

2.2.1. Πιθανή εφελκυστική αντοχή

Σύμφωνα με EN 1993-1-8 Άρθρο 6.2.7.2 (6), (8)

σειρά	Ft,fc,Rd,i	Ft,fc,Rd,g	Ft,wc,Rd,i	Ft,wc,Rd,g	Ft,ep,Rd,i	Ft,ep,Rd,g	Ft,wb,Rd,i	Ft,wb,Rd,g	Ft,r,Rd
1	463.17	-	757.11	-	306.95	-	-	-	306.95
2	463.17	529.73	757.11	673.98	508.32	-	1143.62	-	463.17
3	463.17	329.21	757.11	291.58	461.52	363.34	1003.44	1014.94	291.58
4	463.17	366.84	757.11	63.65	461.52	389.04	1003.44	925.12	63.65
5	463.17	746.66	757.11	135.14	461.52	-	1003.44	-	135.14

$$\Sigma Ft,Rd = 1260.49 \text{ kN}$$

2.3. Προσδιορισμός της Mj,Rd

Σύμφωνα με EN 1993-1-8 Άρθρο 6.2.7.2 (1)

σειρά	hr [mm]	Ft,r,Rd [kN]
1	596.22	306.95
2	454.92	463.17
3	382.32	63.59
4	309.72	0.00
5	59.92	0.00

$$Mj,Rd = 418.03 \text{ kNm}$$

2.5. Καθορισμός των Nj,Rd

Σύμφωνα με EN 1993-1-8 Άρθρο 6.2.7.1 (3)

δεδομένα		
Κορμός στύλου σε εφελκυσμό (Ft,wc,Rd)	1260.49	kN
Κορμός Δοκού σε εφελκυσμό (Ft,wb,Rd)	1691.37	kN
Μετωπική πλάκα σε κάμψη (Ft,ep,Rd)	1450.75	kN
Πέλμα στύλου σε κάμψη (Ft,fc,Rd)	1938.58	kN
Κοχλίες σε εφελκυσμό (Ft,Rd)	2541.60	kN

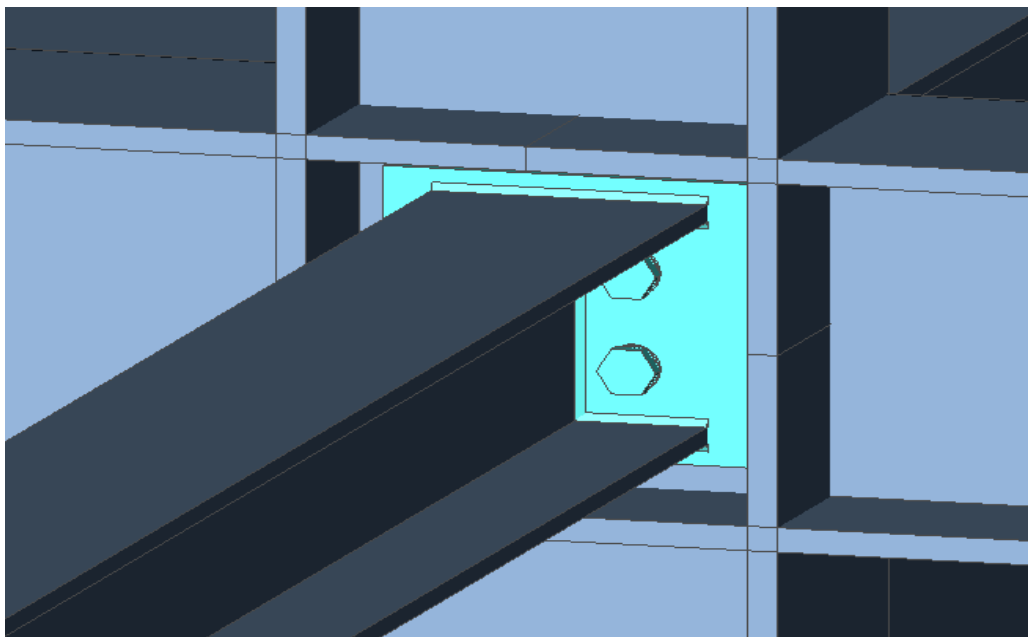
$$Nj,Rd = 1260.49 \text{ kN}$$

3. Διατμητική αντοχή σχεδιασμού VRd

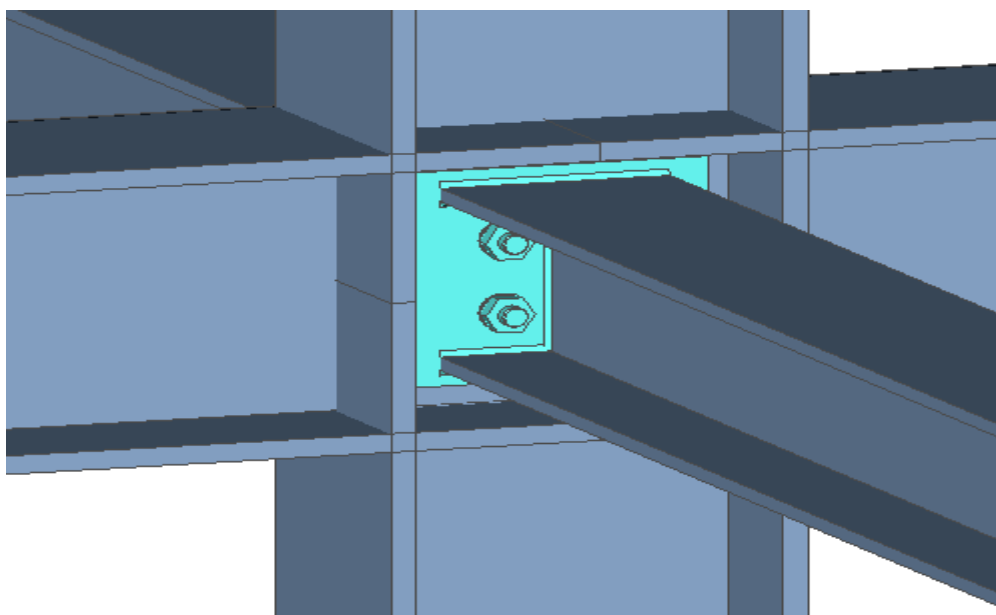
$$VRd = 806.86 \text{ kN}$$

4.6.2 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού-υποστυλώματος

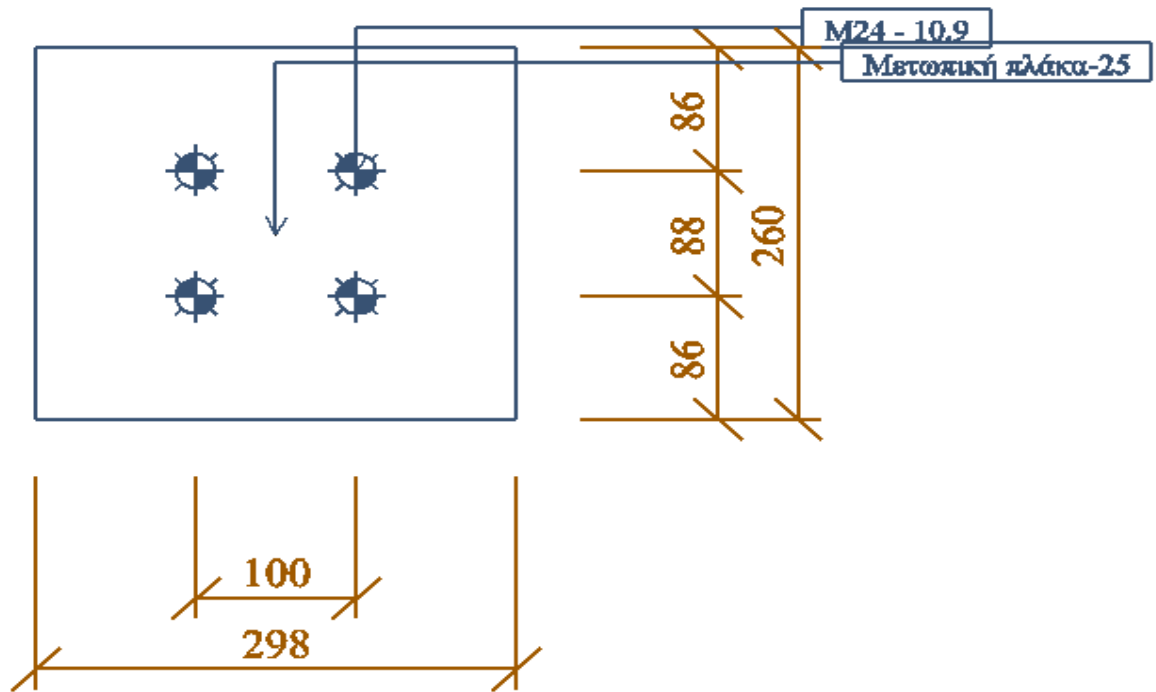
Η σύνδεση μεταξύ της δευτερεύουσας δοκού και του υποστυλώματος είναι μία απλή σύνδεση τέμνουσας η οποία παραλαμβάνει μόνο δύναμη και έχει στροφική ικανότητα. Η σύνδεση αυτή υλοποιείται με δύο μετωπικές πλάκες στις δύο πλευρές του κορμού του υποστυλώματος και τη συγκόλληση των δευτερευουσών δοκών στην πλάκα αυτή από τη μία και από την άλλη πλευρά του κορμού. Οι μετωπικές πλάκες συνδέονται στον κορμό του υποστυλώματος με κοχλίες M24 10.9. Παρακάτω φαίνονται σχετικά σχήματα της σύνδεσης.



