

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	III
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	IV
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1 ΓΕΝΙΚΑ	2
1.2 ΣΤΑΔΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΕΝΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	3
1.3 Η ΣΗΜΑΣΙΑ ΤΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ ΑΝΕΓΕΡΣΗΣ	3
2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	5
2.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	5
2.2 ΜΕΣΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	6
2.3 ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	7
2.4 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ (ΚΑΤΟΨΕΙΣ ΚΑΙ ΤΟΜΕΣ)	9
2.5 ΦΟΡΤΙΑ	12
2.5.1 Στατικά φορτία	12
2.5.1.1 Μόνιμες δράσεις (DEAD loads).....	12
2.5.1.2 Επιβαλλόμενα φορτία (LIVE loads)	12
2.5.1.3 Φορτίο Χιονιού (SNOW).....	14
2.5.1.4 Φορτίο ανέμου (WIND).....	14
2.5.2 Δυναμικά φορτία	15
2.5.2.1 Σεισμικά φορτία (E).....	15
2.6 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	20
2.6.1 Οριακές καταστάσεις	20
2.6.2 Συνδυασμοί για σεισμικά φορτία κατά Χ και Υ	24
3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ-ΕΛΕΓΧΟΙ	25
3.1 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (Ο.Κ.Α.)	26
3.1.1 Υποστυλώματα	26
3.1.2 Σύμμικτες Δοκοί.....	27
3.2 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	28
3.3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕΛΩΝ	30
3.3.1 Διαστασιολόγηση Δοκών.....	30
3.3.1.1 Διαστασιολόγηση Κύριας Δοκού	31
3.3.1.2 Διαστασιολόγηση δευτερεύουσας δοκού	32
3.3.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων	33
3.3.2.1 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος	34
3.3.3 Διαστασιολόγηση - Οπλισμός εξωστών	34
3.3.4 Διαστασιολόγηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας	35
3.3.5 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας.....	36
3.3.5.1 Γενικά στοιχεία φορέα – ροπές και τέμνουσες.....	36
3.3.5.2 Έλεγχοι στη φάση κατασκευής	39
3.3.5.3 Έλεγχοι στη φάση λειτουργίας	41
3.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	42
3.5 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΛΑΒΩΝ	46
3.6 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ 2ΑΣ ΤΑΞΗΣ	49

4	ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ	51
4.1	ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΜΕΛΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ	52
4.1.1	Σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς	52
4.1.1.1	Απλά Υπολογιστικά Προσομοιώματα	52
4.1.1.2	Αντοχή θλιβόμενων μελών με διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3.....	53
4.1.1.3	Διαδικασία σχεδιασμού έναντι πυρκαγιάς.....	55
4.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΜΕΛΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΠΡΟΤΥΠΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΣ-ΧΡΟΝΟΥ (ΚΑΜΠΥΛΗ ISO).	61
4.2.1.1	Σχεδιασμός θλιβόμενου στοιχείου έναντι πυρκαγιάς	61
4.2.1.2	Σχεδιασμός υποστυλώματος ενδιάμεσου ορόφου έναντι πυρκαγιάς	63
4.2.1.3	Σχεδιασμός δοκού έναντι πυρκαγιάς.....	66
4.3	ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΣΕ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ.	68
4.3.1.1	Κριτήριο μονωτικής ικανότητας I.....	68
4.3.1.2	Κριτήριο φέρουσας ικανότητας R.....	70
5	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	76
5.1	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΔΥΟ ΚΤΙΡΙΩΝ	76
5.1.1	Απαιτούμενος χρόνος κατασκευής	76
5.1.2	Κόστος Κατασκευής.....	76
5.1.3	Λειτουργικότητα Κατασκευής	79
5.2	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	80
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	81

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή Ε.Μ.Π. κ. Ιωάννη Βάγια για την επίβλεψη της Διπλωματικής μου εργασίας, καθώς και για την επιστημονική του καθοδήγηση καθ'όλη τη διάρκεια της εκπόνησής της.

Επίσης, θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου στους γονείς μου και στα αδέρφια μου για τη διαρκή τους υποστήριξη, η οποία επέτρεψε την επιτυχή διεκπεραίωση των προπτυχιακών μου σπουδών.

Τέλος, οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ και σε όλους εκείνους, των οποίων η συμβολή και η βοήθεια μπορεί να ήταν αφανής αλλά ταυτόχρονα πολύ σημαντική και ανεκτίμητη.

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η παρουσίαση της στατικής μελέτης ενός 3-όροφου σύμμικτου κτιρίου κατοικιών. Τα αρχιτεκτονικά σχέδια στα οποία βασίστηκε ο σχεδιασμός του σκελετού του κτιρίου ανήκουν σε ένα υπάρχον κτίριο κατοικιών, συμβατικής κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, με απώτερο σκοπό την σύγκριση των δυο διαφορετικών τρόπων κατασκευής (από οπλισμένο σκυρόδεμα και από συνεργασία χάλυβα σκυροδέματος).

Η ανάλυση έγινε βάσει των αρχών που επιβάλλουν οι Ευρωκώδικες 1 (Actions on structures), 3 (Design of steel structure), 4 (Design of composite steel and concrete structures), 8 (Design of structures for earthquake resistance). Η στατική επίλυση του κτιρίου (ανάλυση και διαστασιολόγηση) έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος Etabs v.9.7.0, ενώ ο έλεγχος επάρκειας των πλακών έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος Symdeck Designer.

Η εργασία αποτελείται από 5 κεφάλαια :

Στο *κεφάλαιο 1* γίνεται μια εισαγωγή παρουσιάζοντας μερικά ιστορικά στοιχεία για τις μεταλλικές κατασκευές, καθώς και μια γενική περιγραφή των σύμμικτων κατασκευών. Επίσης, αναφέρονται τα στάδια κατασκευής ενός σύμμικτου φορέα και η σημασία της μελέτης ανέγερσης ενός μεταλλικού έργου.

Στο *κεφάλαιο 2* γίνεται περιγραφή της εν λόγω κατασκευής. Παρατίθενται η γεωμετρία του κτιρίου, η ποιότητα των υλικών της κατασκευής και τα μέσα ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν. Επίσης γίνεται αναφορά στα φορτία που καταπονούν την κατασκευή και παρατίθενται τα αποσπάσματα των κανονισμών βάσει των οποίων προέκυψαν οι επιβαλλόμενες φορτίσεις.