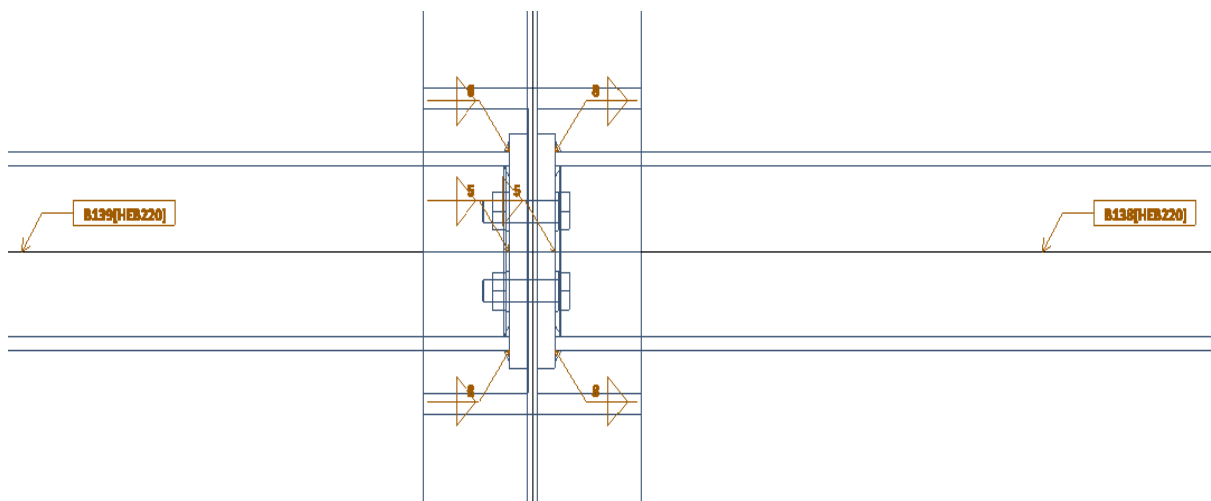
Σχήμα 4.35: Τρισδιάστατο σχήμα σύνδεσης όψη Α



Σχήμα 4.36: Τρισδιάστατο σχήμα σύνδεσης όψη Β



Σχήμα 4.37: Μετωπική πλάκα με θέσεις κοχλιών



Σχήμα 4.38: Πλάγια όψη σύνδεσης με εμφάνιση των συγκολλήσεων

Συνοπτικός έλεγχος των δύο συνδέσεων από το Scia Engineer παρουσιάζεται παρακάτω

Όνομα	Συνδ
Καμπτική αντοχή σχεδιασμού MRd [kNm]	418,03
Αξονική αντοχή σχεδιασμού Nrd [kN]	1260,49
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού Vrd [kN]	806,86
Έλεγχος Μονάδος M/MRd [-]	0,48
Έλεγχος Μονάδος N/NRd [-]	0,01
Έλεγχος Μονάδος V/VRd [-]	0,23
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj [MNm/rad]	1,1706e+02
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj,ini [MNm/rad]	1,1706e+02
M [kNm]	-198,67
N [kN]	9,70
V [kN]	187,25
Έλεγχος M	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος N	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος V	Η σύνδεση ικανοποιείται

Σχήμα 4.39: Έλεγχος σύνδεσης κύριας δοκού-υποστυλώματος

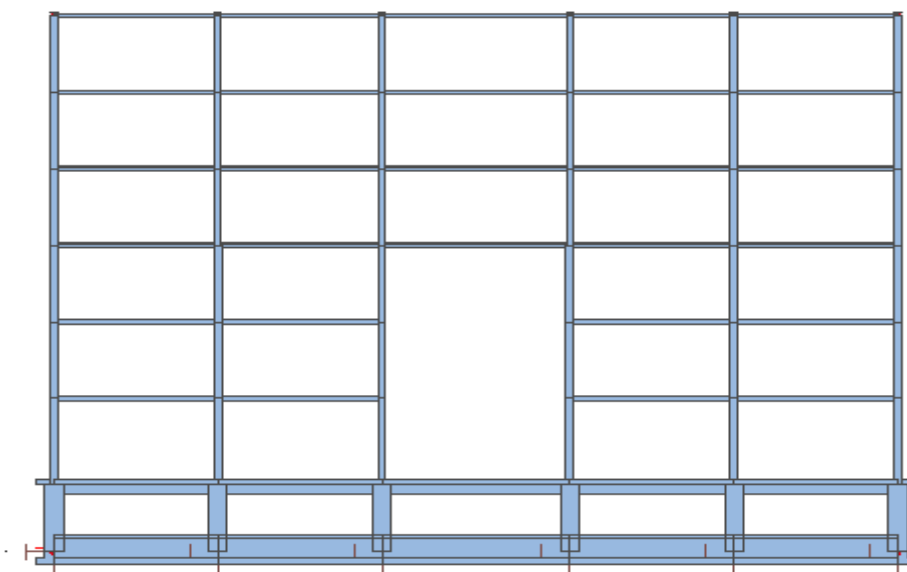
Όνομα	Συνδ1
Καμπτική αντοχή σχεδιασμού MRd [kNm]	25,60
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού Vrd [kN]	363,09
Έλεγχος Μονάδος M/MRd [-]	0,72
Έλεγχος Μονάδος V/VRd [-]	0,02
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj [MNm/rad]	5,8358e-01
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: Sj,ini [MNm/rad]	2,9179e+00
M [kNm]	-18,47
N [kN]	-0,49
V [kN]	-5,62
Έλεγχος M	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος V	Η σύνδεση ικανοποιείται
Check of stiffness	Δεν είναι εντάξει
Ασθενέστερο συστατικό	Καθολική αστοχία
Ασθενέστερο συστατικό σε θλίψη	Καθολική αστοχία

Σχήμα 4.40: Έλεγχος σύνδεσης δευτερεύουσας δοκού-υποστυλώματος

5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

5.1 Περιγραφή κτιρίου

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας θα γίνει και η μελέτη του ίδιου κτιρίου μετά την αφαίρεση των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας. Παρακάτω παρουσιάζονται οι σχετικές όψεις του κτιρίου μετά την αφαίρεση των συνδέσμων δυσκαμψίας.



Σχήμα 5.1: Όψη X-X



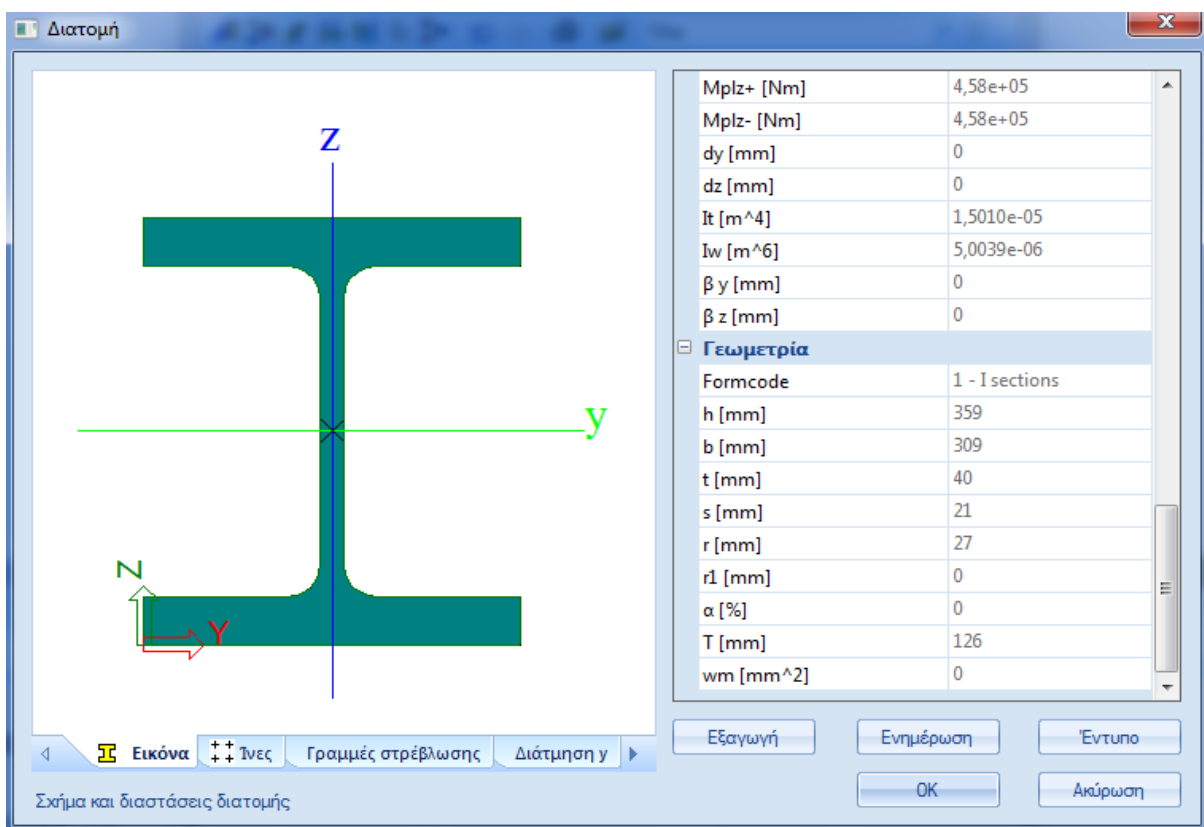
Σχήμα 5.2: Όψη Y-Y

Μετά από δοκιμές στο πρόγραμμα Scia Engineer διαπιστώθηκε ότι πρέπει να αυξήσουμε τις διατομές των υποστυλωμάτων των πρώτων ορόφων. Συνεπώς οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στο κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας είναι οι εξής:

- Υποστυλώματα διατομής HEM320 στους τρεις πρώτους ορόφους και HEB360 στους υπόλοιπους
- Οι κύριες δοκοί παραμένουν HEB360
- Δευτερεύουσες δοκοί παραμένουν HEB220
- Διαδοκίδες παραμένουν HEB180

5.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Για τα υποστυλώματα των τριών πρώτων ορόφων επιλέχθηκε διατομή HEM320 της οποίας τα χαρακτηριστικά φαίνονται παρακάτω:



Σχήμα 5.3: Χαρακτηριστικά διατομής HEM320

Από την ανάλυση του προγράμματος προέκυψε δυσμενέστερος για τα υποστυλώματα ο σεισμικός συνδυασμός κατά Y. Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά οι έλεγχοι της διατομής των υποστυλωμάτων.

- Εντατικά μεγέθη δυσμενέστερου συνδυασμού

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα
N,Ed	-351,60	kN
Vy,Ed	-143,84	kN
Vz,Ed	0,04	kN
T,Ed	0,00	kNm
My,Ed	-0,01	kNm
Mz,Ed	439,00	kNm

- Κατηγορία διατομής

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό διατομής

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 5.5.2

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	10,71
Κατηγορία 1 Όριο	33,00
Κατηγορία 2 Όριο	38,00
Κατηγορία 3 Όριο	42,00

=> Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα Κατηγορία 1

Κατηγοριοποίηση Εξωτερικών Πέλματων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 2

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	2,92
Κατηγορία 1 Όριο	9,00
Κατηγορία 2 Όριο	10,00
Κατηγορία 3 Όριο	15,73

=> Εξωτερικά πέλματα Κατηγορία 1

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό διατομής

- Έλεγχος σε θλίψη

Έλεγχος σε θλίψη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.4 και τύπο (6.9)

A	3,1200e-02	m ²
Nc,Rd	7332,00	kN
Έλεγχος μονάδος	0,05	-

- Έλεγχος ροπής κάμψης

Έλεγχος ροπής κάμψης για Mz

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

Wpl,z	1,9510e-03	m ³
Mpl,z,Rd	458,49	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,96	-

- Έλεγχος διάτμησης

Έλεγχος διάτμησης για V_y

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
A_v	2,5728e-02	m ²
$V_{pl,y,Rd}$	3490,71	kN
Έλεγχος μονάδος	0,04	-

- Συνδυασμένος έλεγχος σε καμπτική διατμητική και αξονική δύναμη

Συνδυασμένος έλεγχος σε καμπτική, αξονική και διατμητική δύναμη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.9.1 και τύπο (6.41)

$M_{pl,y,Rd}$	1042,22	kNm
α	2,00	
$M_{pl,z,Rd}$	458,49	kNm
β	1,00	

Έλεγχος μονάδος (6.41) = 0,00 + 0,96 = 0,96 -

- Κατηγοριοποίηση διατομής για έλεγχο σε λυγισμό

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό λυγισμού μέλους

Καθοριστική θέση για κατηγοριοποίηση σε ευστάθεια: 0,000 m

Κατηγοριοποίηση Εσωτερικών Θλιβόμενων τμημάτων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 1

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	10,71
Κατηγορία 1 Όριο	33,00
Κατηγορία 2 Όριο	38,00
Κατηγορία 3 Όριο	42,00

=> Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα Κατηγορία 1

Κατηγοριοποίηση Εξωτερικών Πέλματων

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 Πίνακα 5.2 Φύλλο 2

Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος	2,92
Κατηγορία 1 Όριο	9,00
Κατηγορία 2 Όριο	10,00
Κατηγορία 3 Όριο	15,73

=> Εξωτερικά πέλματα Κατηγορία 1

=> Η διατομή ορίζεται ως Κατηγορία 1 για τον σχεδιασμό μελών σε λυγισμό

- Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.1 και τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy	zz	
<i>*Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³</i>			
Τύπος μετάθεσης	μεταθετό	αμετάθετο	
Μήκος συστήματος L	4,500	4,500	m
Συντελεστής λυγισμού k	1,32	0,61	
Μήκος λυγισμού L _{cr}	5,950	2,752	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N _{cr}	39924,41	53893,32	kN
Λυγηρότητα λ	40,25	34,64	
Σχετική λυγηρότητα λ _{rel}	0,43	0,37	
Περιορισμός λυγηρότητας λ _{rel,0}	0,20	0,20	

Σημείωση: Η λυγηρότητα ή η θλιπτική δύναμη είναι τέτοια ώστε τα φαινόμενα καμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοηθούν σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.2(4).

- Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
<i>*Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³</i>		
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2.	
W _y	4.4350e-03	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή M _{cr}	10731.23	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ _{LT}	0.31	
Όριο λυγηρότητας λ _{LT,0}	0.40	

M _{cr} Παράμετροι		
<i>*Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³ *Φοιτητική έκδοση³</i>		
LTB μήκος	4.500	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C ₁	1.82	
C ₂	0.00	
C ₃	1.00	

Η λυγηρότητα ή η ροπή κάμψης είναι τέτοια ώστε το φαινόμενο του Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί σύμφωνα με το EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.2.2(4)

- Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υπό κάμψη και θλίψη

Έλεγχος θλίψης και κάμψης

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)

Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1

Πίνακας τιμών		
*Φαττητική Έκδοση	*Φαττητική Έκδοση	*Φαττητική Έκδοση
k _{yy}	0.789	
k _{yz}	0.655	
k _{zy}	0.419	
k _{zz}	0.971	
Δ M _y	0.00	kNm
Δ M _z	0.00	kNm
A	3.1200e-02	m ²
W _y	4.4350e-03	m ³
W _z	1.9510e-03	m ³
NR _k	7332.00	kN
M _{y,Rk}	1042.22	kNm
M _{z,Rk}	458.49	kNm
M _{y,Ed}	0.17	kNm
M _{z,Ed}	439.00	kNm
Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1		
M _{cr0}	5896.73	kNm
μειωμένη λυγηρότητα 0	0.42	
Ψ _y	-0.048	
Ψ _z	-0.530	
C _{my,0}	0.779	
C _{mz,0}	0.996	
C _{my}	0.792	
C _{mz}	0.996	
C _{mLT}	1.000	
μ _y	1.000	
μ _z	1.000	
w _y	1.168	
w _z	1.500	
η _{pl}	0.048	
a _{LT}	0.978	
b _{LT}	0.000	
c _{LT}	0.000	
d _{LT}	0.001	
e _{LT}	0.001	
C _{yy}	1.012	
C _{yz}	1.040	
C _{zy}	1.010	
C _{zz}	1.032	

$$\text{Έλεγχος μονάδος (6.61)} = 0.05 + 0.00 + 0.63 = 0.68$$

$$\text{Έλεγχος μονάδος (6.62)} = 0.05 + 0.00 + 0.93 = 0.98$$

Συνεπώς ο συνοπτικός έλεγχος όπως παρουσιάζεται από το Scia Engineer

Μέλος B109	HEM320	S 235	SEISMOSY	0.98
-------------------	---------------	--------------	-----------------	-------------

Έλεγχος διατομής

$$0.958 < 1.000$$

Ο έλεγχος διατομής ικανοποιείται στο μέλος.

Έλεγχος ευστάθειας

$$0.977 < 1.000$$

Ο έλεγχος ευστάθειας ικανοποιείται στο μέλος.

Όπως περιμέναμε ο δυσμενέστερος συνδυασμός είναι ο σεισμικός μετά την αφαίρεση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Τα υποστυλώματα που καταπονούνται περισσότερο είναι και πάλι αυτά του ισογείου.

Τα υποστυλώματα των πάνω ορόφων, εφόσον δεν είναι ιδιαίτερα κρίσιμα, επιλέχθηκαν HEB360 ώστε να μην υπάρχει μεγάλη μεταβολή του ύψους του κορμού στη μετάβαση από τη διατομή ΗΕΜ320 σε ΗΕΒ360. Παρακάτω παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη και ο συνοπτικός έλεγχος του δυσμενέστερου υποστυλώματος διατομής ΗΕΒ360

- Εντατικά μεγέθη

Ο κρίσιμος έλεγχος είναι στην θέση 4.000 m

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα
<i>*Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδ</i>		
N,Ed	-139,86	kN
Vy,Ed	-80,85	kN
Vz,Ed	-0,23	kN
T,Ed	0,00	kNm
My,Ed	-0,50	kNm
Mz,Ed	-177,98	kNm

- Συνοπτικός έλεγχος

Μέλος B431	HEB360	S 235	SEISMOSY	0.75
-------------------	---------------	--------------	-----------------	-------------

Έλεγχος διατομής

$$0.735 < 1.000$$

Ο έλεγχος διατομής ικανοποιείται στο μέλος.

Έλεγχος ευστάθειας

$$0.753 < 1.000$$

Ο έλεγχος ευστάθειας ικανοποιείται στο μέλος.

5.3 Έλεγχος κύριας δοκού

Στις κύριες δοκούς διατηρήθηκε διατομή ΗΕΒ360 για το μοντέλο του κτιρίου χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας. Σε αυτή την περίπτωση λόγω της αφαίρεσης των συνδέσμων δυσκαμψίας δυσμενέστερος συνδυασμός προέκυψε ο σεισμικός συνδυασμός. Τα χαρακτηριστικά της διατομής ΗΕΒ360 έχουν παρουσιαστεί αναλυτικά σε προηγούμενο κεφάλαιο. Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά οι έλεγχοι της διατομής.