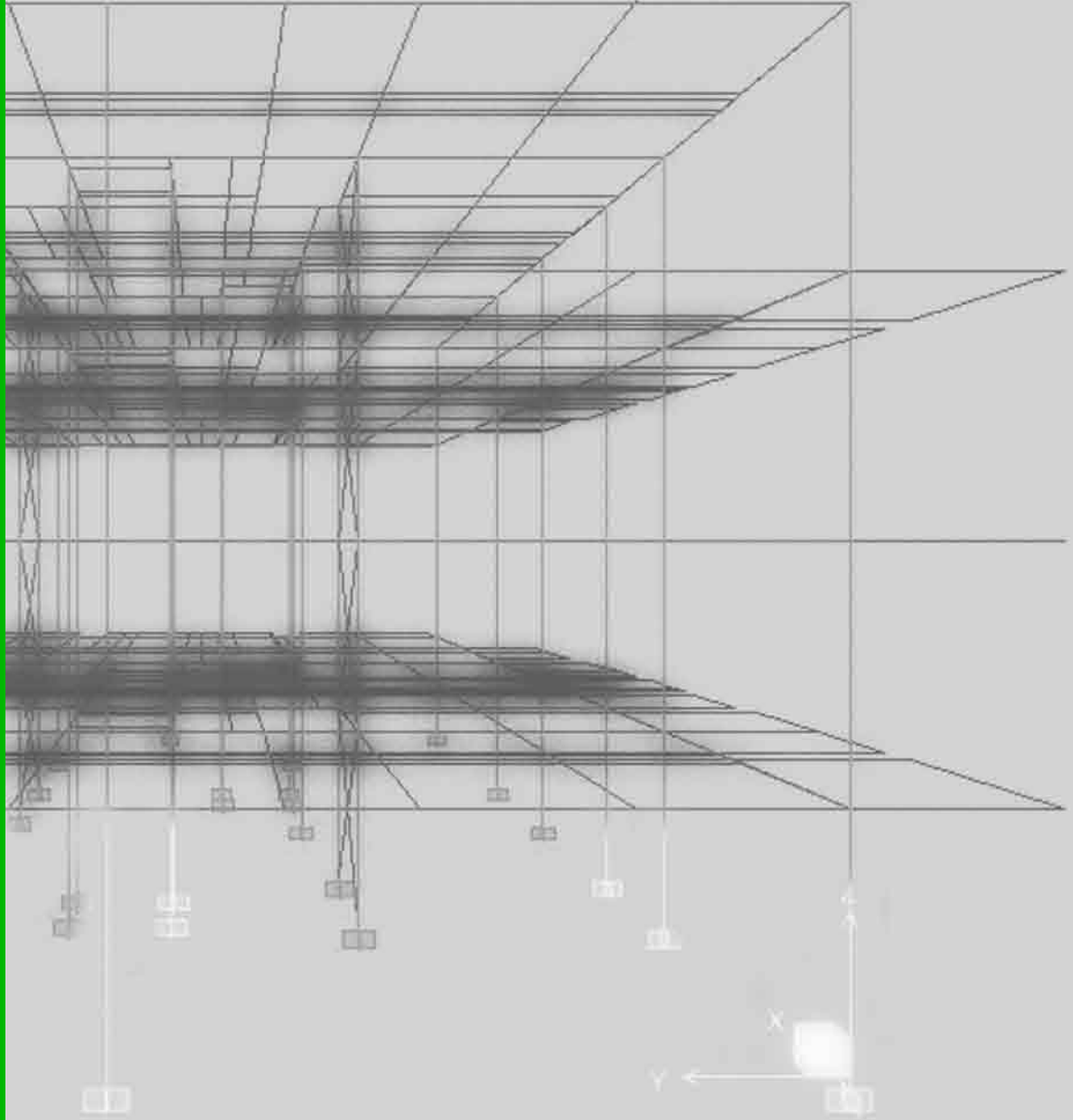
Στο *κεφάλαιο 3* γίνονται όλοι οι έλεγχοι για την κατασκευή σύμφωνα με τους κανονισμούς των Eurocode 1,3,4,8. Συγκεκριμένα γίνεται έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (υποστυλώματα και σύμμικτες δοκοί), έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (έλεγχος βελών), έλεγχος μελών (διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων, δοκών, συνδέσμων δυσκαμψίας) και τέλος έλεγχος σύμμικτης πλάκας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι ιδιομορφές που προέκυψαν από τη φασματική ιδιομορφική ανάλυση καθώς και ο έλεγχος για την απαίτηση περιορισμού των βλαβών και για την επιρροή των φαινομένων 2ας τάξης.

Στο *κεφάλαιο 4* γίνεται έλεγχος των μελών έναντι πυρκαγιάς σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 3 και 4.

Τέλος, στο *κεφάλαιο 5* γίνεται η σύγκριση μεταξύ των δύο κατασκευών, βάσει του απαιτούμενου χρόνου κατασκευής, του κόστους και της λειτουργικότητάς τους. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα συμπεράσματα από την παραπάνω σύγκριση, τα οποία άλλωστε είναι και ο σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

“Συγκριτική μελέτη κτιρίου απο
οπλισμένο σκυρόδεμα με σύμφικτο κτίριο”

Δήμητρα Καραχάλιου



1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

2 ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ-ΕΛΕΓΧΟΙ

4 ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ

5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι τεχνολογικές εξελίξεις στον τομέα των τεχνικών έργων καθοδηγούνται από την ανάγκη ανάπτυξης ποιοτικών, γρήγορων και οικονομικών κατασκευών, που είναι σε θέση να ικανοποιούν τις απαιτήσεις ασφαλείας, λειτουργικότητας και αντοχής στο χρόνο. Έτσι τα τελευταία χρόνια γίνεται χρήση χαλύβδινων και σύμμικτων κατασκευών, πέραν των κλασικών πεδίων και χώρων εφαρμογής τους.

Η χρήση του χάλυβα ως δομικού υλικού ξεκίνησε το 19^ο αιώνα στις γέφυρες, τις στεγάσεις χώρων και τα μονώροφα υπόστεγα. Οι πρώτες όμως εφαρμογές σε κτίρια άρχισαν πολύ αργότερα, στις αρχές του 20^{ου} αιώνα στις ΗΠΑ. Ο μεγάλος όγκος οικοδομικών εργασιών σε συνδυασμό με την αύξηση των τιμών των οικοπέδων απαίτησαν την καθ' ύψος ανάπτυξη των κτιρίων και τη συντόμευση του χρόνου κατασκευής, καθιστώντας απαραίτητη την χρήση νέων δομικών υλικών και μεθόδων. Η επιλογή μεταλλικού φέροντος οργανισμού με την ευελιξία και την ταχύτητα ανέγερσης που επιφέρει, αποτέλεσε την προσφορότερη λύση.



Εικόνα 1.1: Sears Tower



Εικόνα 1.2: Minsheng Bank Building



Εικόνα 1.3: China World Trade Centre.

Η Ελλάδα δεν παρακολούθησε τις ανωτέρω εξελίξεις, καθώς για μεγάλο χρονικό διάστημα επικράτησε ως κύριο δομικό υλικό το οπλισμένο σκυρόδεμα. Μετά τα μέσα του 1990 άρχισε η εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια γραφείων, σε ξενοδοχειακές μονάδες καθώς και σε βιομηχανικά, αγροτικά, εμπορικά και αθλητικά έργα.

Καταλύτης στην ανάπτυξη των μεταλλικών κτιρίων στη χώρα μας αποτέλεσε η προετοιμασία των Ολυμπιακών έργων της Αθήνας 2004.

1.1 Γενικά

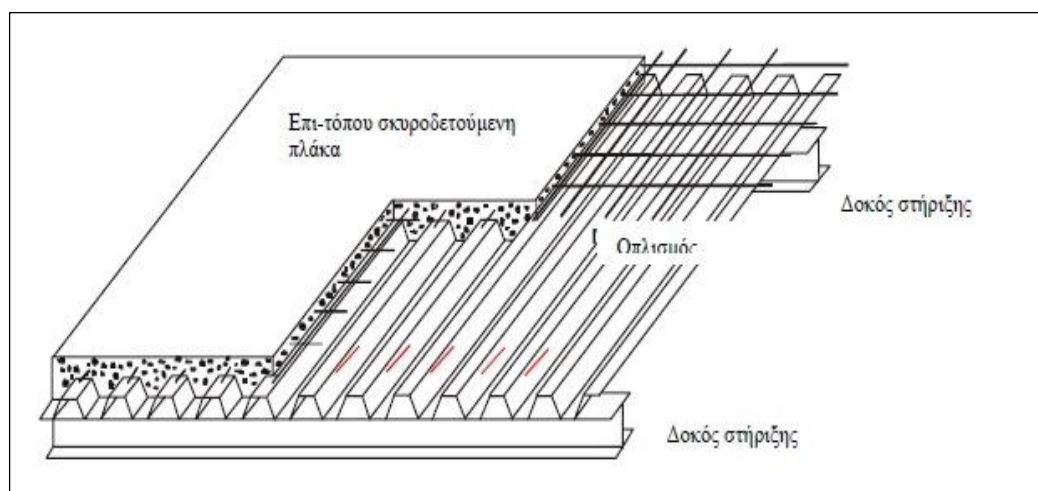
Σε αντίθεση με τα μονώροφα μεταλλικά υπόστεγα που αποτελούνται από αμιγώς χαλύβδινα στοιχεία, τα πολυώροφα μεταλλικά κτίρια κατασκευάζονται συνήθως από σύμμικτη κατασκευή, στην οποία ο δομικός χάλυβας συνεργάζεται με το οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα δύο αυτά υλικά διαφέρουν από τη φύση τους, παρ'όλα αυτά συνεργάζονται και συμπληρώνει το ένα το άλλο:

- Ο χάλυβας είναι αποτελεσματικός σε εφελκυσμό ενώ το σκυρόδεμα σε θλίψη.
- Το σκυρόδεμα εξασφαλίζει προστασία έναντι διάβρωσης και παρέχει μόνωση σε υψηλές θερμοκρασίες.
- Ο χάλυβας αυξάνει την πλαστικότητα της κατασκευής.
- Τα χαλύβδινα μέλη είναι ευπαθή σε λυγισμό, ενώ το σκυρόδεμα μπορεί να περιορίσει το λυγισμό.

Ο σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών συγκριτικά με τον σχεδιασμό συμβατικών κατασκευών από σκυρόδεμα προσφέρει πολλές αρχιτεκτονικές δυνατότητες. Εκτός της δυνατότητας χρήσης σχετικά μικρών διαστάσεων διατομών παρέχεται ευελιξία με τη δυνατότητα χρήσης μεγαλύτερων ανοιγμάτων, λεπτότερων πλακών και πιο λεπτών στύλων.

Οι *σύμμικτες δοκοί* συντίθενται από σιδηροδοκό πρότυπης ή συγκολλητής διατομής και πλάκα από σκυρόδεμα, η οποία αποτελεί το πέλμα της δοκού. Η συνεργασία δοκού-πέλματος επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση διατμητικών συνδέσμων στη διεπιφάνεια μεταξύ σκυροδέματος-σιδηροδοκού.

Οι *σύμμικτες πλάκες* αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα. Μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, το σύστημα συμπεριφέρεται ενιαία σαν σύμμικτο στοιχείο χάλυβα-σκυροδέματος. Σύγχρονα πρότυπα χαλυβδόφυλλα μπορούν να χρησιμοποιηθούν και σαν μόνιμο καλούπι σκυροδέτησης (φάση διάστρωσης) και στη φάση λειτουργίας ως κάτω οπλισμός.



Εικόνα 1.4: Σύμμικτη πλάκα με πρότυπα χαλυβδόφυλλα.

Τα *σύμμικτα υποστυλώματα* αποτελούνται από χαλύβδινο μέλος πρότυπης ή συγκολλητής διατομής, η οποία εγκιβωτίζεται πλήρως ή μερικώς στο σκυρόδεμα, ή ακόμη από κοιλοδοκό σωληνωτής, τετραγωνικής ή ορθογωνικής διατομής, η οποία περιβάλλει έγχυτο εντός αυτής σκυρόδεμα.

1.2 Στάδια κατασκευής ενός σύμμικτου φορέα

- Πρώτα απ' όλα αναγείρεται ο κλασσικός σκελετός της κατασκευής από δομικό χάλυβα με ή χωρίς συνδέσμους ακαμψίας. Αν οι στύλοι είναι από κοίλες διατομές, μπορούν να τοποθετηθούν από πριν αναμονές οπλισμού για τη σύνδεση με τις πλάκες.
- Επίσης, όλα τα απαραίτητα μέλη όπως πλάκες, σύνδεσμοι ακαμψίας (ήλοι που συγκολλούνται) που εξασφαλίζουν την μεταφορά φορτίου από το χάλυβα στο σκυρόδεμα καθώς και τα καλούπια σκυροδέματος πρέπει να προετοιμαστούν στο εργοτάξιο ώστε να επιταχυνθεί η ανέγερση απαιτώντας έτσι λεπτομερή σχεδιασμό. Αφού τοποθετηθούν οι στύλοι, τοποθετούνται αμφιαρθρωτά στα ενδιάμεσα ανοίγματα.
- Προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος ή τυποποιημένα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται στα ανοίγματα μεταξύ δοκών αποτελώντας ταυτόχρονα προστατευτικά καλύματα και πλατφόρμες εργασίας.

Τέλος, σκυροδετώντας ταυτόχρονα τις πλάκες και τους στύλους αυξάνεται η ακαμψία και η φέρουσα ικανότητα των μελών και οι κόμβοι από αρθρώσεις γίνονται ελαστικές πακτώσεις

1.3 Η σημασία της μελέτης ανέγερσης

Σε κάθε έργο η μελέτη του φέροντος οργανισμού θα πρέπει να συμπληρώνεται με τη μελέτη ανέγερσης στην οποία θα προσδιορίζονται με λεπτομέρεια οι διαδοχικές φάσεις της συναρμολόγησης.



Εικόνα 1.5: Burj Dubai construction phase.