- Εντατικά μεγέθη

Ο κρίσιμος έλεγχος είναι στην θέση 6.000 m

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα
<i>*Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδοση¹ *Φοιτητική έκδ</i>		
N,Ed	-11,95	kN
Vy,Ed	0,00	kN
Vz,Ed	-123,37	kN
T,Ed	0,00	kNm
My,Ed	-295,10	kNm
Mz,Ed	0,00	kNm

- Έλεγχος σε κάμψη

Έλεγχος ροπής κάμψης για M_y

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.5 και τύπο (6.12),(6.13)

$W_{pl,y}$	2,6800e-03	m^3
$M_{pl,y,Rd}$	629,80	kNm
Έλεγχος μονάδος	0,47	-

- Έλεγχος σε τέμνουσα

Έλεγχος διάτμησης για V_z

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

η	1,20	
A_v	6,0563e-03	m^2
$V_{pl,z,Rd}$	821,70	kN
Έλεγχος μονάδος	0,15	-

- Συνδυασμένος έλεγχος σε κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη

Συνδυασμένος έλεγχος σε καμπτική, αξονική και διατμητική δύναμη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.9.1 και τύπο (6.41)

$M_{pl,y,Rd}$	629,80	kNm
α	2,00	
$M_{pl,z,Rd}$	242,05	kNm
β	1,00	

Έλεγχος μονάδος (6.41) = $0,22 + 0,00 = 0,22$ -

- Έλεγχος στρεπτικού λυγισμού

LTB Παράμετροι		
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i>		
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2	
W_y	2.6800e-03	m^3
Κρίσιμη ελαστική ροπή M_{cr}	4429.50	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ_{LT}	0.38	
Όριο λυγηρότητας $\lambda_{LT,0}$	0.40	

M_{cr} Παράμετροι		
<i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i> <i>*Φοιτητική έκδοση*</i>		
LTB μήκος	6.000	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C1	2.89	
C2	0.15	
C3	1.00	

Η λυγηρότητα ροπής κάμψης είναι τέτοια ώστε το δαινόμενο του Στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί σύμφωνα με το EN 1993-1-1 άρθρο 6.4.2.2(4).

- Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υπό κάμψη και θλίψη
Έλεγχος θλίψης και κάμψης
 Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1: 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)
 Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1

Πίνακας τιμών		
	*Φαινητική Έκδοση	*Φαινητική Έκδοση
k _{yy}	1.001	
k _{yz}	0.854	
k _{zy}	0.518	
k _{zz}	1.003	
Δ M _y	0.00	kNm
Δ M _z	0.00	kNm
A	1.8060e-02	m ²
W _y	2.6800e-03	m ³
W _z	1.0300e-03	m ³
N _{Rk}	4244.10	kN
M _{y,Rk}	629.80	kNm
M _{z,Rk}	242.05	kNm
M _{y,Ed}	-295.10	kNm
M _{z,Ed}	0.00	kNm
Μέθοδος αλληλεπίδρασης 1		
M _{cr0}	1533.50	kNm
μειωμένη λυγηρότητα 0	0.64	
Ψ _y	-0.621	
Ψ _z	0.476	
C _{my,0}	0.999	
C _{mz,0}	1.000	
C _{my}	1.000	
C _{mz}	1.000	
C _{mLT}	1.000	
μ _y	1.000	
μ _z	1.000	
w _y	1.117	
w _z	1.500	
n _{pl}	0.003	
a _{LT}	0.993	
b _{LT}	0.000	
c _{LT}	0.374	
d _{LT}	0.000	
e _{LT}	2.457	
C _{yy}	1.000	
C _{yz}	0.815	
C _{zy}	1.000	
C _{zz}	0.998	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.00 + 0.47 + 0.00 = 0.47
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.00 + 0.24 + 0.00 = 0.25

5.4 Έλεγχος σύμμικτων στοιχείων

Οι διατομές των διαδοκίδων και των δευτερευουσών δοκών δεν αλλάζουν και εφόσον τα κατακόρυφα μόνιμα και κινητά φορτία είναι τα ίδια οι έλεγχοι είναι ίδιοι με αυτούς που έγιναν για το μοντέλο κτιρίου με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας συνεπώς δεν θα επαναληφθούν και εδώ.

5.5 Σεισμική απόκριση κατασκευής

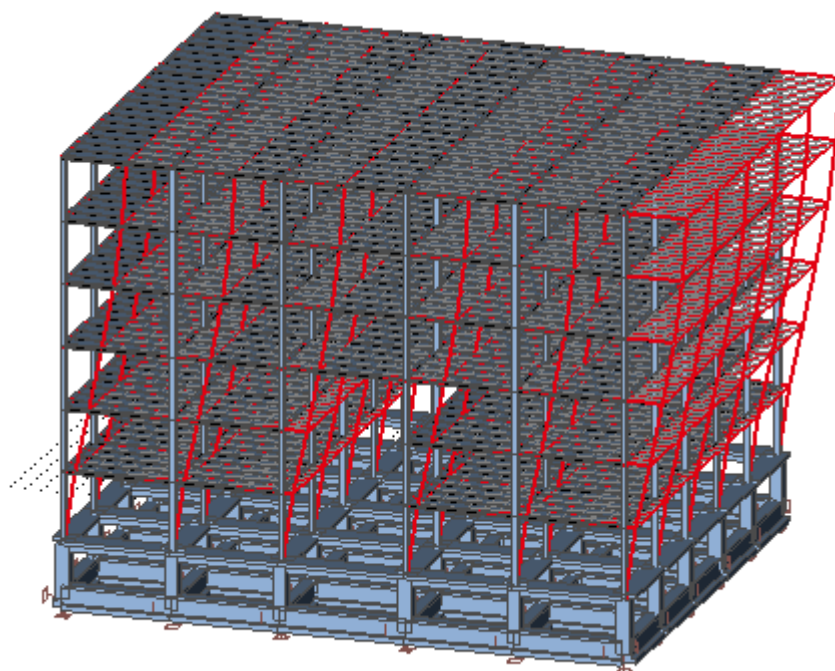
Οι ιδιομορφές που προέκυψαν για το κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας από την ιδιομορφική ανάλυση φαίνονται στο παρακάτω πίνακα.

Ιδιομορφή	Ω [rad/s]	Περίοδος [s]	Freq. [Hz]
1	2.6290	2.3899	0.4184
2	4.9541	1.2683	0.7885
3	5.1618	1.2172	0.8215
4	8.2967	0.7573	1.3205
5	14.8065	0.4244	2.3565
6	14.9645	0.4199	2.3817
7	15.9596	0.3937	2.5401
8	16.5808	0.3789	2.6389
9	21.9146	0.2867	3.4878
10	23.8534	0.2634	3.7964
11	24.6180	0.2552	3.9181
12	28.0325	0.2241	4.4615
13	28.0953	0.2236	4.4715
14	28.1433	0.2233	4.4791
15	31.9878	0.1964	5.0910
16	33.0763	0.1900	5.2643
17	33.4091	0.1881	5.3172
18	33.9076	0.1853	5.3966
19	34.2102	0.1837	5.4447
20	35.3456	0.1778	5.6254

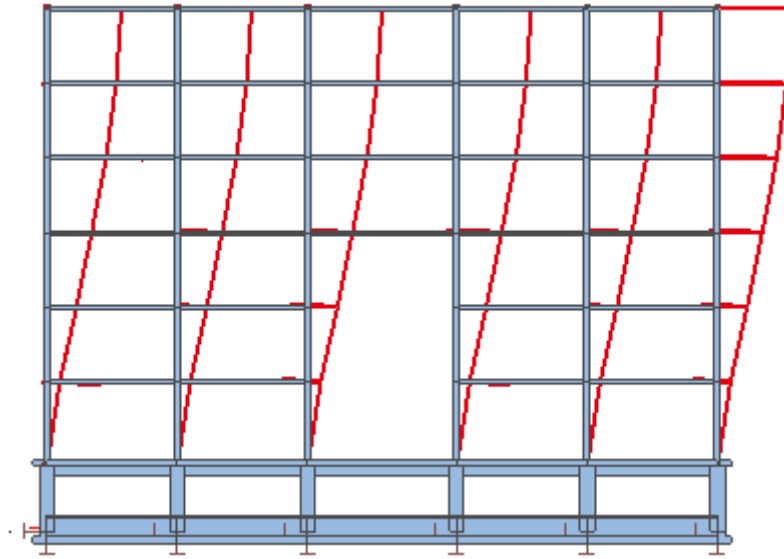
Σχήμα 5.4: Ιδιοπερίοδοι όπως προέκυψαν από την φασματική ανάλυση

Παρουσιάζονται οι μορφές των τεσσάρων πρώτων ιδιομορφών

- ❖ 1^η ιδιομορφή (T=2,3899s)