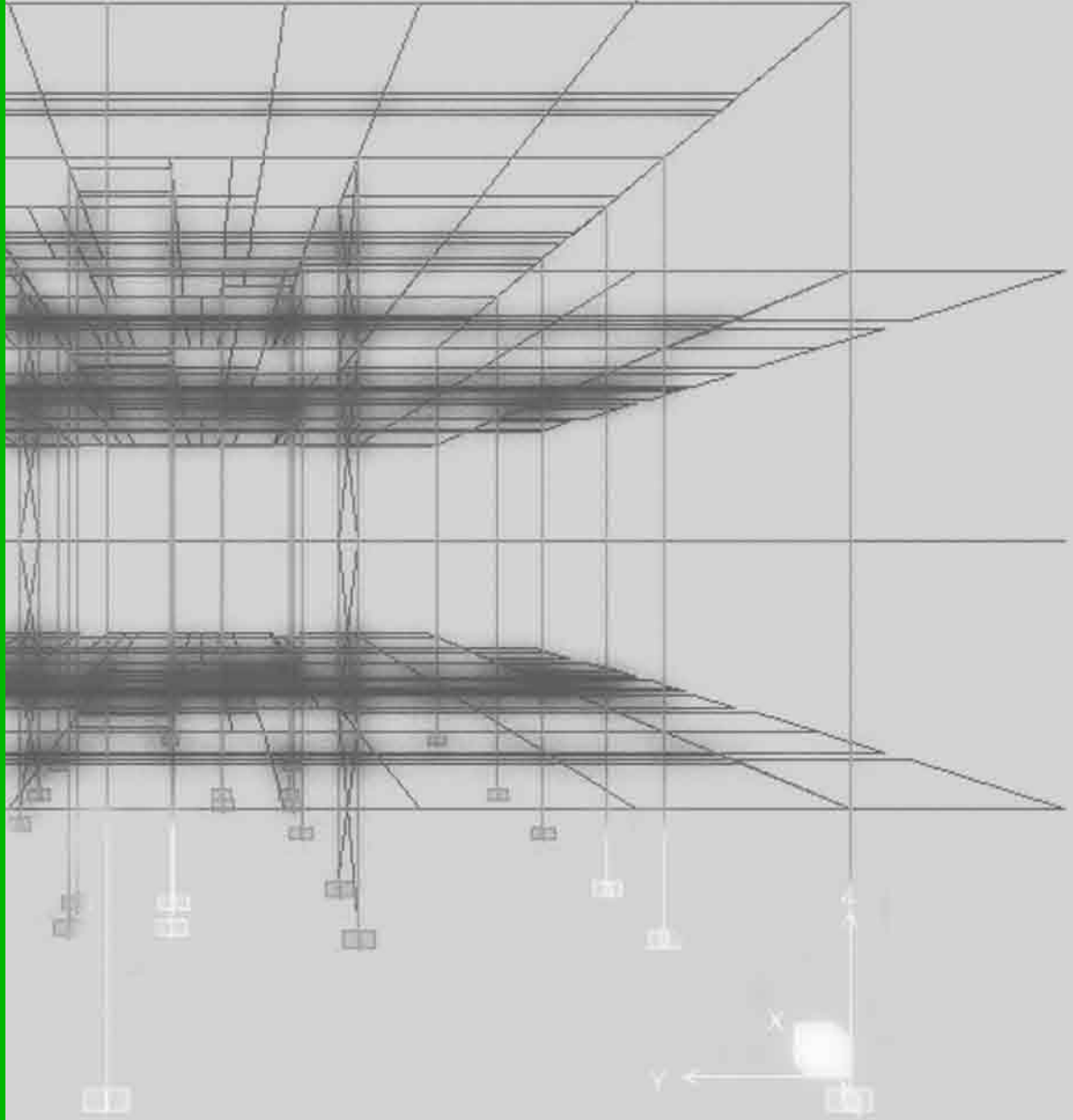
Η διαδικασία ανέγερσης συνδέεται με τους επιδιωκόμενους χρόνους συναρμολόγησης, τα διατιθέμενα στο εργοτάξιο μέσα και τον διατιθέμενο στο εργοτάξιο χώρο. Για το λόγο αυτό συντάσσεται κατά κανόνα σε συνεργασία μεταξύ του γενικού εργολάβου, του υπεργολάβου κατασκευής των σιδηρών στοιχείων και των μελετητών.

Ειδικότερα στη μελέτη, εκτός από τις διαδοχικές φάσεις συναρμολόγησης, πρέπει να περιγράφονται:

- οι επικρατούσες συνθήκες στο χώρο του έργου και οι δυνατότητες πρόσβασης σε αυτόν,
- ο αριθμός, το είδος και η ανυψωτική ικανότητα των γερανών που θα χρησιμοποιηθούν,
- το βάρος των στοιχείων που επρόκειτο να ανυψωθούν,
- η απόδειξη της επάρκειας δομικών στοιχείων έναντι ειδικών καταπονήσεων οι οποίες θα αναπτυχθούν κατά τη φάση ανέγερσης,
- τυχόν προσωρινά υποστυλώματα ή σύνδεσμοι δυσκαμψίας που θα εξασφαλίσουν την ευστάθεια των ήδη αναγεγερμένων τμημάτων σε ενδιάμεσες φάσεις της συναρμολόγησης,
- τα μέτρα ασφαλείας τα οποία προβλέπεται να ληφθούν.

“Συγκριτική μελέτη κτιρίου απο
οπλισμένο σκυρόδεμα με σύμφικτο κτίριο”

Δήμητρα Καραχάλιου



1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ-ΕΛΕΓΧΟΙ

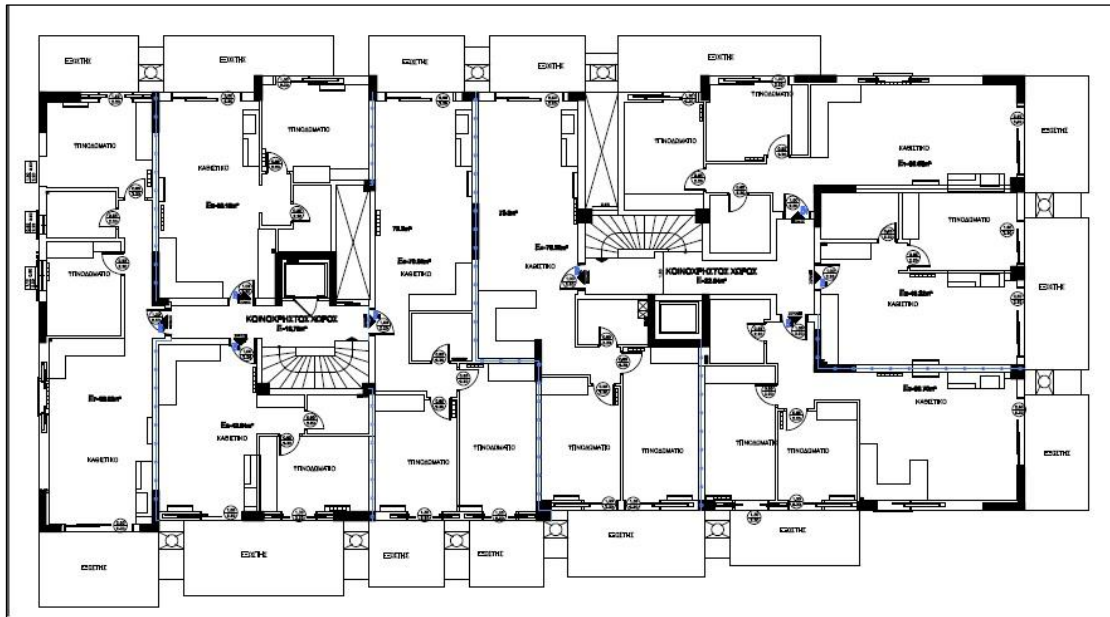
4 ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ

5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

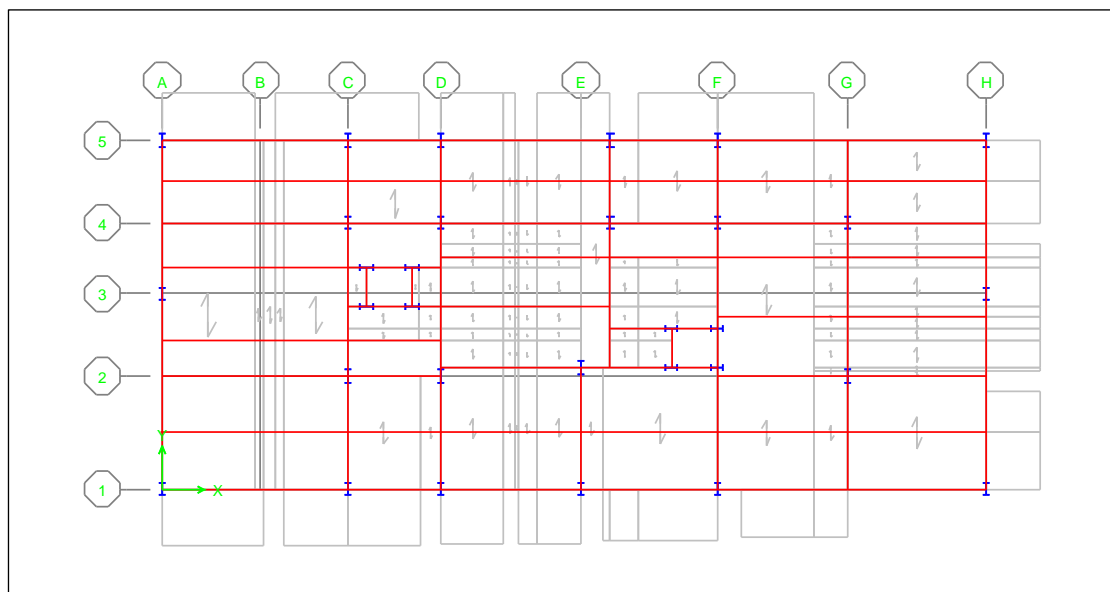
2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Περιγραφή Κατασκευής

Το σύμμικτο κτίριο αποτελείται από μια πυλωτή η οποία χρησιμεύει ως χώρος στάθμευσης και τρεις ακόμη ορόφους. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική: 35,10x14,80m.