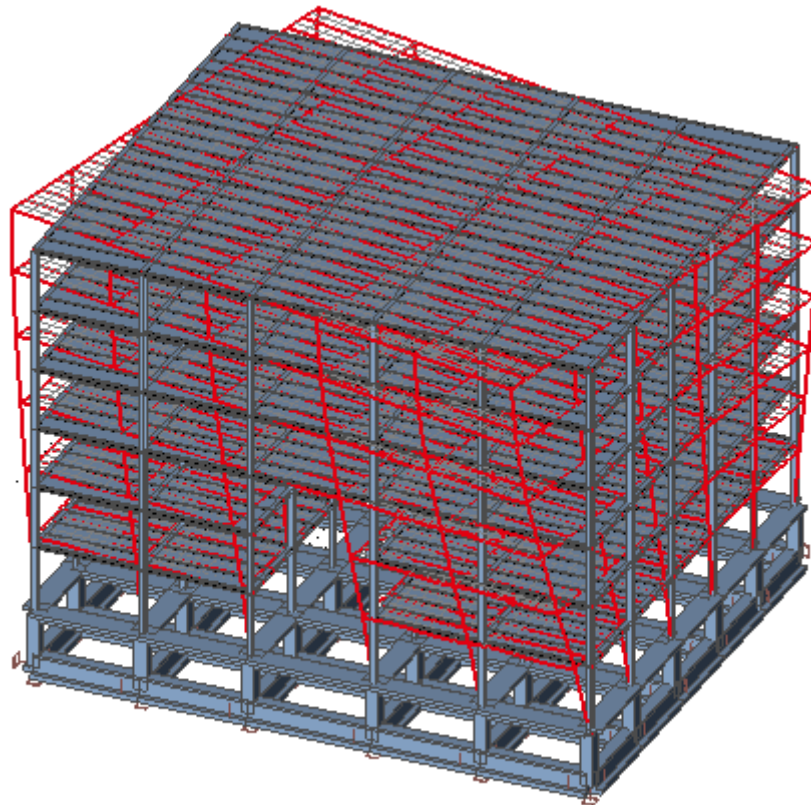


Σχήμα 5.5: Τρισδιάστατο μοντέλο σεισμικής παραμόρφωσης 1^{ης} ιδιομορφής

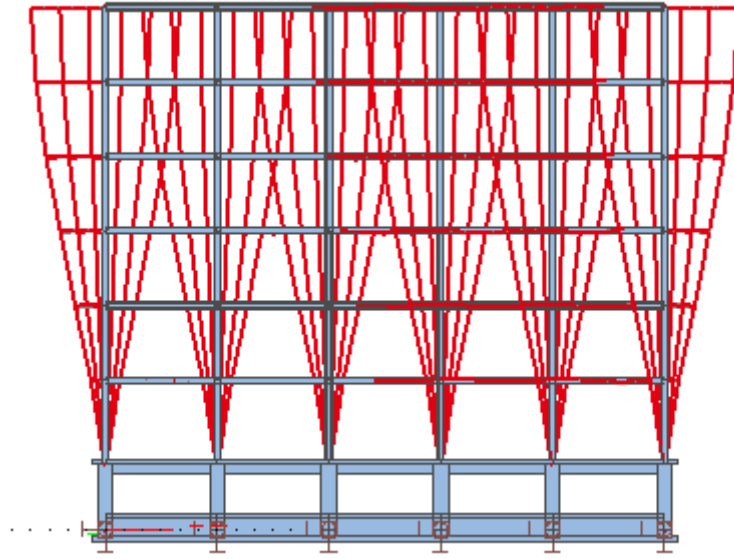


Σχήμα 5.6: Όψη σεισμικής παραμόρφωσης 1^{ης} ιδιομορφής

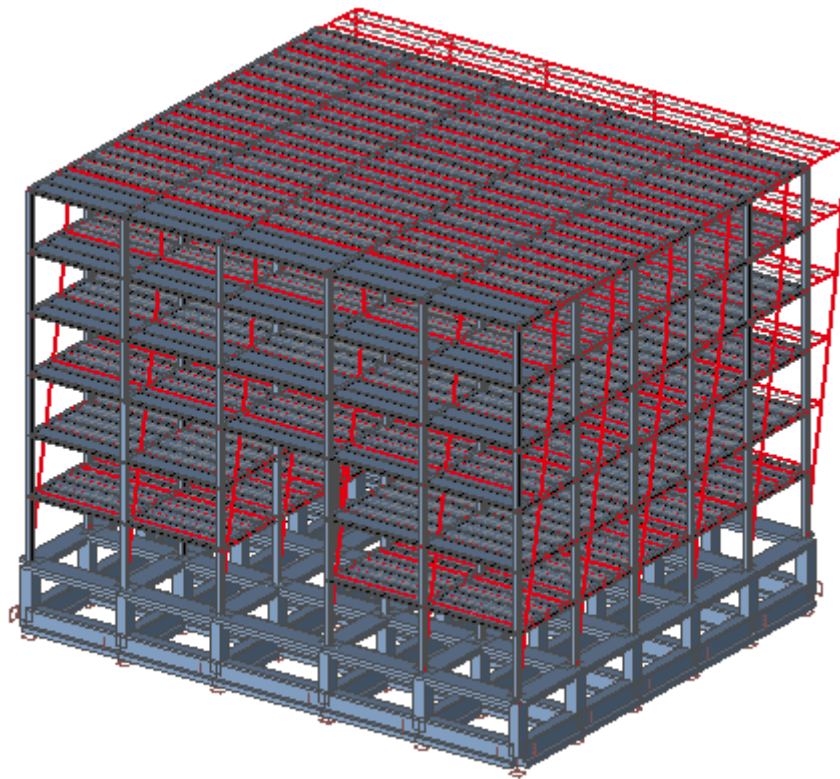
❖ 2^η ιδιομορφή (T=1,2683s)



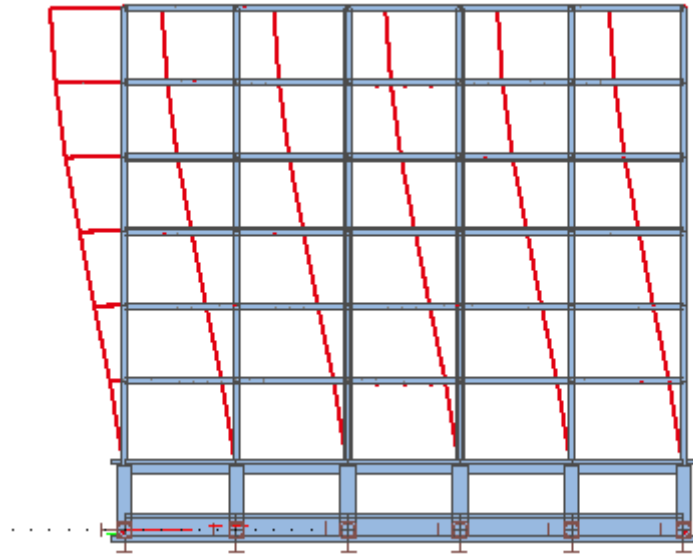
Σχήμα 5.7: Τρισδιάστατο μοντέλο σεισμικής παραμόρφωσης 2^{ης} ιδιομορφής



Σχήμα 5.8: Όψη σεισμικής παραμόρφωσης 2^{ης} ιδιομορφής
❖ 3^η ιδιομορφή($T=1,2172s$)

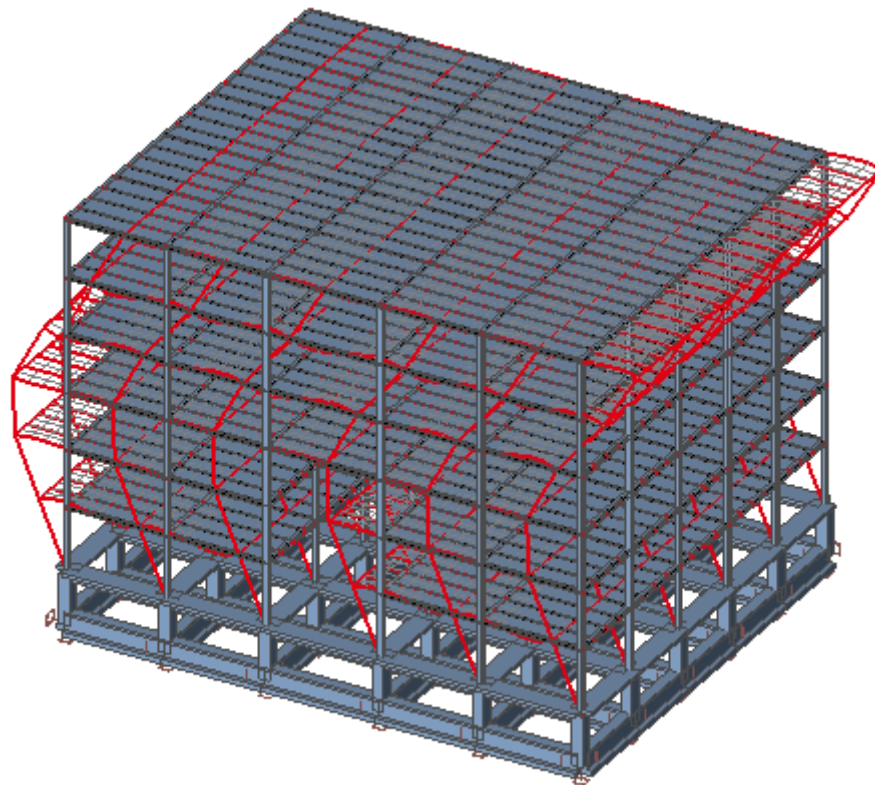


Σχήμα 5.9: Τρισδιάστατο μοντέλο σεισμικής παραμόρφωσης 3^{ης} ιδιομορφής

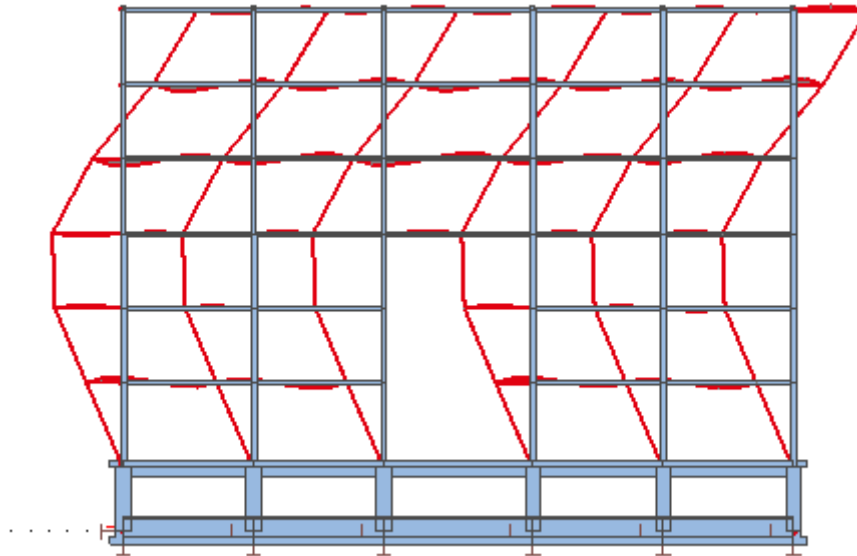


Σχήμα 5.10: Όψη σεισμικής παραμόρφωσης 3^{ης} ιδιομορφής

❖ 4^η ιδιομορφή ($T=0,7573s$)