Εικόνα 2.1: Αρχιτεκτονική κάτοψη



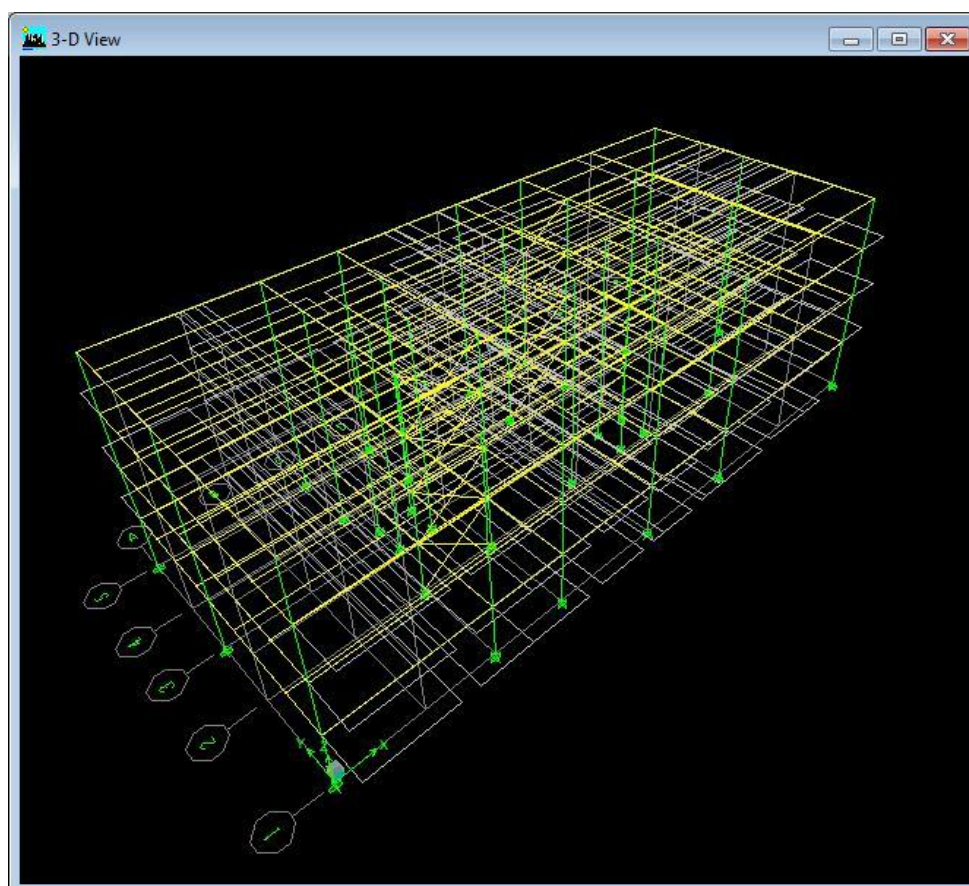
Εικόνα 2.2: Κάτοψη πρότυπου ορόφου στο πρόγραμμα Etabs.

Το συνολικό ύψος από τη στάθμη της πυλωτής είναι 12,00m όπου κάθε όροφος έχει ύψος 3,00m.

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι σύμμικτος και θεωρείται πακτωμένος στη στάθμη θεμελίωσης του (στην εργασία αυτή δε θα μελετηθεί περαιτέρω η θεμελίωση του κτιρίου). Για τα μπαλκόνια χρησιμοποιήθηκε οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25. Για τις ράβδους οπλισμού των πλακών χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας B500C. Για την κατασκευή των κύριων δοκών και των διαδοκίδων χρησιμοποιήθηκαν διατομές τύπου IPE ποιότητας χάλυβα S235. Για την κατασκευή των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκαν διατομές τύπου HEA ποιότητας χάλυβα S235. Για την κατασκευή χιαστί συνδέσμων χρησιμοποιήθηκαν διατομές τύπου TUBO. Τέλος, για την κατασκευή των πλακών του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν χαλυβδόφυλλα Symdeck 73, στα οποία προστέθηκε έγχυτο σκυρόδεμα C20/25.

2.2 Μέσα ανάλυσης κατασκευής

Για την προσομοίωση της κατασκευής και για να γίνει ο απαραίτητος έλεγχος των στοιχείων του φορέα έναντι αντοχής διατομών και ευστάθειας του κτιρίου, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό *Etabs Nonlinear v.9.7.0*. Το πρόγραμμα εκτελεί γραμμικές και μη γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις για κατασκευές από δομικό χάλυβα, οπλισμένο σκυρόδεμα ή όποιο άλλο υλικό ορίσει ο χρήστης.



Εικόνα 2.3: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου

2.3 Ποιότητα Υλικών της κατασκευής

Στο κτίριο επιλέχθηκε η χρήση χάλυβα S235 για τις μεταλλικές διατομές ,σκυρόδεμα C20/25 για τις πλάκες και τις σύμμικτες δοκούς και για τις ράβδους οπλισμού των πλακών, χάλυβας ποιότητας B500C.

- Δομικός χάλυβας – Ιδιότητες

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων, οι οποίες υιοθετούνται στους υπολογισμούς είναι οι ακόλουθες:

- $\gamma=78,50 \text{ kN/m}^3$
- λόγος Poisson $\nu=0,3$
- μέτρο ελαστικότητας $E=200\text{GPa}$
- μέτρο διάτμησης $G=E/2(1-\nu)$
- συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha=12*10^{-6}$ ανά $^{\circ}\text{C}$.
- ονομαστική τιμή ορίου διαρροής $f_y=235\text{MPa}$
- εφελκυστική αντοχή $f_u=360\text{MPa}$

- Σκυρόδεμα- Ιδιότητες

Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται σύμφωνα με τον ελληνικό κανονισμό σκυροδέματος στη χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμών 28ημερών.Ο ευρωκώδικας 4 δίνει δύο τιμές εκ των οποίων η πρώτη αντιστοιχεί στην αντοχή κυλινδρικού (εδώ $f_{ck}=20\text{MPa}$) και η δεύτερη στην αντοχή κυβικού δοκιμίου (εδώ 25MPa).Οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση είναι :

- Ειδικό βάρος σκυροδέματος $\gamma=25\text{kN/m}^3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha_t=10^{-5}/^{\circ}\text{C}$
- Ο λόγος Poisson είναι $\nu=0,2$
- $E_{cm}=29\text{GPa}$

- Χάλυβες χαλυβδόφυλλων – Ιδιότητες

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των χαλύβων των στρατζαριστών χαλυβδόφυλλων προβλέπονται από τις ευρωπαϊκές και διεθνείς προδιαγραφές EN 10025 [27] και EN 10113 [28], ISO 4997 [53]και EN10147 [29].

Η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του μητρικού υλικού του χαλυβδόφυλλου είναι για το πρότυπο EN10 147 και για ποιότητα S320G $f_{yp}=320\text{MPa}$.

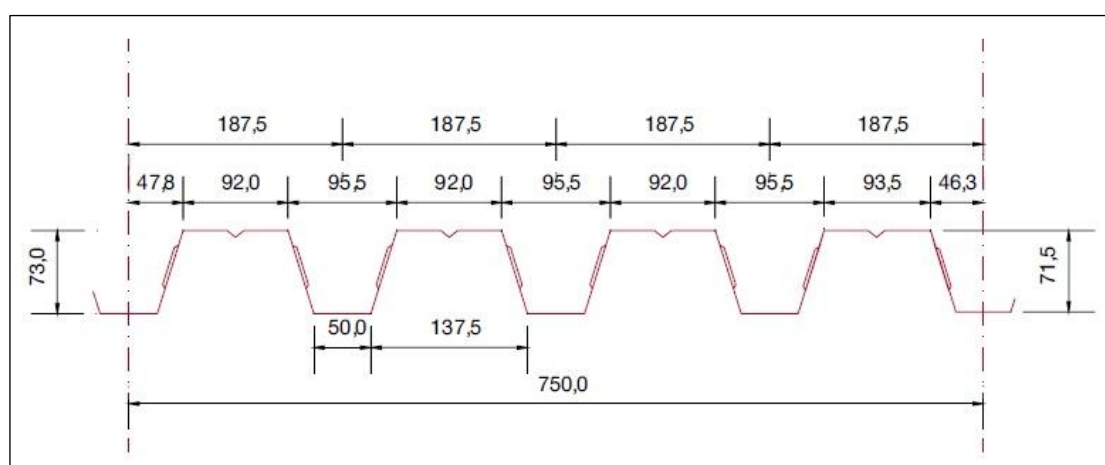
Το χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του προφίλ για κάθε πάχος φαίνονται στους πίνακες που ακολουθούν:

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m)	7,36	7,85	9,81	12,27
Επιφάνεια	A (cm ²)	9,57	10,15	12,72	15,98
Ροπή αδράνειας	L _y (cm ⁴)	82,51	88,00	110,42	138,32
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³)	20,68	22,11	27,74	34,67

Πίνακας 2.1: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73.

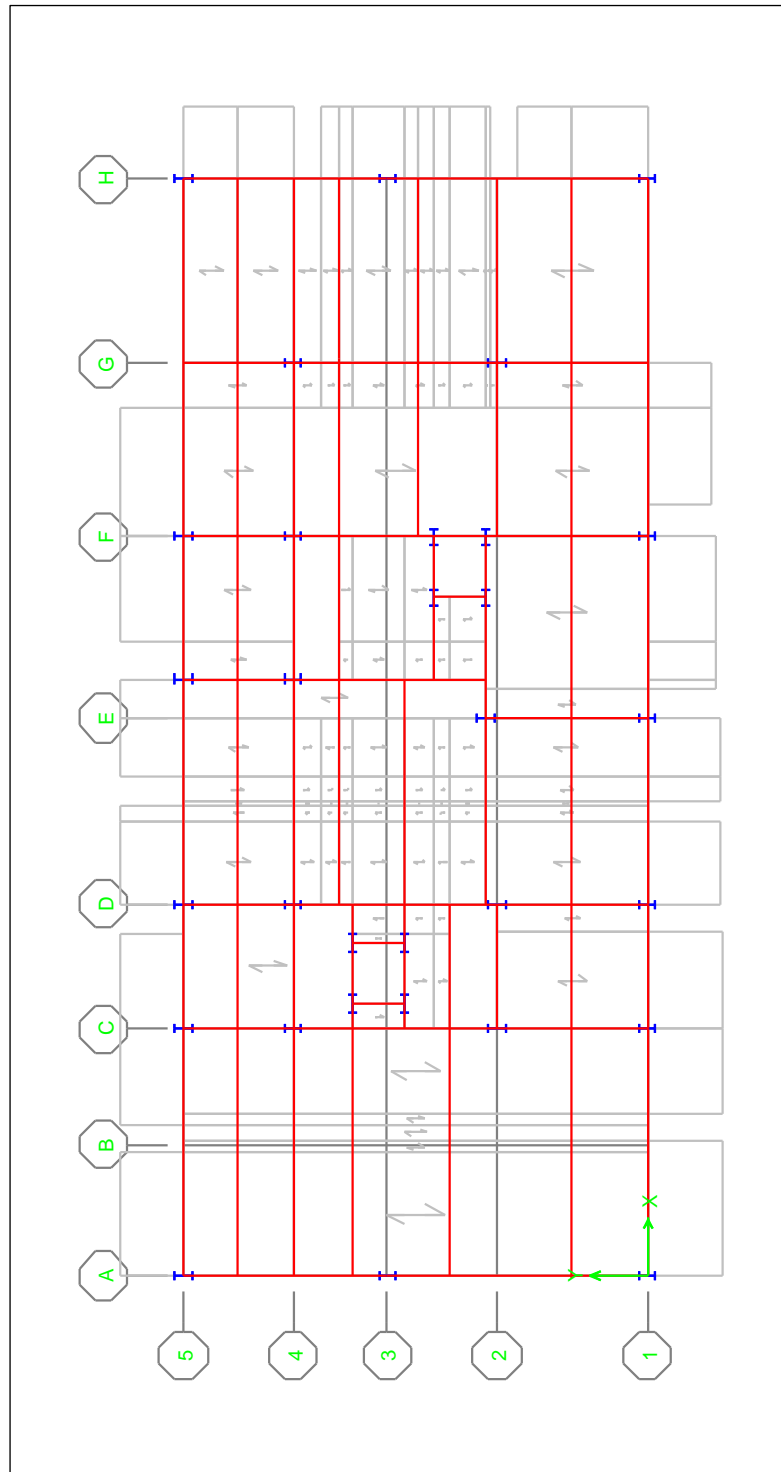
Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m ²)	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L _y (cm ⁴ /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

Πίνακας 2.2: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 ανα μέτρο πλάτους διατομής.