Σχήμα 5.11: Τρισδιάστατο μοντέλο σεισμικής παραμόρφωσης 4^{ης} ιδιομορφής



Σχήμα 5.12: Όψη σεισμικής παραμόρφωσης 4^{ης} ιδιομορφής

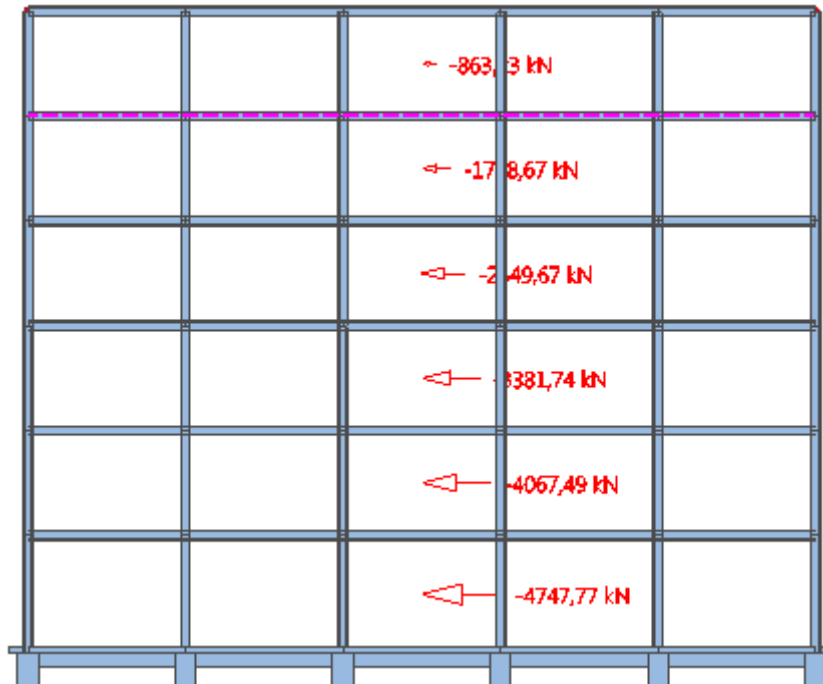
5.5.1 Σεισμικές τέμνουσες κτιρίου χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

Για το σεισμικό συνδυασμό κατά Χ έχουμε τις εξής σεισμικές τέμνουσες:

Συνδυασμοί : SEISMOSX

Resulting forces ανά όροφο

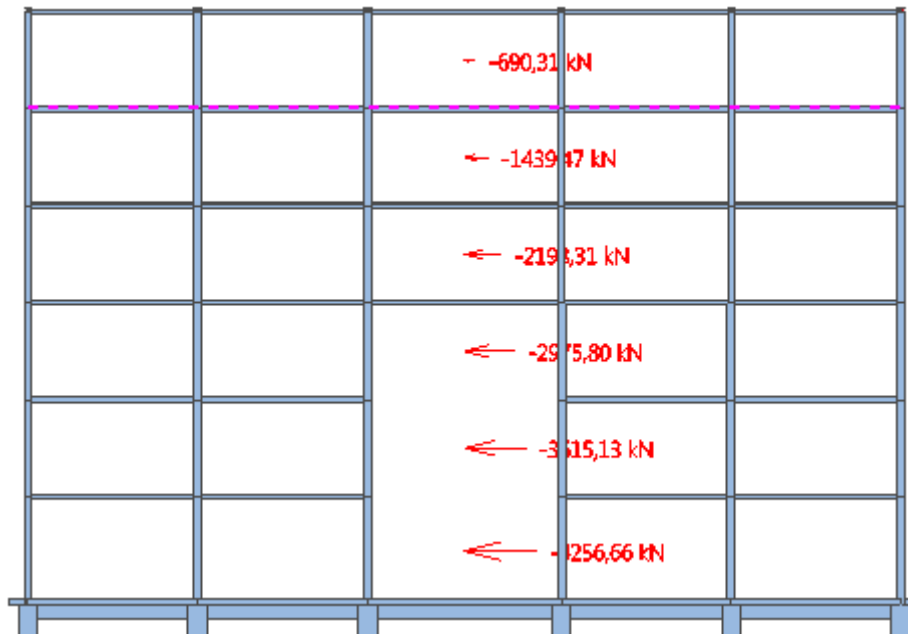
Όνομα	x [m]	y [m]	z [m]	Fx [kN]
FL2	15,000	18,000	5,750	-4747,77
FL2	15,000	18,000	5,750	-4068,60
FL3	15,000	18,000	10,000	-4067,49
FL3	15,000	18,000	10,000	-3434,82
FL4	15,000	18,000	14,000	-3381,74
FL4	15,000	18,000	14,000	-2815,16
FL5	15,000	18,000	18,000	-2549,67
FL5	15,000	18,000	18,000	-2066,13
FL6	15,000	18,000	22,000	-1718,67
FL6	15,000	18,000	22,000	-1345,18
FL7	15,000	18,000	26,000	-863,23
FL7	15,000	18,000	26,000	-648,66



Σχήμα 5.12: Σεισμικές τέμνουσες για σεισμικό συνδυασμό κατά X

Συνδυασμοί: SEISMOSY
Resulting forces ανά όροφο

Όνομα	x [m]	y [m]	z [m]	Fy [kN]
FL2	15,000	18,000	5,750	-4256,66
FL2	15,000	18,000	5,750	-4559,71
FL3	15,000	18,000	10,000	-3615,13
FL3	15,000	18,000	10,000	-3887,18
FL4	15,000	18,000	14,000	-2975,80
FL4	15,000	18,000	14,000	-3221,10
FL5	15,000	18,000	18,000	-2198,31
FL5	15,000	18,000	18,000	-2417,50
FL6	15,000	18,000	22,000	-1439,47
FL6	15,000	18,000	22,000	-1624,38
FL7	15,000	18,000	26,000	-690,31
FL7	15,000	18,000	26,000	-821,59



Σχήμα 5.13: Σεισμικές τέμνουσες για σεισμικό συνδυασμό κατά Y

Σχετικές μετακινήσεις ορόφων λόγω σεισμού

Από την ανάλυση στο πρόγραμμα έχουμε τις μέγιστες και τις ελάχιστες μετακινήσεις σε κάθε όροφο. Συνεπώς για κάθε όροφο και για κάθε σεισμικό συνδυασμό θα υπολογίσουμε τη διαφορά $U_{i+1}-U_i$ όπου:

- U_{i+1} είναι η μέγιστη μετακίνηση του πάνω πατώματος του ορόφου
- U_i είναι η ελάχιστη του κάτω πατώματος του ορόφου

Άρα οι σχετικές μετακινήσεις στο σεισμικό συνδυασμό κατά Y για κάθε όροφο είναι:

Ισόγειο: $0,054-0=0,054\text{m}$

1^{ος} όροφος: $0,118-0,051\text{m}=0,067\text{m}$

2^{ος} όροφος: $0,172-0,111\text{m}=0,061\text{m}$

3^{ος} όροφος: $0,219-0,161\text{m}=0,058\text{m}$

4^{ος} όροφος: $0,250-0,204\text{m}=0,046\text{m}$

5^{ος} όροφος: $0,267-0,232\text{m}=0,035\text{m}$

Οι σχετικές μετακινήσεις στο σεισμικό συνδυασμό κατά X για κάθε όροφο είναι:

Ισόγειο: $0,017-0=0,017\text{m}$

1^{ος} όροφος: $0,033-0,014=0,019\text{m}$

2^{ος} όροφος: $0,047-0,028=0,019\text{m}$

3^{ος} όροφος: $0,060-0,040=0,020\text{m}$

4^{ος} όροφος: $0,069-0,050=0,019\text{m}$

5^{ος} όροφος: $0,073-0,057=0,016\text{m}$

5.5.2 Περιορισμός βλαβών

Οι λόγοι των σχετικών μετακινήσεων του κάθε ορόφου προς το ύψος του κάθε ορόφου για σεισμικό συνδυασμό κατά Y θα είναι:

Ισόγειο: $0,054/4,5=0,0120>0,7\%$

1^{ος} όροφος: $0,067/4=0,0167>0,7\%$

2^{ος} όροφος: $0,061/4=0,0152>0,7\%$

3^{ος} όροφος: $0,058/4=0,0145>0,7\%$

4^{ος} όροφος: $0,046/4=0,0115>0,7\%$

5^{ος} όροφος: $0,035/4=0,0087>0,7\%$

Οι αντίστοιχοι λόγοι για σεισμικό συνδυασμό κατά X είναι:

Ισόγειο: $0,017/4,5=0,0037<0,5\%$

1^{ος} όροφος: $0,019/4=0,0047<0,5\%$

2^{ος} όροφος: $0,019/4=0,0047<0,5\%$

3^{ος} όροφος: $0,020/4=0,0049<0,5\%$

4^{ος} όροφος: $0,019/4=0,0047<0,5\%$

5^{ος} όροφος: $0,016/4=0,0040<0,5\%$

Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων προκύπτουν αρκετά μεγάλες όπως είναι αναμενόμενο και συνεπώς ο λόγος σχετικής μετακίνησης προς ύψος ορόφου για το σεισμικό συνδυασμό κατά Y προκύπτει μεγαλύτερος από τις τιμές 0,5% και 0,7% που ορίζονται σαν όρια για τα διάφορα είδη διαχωριστικών. Συνεπώς απαιτείται περαιτέρω αύξηση της δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση Y έτσι ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος σε περιορισμό βλαβών. Στο σεισμικό συνδυασμό κατά X προκύπτει ότι ικανοποιείται οριακά ο έλεγχος σε περιορισμό βλαβών .