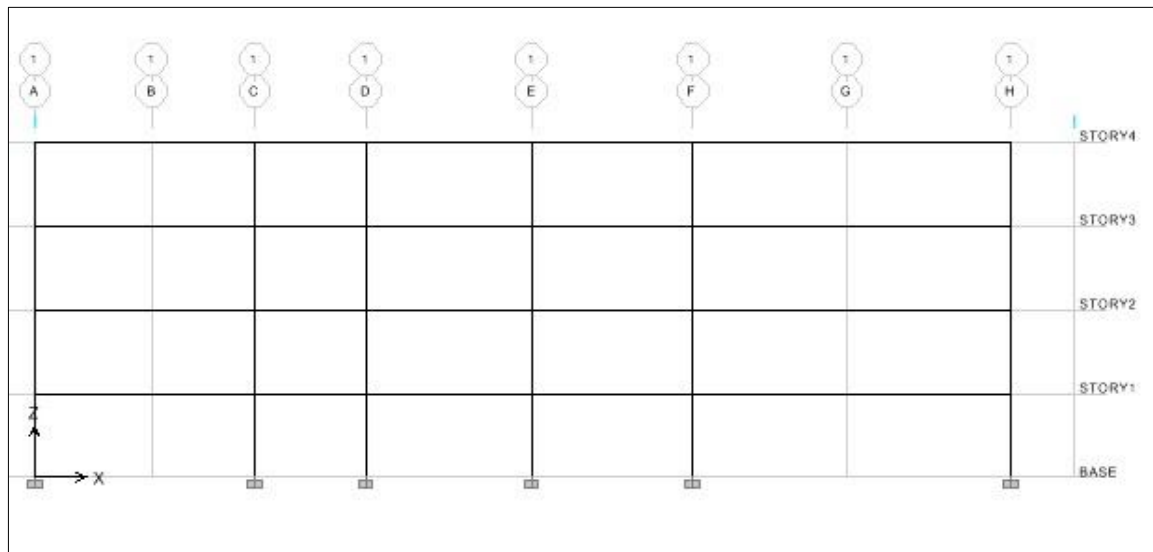
Εικόνα 2.4: Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου Symdeck 73.

2.4 Γεωμετρία Φορέα (κατόψεις και τομές)

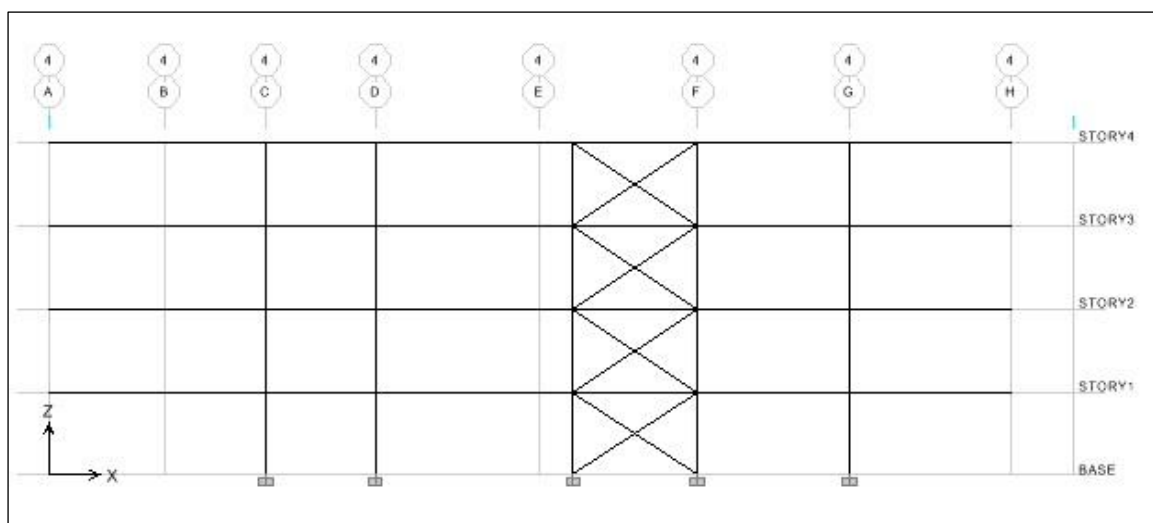


Εικόνα 2.5: Κάτοψη κτιρίου στο πρόγραμμα Etabs.

ΤΟΜΕΣ ΚΑΤΑ Χ

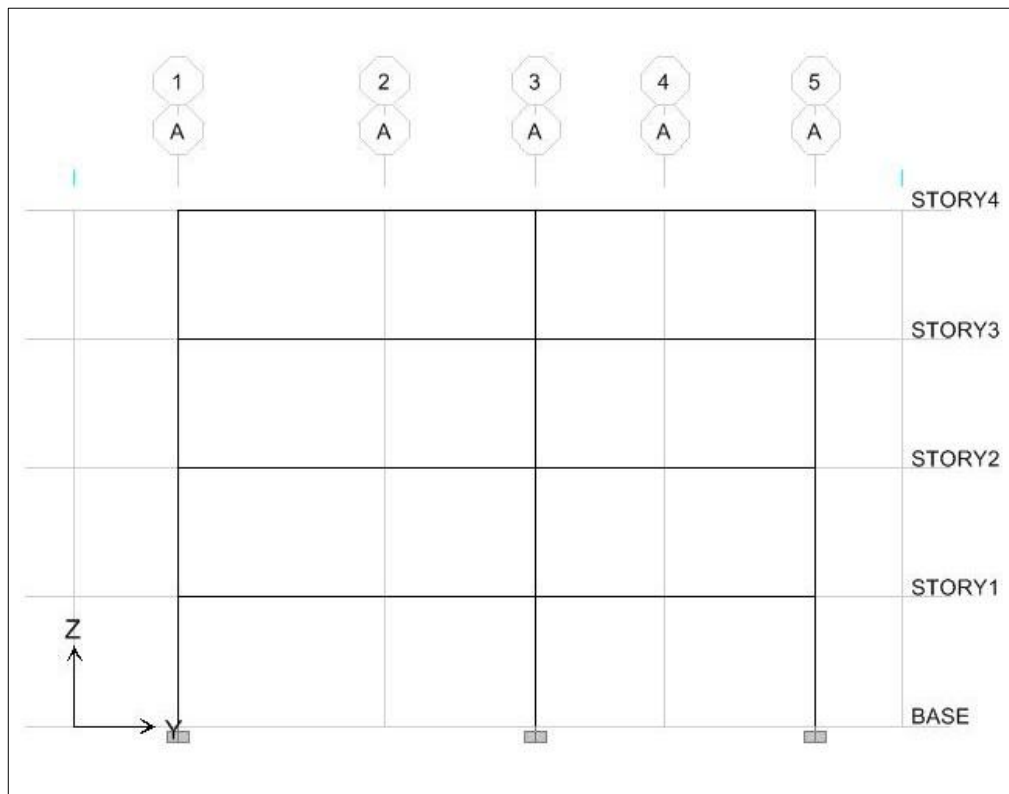


Εικόνα 2.6: Τομή κτιρίου κατά x-z για $y=14.80\text{m}$.

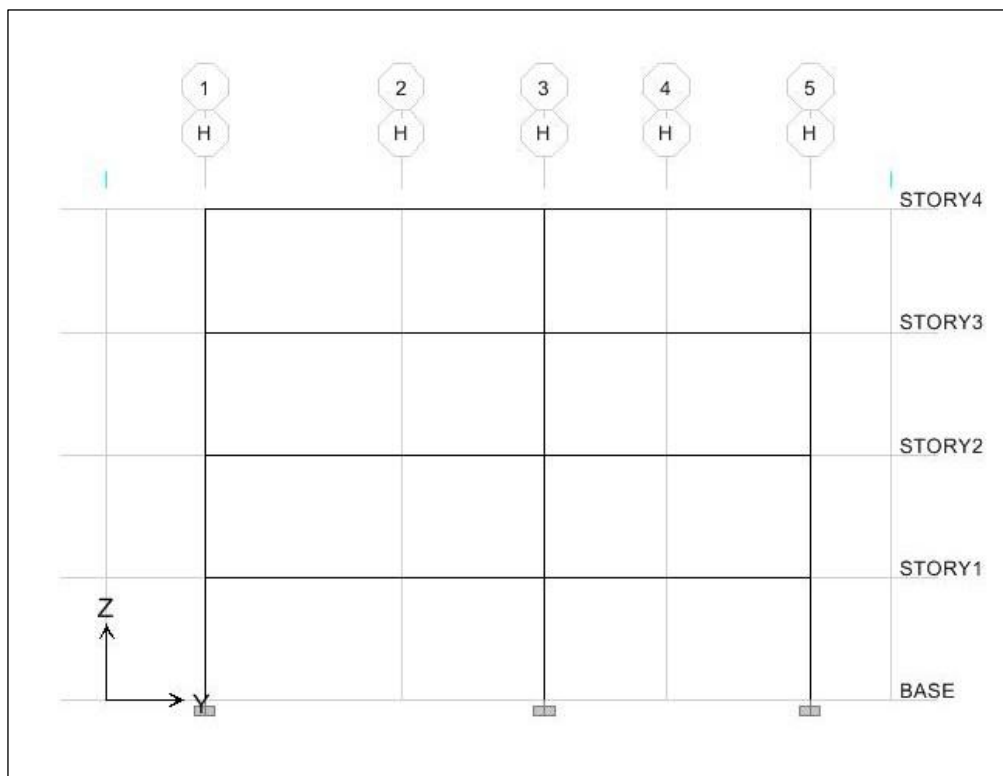


Εικόνα 2.7: Τομή κτιρίου κατά x-z για $y=11.30\text{m}$.

ΤΟΜΕΣ ΚΑΤΑ Υ



Εικόνα 2.8: Τομή κτιρίου κατά $y-z$ για $x=0$.



Εικόνα 2.9: Τομή κτιρίου κατά $y-z$ για $x=35.10$.

2.5 Φορτία

Το επόμενο βήμα για την προσομοίωση της κατασκευής είναι ο καθορισμός των φορτίων που ασκούνται σε αυτήν. Γενικά τα φορτία που ασκούνται χωρίζονται στα στατικά και στα δυναμικά φορτία.

2.5.1 Στατικά φορτία

2.5.1.1 Μόνιμες δράσεις (DEAD loads)

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι 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.

Σύμφωνα με το παράρτημα του Ευρωκώδικα EN1991-1-1-2002 :

Το ίδιο βάρος των κατασκευών θα πρέπει στις περισσότερες περιπτώσεις να εκφράζεται από μία μόνο χαρακτηριστική τιμή και να υπολογίζεται βάσει των ονομαστικών διαστάσεων και των χαρακτηριστικών τιμών των πυκνοτήτων. Για το οπλισμένο σκυρόδεμα το ειδικό βάρος είναι 25kN/m^3 και για τον δομικό χάλυβα $78,5\text{ kN/m}^3$. (στην ανάλυσή μας υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα).

Εκτός από το ίδιο βάρος ως μόνιμες δράσεις (πρόσθετα μόνιμα) λαμβάνονται τα φορτία που προέρχονται από:

- το ίδιο βάρος της πλάκας
- την επικάλυψη των δαπέδων (η οποία εκτιμήθηκε 2kN/m^2)
- το μόνιμο φορτίο της σκάλας (γραμμικό φορτίο= 2kN/m στις δοκούς των πλατυσκάλων)
- την επικάλυψη της σκάλας (γραμμικό φορτίο 2kN/m στις δοκούς των πλατυσκάλων)

2.5.1.2 Επιβαλλόμενα φορτία (LIVE loads)

Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια είναι τα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση. Οι τιμές που δίδονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1(EN1991-1-1-2002) περιλαμβάνουν:

- ✓ Φυσιολογική χρήση από άτομα
- ✓ Έπιπλα και μετακινήσιμα αντικείμενα
- ✓ Οχήματα
- ✓ Αναμενόμενα σπάνια συμβάντα, όπως για παράδειγμα η συγκέντρωση ατόμων ή επίπλων, ή η μετακίνηση ή στοίβαξη αντικειμένων που μπορεί να εμφανισθεί κατά την αναδιοργάνωση ή ανα-διακόσμηση χώρων.

Οι χώροι σε κατοικίες και σε κοινωνικά, εμπορικά και διοικητικά κτίρια διαιρούνται σε κατηγορίες σύμφωνα με τις συγκεκριμένες χρήσεις τους:

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p>C5: Χώροι προσβάσιμοι από μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>
<p>¹⁾ Εφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3</p>		

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα του Ευρωκώδικα 1, το κτίριο που μελετάται ανήκει στην κατηγορία A. Με βάση την κατηγορία στην οποία ανήκει το κτίριο και τον παρακάτω πίνακα, καθορίζονται τα επιβαλλόμενα φορτία (ωφέλιμα).

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

Πίνακας 2.3: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, εξώστες και σκάλες.

2.5.1.3 Φορτίο Χιονιού (SNOW)

Το φορτίο αυτό υπολογίστηκε με βάση τον Ευρωκώδικα 1 $=0,32\text{kN/m}^2$, προφανώς ασκείται μόνο στις πλάκες οροφής και στα μπαλκόνια του τρίτου ορόφου.

2.5.1.4 Φορτίο ανέμου (WIND)

Για το φορτίο ανέμου ο δείκτης C_p ελήφθη $=0,8\text{kN/m}^2$ (windward) και κατά τις δύο διευθύνσεις x,y.

2.5.2 Δυναμικά φορτία

2.5.2.1 Σεισμικά φορτία (Ε)

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

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

Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- A. Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης για κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.
- B. Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων.

Εναλλακτικά, κάτω από ορισμένες συνθήκες μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί μια μη γραμμική μέθοδος, όπως:

- Η μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover)
- Η μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)

Για τη μελέτη της παρούσας κατασκευής επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης:

Δυναμική φασματική μέθοδος

Η δυναμική ανάλυση αποτελεί ένα σημαντικό πρώτο βήμα κάθε προσπάθειας σεισμικής αποτίμησης μιας κατασκευής, καθώς ελέγχει και συμπληρώνει τα εξαγόμενα της ελαστικής ανάλυσης. Με αυτή τη μέθοδο υπολογίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα, δηλαδή ο αριθμός των ιδιομορφών, που συμβάλλουν σημαντικά στη σεισμική απόκριση του φορέα, και οι αντίστοιχες ιδιοπεριόδους του. Για την ανάλυση χρησιμοποιείται γραμμικό-ελαστικό προσομοίωμα του φορέα και το φάσμα σχεδιασμού.

Για $\mathbf{q=1}$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $Re(T)$ (με εισαγωγή κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ).

Για $\mathbf{q>1}$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $Rd(T)$.

Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών Σm_i φτάσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M της κατασκευής.

Επιπρόσθετα, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περίοδοι τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j \leq T_i$) την ακόλουθη συνθήκη:

$$T_j \leq 0,9T_i \quad (1)$$

Όταν όλες οι σχετικές ιδιομορφικές αποκρίσεις μπορούν να θεωρηθούν αμοιβαία ανεξάρτητες, η μέγιστη τιμή E_E ενός εντατικού σεισμικού μεγέθους ή μετακίνησης μπορεί να ληφθεί ως:

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^n E_{E_i}}$$

Όπου :

E_E είναι το σεισμικό μέγεθος που εξετάζεται (δύναμη, μετακίνηση, κλπ)

E_{E_i} είναι η τιμή του ίδιου σεισμικού μεγέθους λόγω της ιδιομορφικής ταλάντωσης i

Εάν η (1) δεν ικανοποιείται, θα υιοθετούνται ακριβέστερες μέθοδοι για το συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων, όπως ο «Πλήρης Τετραγωνικός Συνδυασμός».