6 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Στα προηγούμενα κεφάλαια έγινε ανάλυση διαστασιολόγηση της κατασκευής για 2 διαφορετικές περιπτώσεις. Στην πρώτη περίπτωση με συνδέσμους δυσκαμψίας και στην δεύτερη χωρίς. Αρχικά παρουσιάζονται οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε κτίριο.

Διατομές φορέα με συνδέσμους δυσκαμψίας:

- Υποστυλώματα διατομής HEB400
- Κύριες δοκοί διατομής HEB360
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB220
- Διαδοκίδες διατομής HEB180
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής SHS 200/200/16

Διατομές φορέα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

- Υποστυλώματα τριών πρώτων ορόφων διατομής HEM320
- Υποστυλώματα υπόλοιπων ορόφων διατομής HEB360
- Κύριες δοκοί διατομής HEB360
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB220
- Διαδοκίδες διατομής HEB180

Στη συνέχεια θα γίνει μια γενικότερη σύγκριση των δύο αυτών περιπτώσεων η οποία θα αφορά κυρίως το ίδιο βάρος της κάθε κατασκευής, τα εντατικά μεγέθη των μελών που μελετήθηκαν προηγουμένως για τον έλεγχο οριακής αστοχίας, τη συμπεριφορά της κατασκευής κατά τη σεισμική δράση καθώς και τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων για κάθε μοντέλο σχεδιασμού.

6.1 Σύγκριση ίδιου βάρους κατασκευής

Η σύγκριση του ίδιου βάρους της κατασκευής στις δύο περιπτώσεις που μελετήθηκαν αφορά τα μεταλλικά στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν στην κατασκευή. Δηλαδή έγινε υπολογισμός του ίδιου βάρους του φέροντα οργανισμού από χάλυβα για κάθε κατασκευή.

Κτίριο με συνδέσμους

Θα υπολογίζουμε για κάθε είδος διατομής τον όγκο της το οποίο στη συνέχεια πολλαπλασιαζόμενο με το ειδικό βάρος του χάλυβα που είναι $78,5\text{kN/m}^3$ μας δίνει το συνολικό βάρος της διατομής για όλη την κατασκευή.

- Υποστυλώματα με διατομή HEB400

Υπολογίστηκε ότι το συνολικό μήκος υποστυλωμάτων στην κατασκευή μας είναι 882m άρα και το συνολικό μήκος διατομής HEB400. Από τους σχετικούς πίνακες βρίσκουμε το εμβαδό της διατομής HEB400 που είναι $197,8\text{cm}^2=0,01978\text{m}^2$. Συνεπώς ο συνολικός όγκος για τα υποστυλώματα είναι $882*0,01978= 17,375\text{m}^3$

Άρα και το συνολικό βάρος θα είναι

$$17,375*78,5=1363,94\text{kN}=136,4\text{t}$$

- Κύριες δοκοί με διατομή HEB360

Υπολογίστηκε ότι το συνολικό μήκος των κύριων δοκών στην κατασκευή μας είναι 1080m. Από τους σχετικούς πίνακες διατομών βρίσκουμε το εμβαδό της διατομής HEB360 που είναι $0,018\text{m}^2$. Άρα το συνολικό βάρος των κύριων δοκών θα είναι:

$$1080*0,018*78,5=152,6\text{t}$$

- Δευτερεύουσες δοκοί με διατομή HEB220

Υπολογίστηκε ότι το συνολικό μήκος των δευτερευουσών δοκών στην κατασκευή μας είναι 1194m. Από τους πίνακες διατομών βρίσκουμε το εμβαδό της διατομής HEB220 που είναι $0,0091\text{m}^2$. Άρα το συνολικό βάρος των δευτερευουσών δοκών θα είναι:

$$1194*0,0091*78,5=85,2\text{t}$$

- Διαδοκίδες με διατομή HEB180

Αντίστοιχα το συνολικό μήκος των διαδοκίδων της κατασκευής είναι 3000m. Άρα το συνολικό βάρος των διαδοκίδων τα είναι:

$$3000*0,0065*78,5=153\text{t}$$

- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με διατομή SHS 160/160/12,5

Το συνολικό μήκος των κατακόρυφων συνδέσμων είναι 760m και το εμβαδό της διατομής υπολογίστηκε $0,0072\text{m}^2$. Άρα το συνολικό βάρος των χιαστί συνδέσμων είναι

$$760*0,0072*78,5=42,9\text{t}$$

Άρα το συνολικό βάρος των φερόντων στοιχείων από χάλυβα στο κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας είναι 570t.

Κτίριο χωρίς συνδέσμους

Στο κτίριο χωρίς τους συνδέσμους δυσκαμψίας αποφασίσαμε να αλλάξουμε μόνο τη διατομή των υποστυλωμάτων τα οποία καταπονούνται πολύ από το σεισμό λόγω της απώλειας των συνδέσμων δυσκαμψίας. Συνεπώς επιλέξαμε για τα υποστυλώματα των πρώτων τριών ορόφων διατομή HEM320 και για τους υπόλοιπους ορόφους διατομές HEB360.

- Υποστυλώματα διατομής HEM320

Υπολογίστηκε ότι το συνολικό μήκος των υποστυλωμάτων με διατομή HEM320 είναι 450m και από τους πίνακες διατομών βρίσκουμε το εμβαδό της διατομής που είναι $0,0312\text{m}^2$. Άρα το συνολικό βάρος θα είναι:

$$450 * 0,0312 * 78,5 = 115,2\text{t}$$

- Υποστυλώματα διατομής HEB360

Υπολογίστηκε το συνολικό μήκος των υποστυλωμάτων με διατομή HEB360 είναι 432m και το εμβαδό της διατομής είναι $0,018\text{m}^2$. Άρα το βάρος τους θα είναι:

$$432 * 0,018 * 78,5 = 66,0\text{t}$$

Συνεπώς το συνολικό βάρος του φέροντα οργανισμού του κτιρίου χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας θα είναι 572,8t.

Παρατηρούμε ότι το συνολικό βάρος του κτιρίου χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας είναι μεγαλύτερο. Αυτό είναι λογικό διότι παρόλο που αφαιρέσαμε τους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήσαμε μια πολύ βαρύτερη διατομή για τα υποστυλώματα των τριών πρώτων ορόφων. Αυτό έγινε λόγω του ότι με την αφαίρεση των συνδέσμων δυσκαμψίας αυξήθηκε κατακόρυφα η καταπόνηση των υποστυλωμάτων λόγω σεισμού και έτσι απαιτήθηκε η αντικατάσταση των αρχικών διατομών HEB400 με διατομές HEM320. Για να μετριάσουμε την αύξηση του βάρους στο κτίριο χωρίς τους συνδέσμους δυσκαμψίας, αλλά και για να έχουμε ομοιομορφία στο ύψος της διατομής του υποστυλώματος, αποφασίσαμε να μειώσουμε τη διατομή των υποστυλωμάτων των υπολοίπων ορόφων από HEB400 σε HEB360. Δεν έγιναν αλλαγές στις υπόλοιπες διατομές εφόσον δεν ήταν απαιτήθηκε. Εν κατακλείδι παρατηρήθηκε μια αύξηση του βάρους της τάξης του 0,5%.

6.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών

Θα γίνει σύγκριση των μέγιστων εντατικών μεγεθών που παρουσιάζονται στις διάφορες διατομές για τις δύο περιπτώσεις κτιρίων. Αρχικά θα γίνει η σύγκριση σε υποστυλώμα πρώτου ορόφου στο οποίο εμφανίζεται η μεγαλύτερη θλίψη και στις δύο παραλλαγές.

- Θλιπτική δύναμη υποστυλωμάτων

	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Θλιπτική Δύναμη(N)	Ποσοστιαία μεταβολή
Κτίριο με συνδέσμους	B155	HEB400	KIN3	2982,58	
Κτίριο χωρίς συνδέσμους	B155	HEM320	KIN3	3005,69	+0,8%

Παρατηρούμε ότι δεν παρατηρείται σημαντική μεταβολή στην τιμή της αξονικής δύναμης των υποστυλωμάτων λόγω της αφαίρεσης των συνδέσμων δυσκαμψίας. Πιο συγκεκριμένα παρατηρείται μία αύξηση της θλιπτικής δύναμης στην περίπτωση του κτιρίου χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας της τάξης του 0,8%.

- Ροπή κάμψης υποστυλωμάτων

	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Ροπή κάμψης (kNm)	Ποσοστιαία μεταβολή
Κτίριο με συνδέσμους	B155	HEB400	ANEM2	57,95	
Κτίριο χωρίς συνδέσμους	B155	HEM320	ΣΕΙΣΜΟΣΥ	439,45	+86,8%

Παρατηρούμε την συντριπτική αύξηση της ροπής κάμψης περί τον ασθενή άξονα του υποστυλώματος που προκύπτει στον κτίριο χωρίς τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Αυτό συμβαίνει λόγω του ότι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αναλαμβάνουν σε πολύ μεγάλο βαθμό τις σεισμικές δυνάμεις ως αξονικές συνεπώς δεν καταπονούνται με μεγάλες ροπές τα υποστυλώματα. Συγκεκριμένα η μέγιστη ροπή κάμψης των υποστυλωμάτων που προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό στο κτίριο με τους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι 41,0kNm.

- Ροπή κάμψης κύριων δοκών

	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Ροπή κάμψης (kNm)	Ποσοστιαία μεταβολή
Κτίριο με συνδέσμους	B306	HEB360	KIN3	307,65	+4,25%
Κτίριο χωρίς συνδέσμους	B114	HEB360	SEISMOSX	295,1	

- Τέμνουσα κύριων δοκών

	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Τέμνουσα Δύναμη(kN)	Ποσοστιαία μεταβολή
Κτίριο με συνδέσμους	B605	HEB360	KIN3	281,99	+32%
Κτίριο χωρίς συνδέσμους	B114	HEB360	SEISMOSX	213,74	

Παρατηρούμε ότι στο κτίριο με τους συνδέσμους δυσκαμψίας κρίσιμος συνδυασμός είναι ο βασικός, ενώ στο κτίριο χωρίς τους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι ο σεισμικός. Αυτό συμβαίνει διότι οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ανακουφίζουν από τα έντονα σεισμικά εντατικά μεγέθη, αφού τότε ενεργοποιούνται για να παραλάβουν σημαντικό μέρος της καταπόνησης. Αντίθετα στο βασικό συνδυασμό οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δε βοηθάνε στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων.

6.3 Σύγκριση ιδιομορφών

Οι ιδιομορφές του κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας φαίνονται στον παρακάτω πίνακα

Ιδιομορφή	Ω [rad/s]	Περίοδος [s]	Freq. [Hz]
1	7.7295	0.8129	1.2302
2	8.3464	0.7528	1.3284
3	12.4822	0.5034	1.9866
4	28.0408	0.2241	4.4628
5	29.5821	0.2124	4.7081
6	32.0225	0.1962	5.0965
7	32.8922	0.1910	5.2350
8	33.3598	0.1883	5.3094
9	33.7612	0.1861	5.3733
10	34.3628	0.1828	5.4690
11	35.2647	0.1782	5.6126
12	35.7124	0.1759	5.6838
13	36.1004	0.1740	5.7456
14	37.3879	0.1681	5.9505
15	37.5116	0.1675	5.9702
16	37.5525	0.1673	5.9767
17	37.7764	0.1663	6.0123
18	38.3212	0.1640	6.0990
19	38.4643	0.1634	6.1218
20	38.5493	0.1630	6.1353

Οι ιδιομορφές του κτιρίου χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας είναι:

Ιδιομορφή	Ω [rad/s]	Περίοδος [s]	Freq. [Hz]
1	2.6290	2.3899	0.4184
2	4.9541	1.2683	0.7885
3	5.1618	1.2172	0.8215
4	8.2967	0.7573	1.3205
5	14.8065	0.4244	2.3565
6	14.9645	0.4199	2.3817
7	15.9596	0.3937	2.5401
8	16.5808	0.3789	2.6389
9	21.9146	0.2867	3.4878
10	23.8534	0.2634	3.7964
11	24.6180	0.2552	3.9181
12	28.0325	0.2241	4.4615
13	28.0953	0.2236	4.4715
14	28.1433	0.2233	4.4791
15	31.9878	0.1964	5.0910
16	33.0763	0.1900	5.2643
17	33.4091	0.1881	5.3172
18	33.9076	0.1853	5.3966
19	34.2102	0.1837	5.4447
20	35.3456	0.1778	5.6254

Παρατηρούμε ότι στο κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας προκύπτουν μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους από αυτές του κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας. Αυτό είναι λογικό λόγω του ότι η ύπαρξη των κατακόρυφων συνδέσμων προσφέρει δυσκαμψία στο κτίριο. Άρα η μικρότερη δυσκαμψία έχει ως αποτέλεσμα εμφανώς μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους λόγω του ότι τα δύο αυτά μεγέθη είναι αντιστρόφως ανάλογα σύμφωνα με τη σχέση $T=2*\pi*(m/k)^{0,5}$.

6.4 Σύγκριση μέγιστων και σχετικών μετακινήσεων ορόφων

Οι μέγιστες και οι σχετικές μετακινήσεις σε κάθε όροφο στο σεισμικό συνδυασμό κατά Υ που προκύπτει και δυσμενέστερος είναι:

Μέγιστες Μετακινήσεις (mm)	ισόγειο	1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος	3 ^{ος} όροφος	4 ^{ος} όροφος	5 ^{ος} όροφος
Κτίριο με συνδέσμους	8,2	15,1	22,2	29,1	35,6	41,4
Κτίριο χωρίς συνδέσμους	54	118	172	219	250	267

Σχετικές Μετακινήσεις (mm)	ισόγειο	1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος	3 ^{ος} όροφος	4 ^{ος} όροφος	5 ^{ος} όροφος
Κτίριο με συνδέσμους	8,2	8,6	10,3	11,6	12,6	13,5
Κτίριο χωρίς συνδέσμους	54	67	61	58	46	35

Παρατηρούμε τη δραματική αύξηση των μέγιστων και των σχετικών μετακινήσεων ανά όροφο στην περίπτωση του κτιρίου χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας και αυτό οφείλεται και πάλι στη λειτουργία των συνδέσμων οι οποίοι προσφέρουν δυσκαμψία και πλαισιακή λειτουργία στις διευθύνσεις στις οποίες ενεργοποιούνται και συνεπώς οδηγούν σε πολύ μικρότερες σχετικές μετακινήσεις ορόφων.

Οι μέγιστες και οι σχετικές μετακινήσεις σε κάθε όροφο στο σεισμικό συνδυασμό κατά Χ είναι:

Μέγιστες Μετακινήσεις (mm)	ισόγειο	1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος	3 ^{ος} όροφος	4 ^{ος} όροφος	5 ^{ος} όροφος
Κτίριο με συνδέσμους	7,1	13	18,8	24,5	29,6	33,9
Κτίριο χωρίς συνδέσμους	17	33	47	60	69	73

Σχετικές Μετακινήσεις (mm)	ισόγειο	1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος	3 ^{ος} όροφος	4 ^{ος} όροφος	5 ^{ος} όροφος
Κτίριο με συνδέσμους	7,1	7,6	8,9	10,1	11,1	13,5
Κτίριο χωρίς συνδέσμους	17	19	19	20	19	16

Παρατηρούμε ότι και στο σεισμό, στο κτίριο χωρίς τους κατακόρυφους συνδέσμους, κατά τη διεύθυνση Χ υπάρχει σημαντική αύξηση στις μέγιστες αλλά και στις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων προφανώς λόγω της λειτουργίας των συνδέσμων δυσκαμψίας.

Ο σεισμικός συνδυασμός κατά τη διεύθυνση Υ είναι αρκετά δυσμενέστερος και παρουσιάζει σχεδόν τριπλάσιες μετακινήσεις από αυτών κατά τη διεύθυνση Χ. Αυτό οφείλεται κυρίως στο ότι κατά τη διεύθυνση Χ έχουμε τοποθετήσει των κύριο άξονα των υποστυλωμάτων συνεπώς μας δίνουν περισσότερη δυσκαμψία. Επίσης κατά τη διεύθυνση Χ έχουμε τοποθετήσει τις κύριες δοκούς ενώ κατά τη διεύθυνση Υ τις δευτερεύουσες οι οποίες προφανώς προσφέρουν μικρότερη δυσκαμψία λόγω του ότι είναι μικρότερης διατομής.

7 Συμπεράσματα

Ο σχεδιασμός του εξαόροφου μεταλλικού κτιρίου έγινε κυρίως με βάση τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας αλλά περιλαμβάνονται και κάποιοι βασικοί έλεγχοι βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Έγινε μια αρχική επιλογή λογικών διατομών και ακολούθησε η αλλαγή τους όπου χρειάστηκε σύμφωνα με την ανάλυση του Scia Engineer. Για κάθε μία από τις δύο παραλλαγές έγινε ξεχωριστά διαστασιολόγηση και έλεγχος των διατομών αλλά και της σεισμικής συμπεριφοράς.

Από τις συγκρίσεις που έγιναν φαίνεται ξεκάθαρα η σημασία της ύπαρξης των συνδέσμων δυσκαμψίας. Αρχικά όσον αφορά το ίδιο βάρος της κατασκευής παρατηρούμε αύξηση παρά την αφαίρεση των συνδέσμων η οποία μετριάζεται από τη μείωση της διατομής των υποστυλωμάτων των 3^{ων} άνω ορόφων καθώς και από τη διατήρηση κύριας δοκού ίδιας διατομής. Στα εντατικά μεγέθη η σημαντική διαφορά εντοπίζεται στη ροπή των υποστυλωμάτων η οποία αυξάνεται κατακόρυφα λόγω της μείωσης της δυσκαμψίας μετά την αφαίρεση των χιαστί συνδέσμων. Το κτίριο με τους χιαστί συνδέσμους έχει φανερά καλύτερη συμπεριφορά στο σεισμό λόγω της δυσκαμψίας που προσφέρουν. Αυτό φαίνεται ξεκάθαρα αρχικά από τις ιδιοπεριόδους αλλά και από τις μέγιστες μετακινήσεις ορόφων των δύο κτιρίων. Από κάθε πλευρά οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προσφέρουν στο κτίριο καλύτερη κατανομή των εντατικών μεγεθών, οικονομικότητα λόγω της μείωσης του ίδιου βάρους αλλά και εντυπωσιακή αύξηση της αντισεισμικότητας του.

Βιβλιογραφία

- Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. 2005 . Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. 2004. Σιδηρές κατασκευές- Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδαριθμός
- Βάγιας Ι. 2006. Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, έκδοση 3^η. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδαριθμός
- Βάγιας Ι. 2003. Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδαριθμός
- Chopra A. 2007. Δυναμική των κατασκευών-Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική. 3^η Έκδοση. Εκδόσεις: Μ. Γκιούρδας
- EN1993-1-1, Eurocode3: Design of steel structure, Part1-1:General structural rules, CEN, Brussels, 2002
- EN1993-1-1, Eurocode1: Actions on structures, Part 1-1:General actions-Densities, self weight, imposed loads for buildings, CEN, January 2002
- EN1994-1-1, Eurocode4: Design of composite steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings
- EN1998-1, Eurocode8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings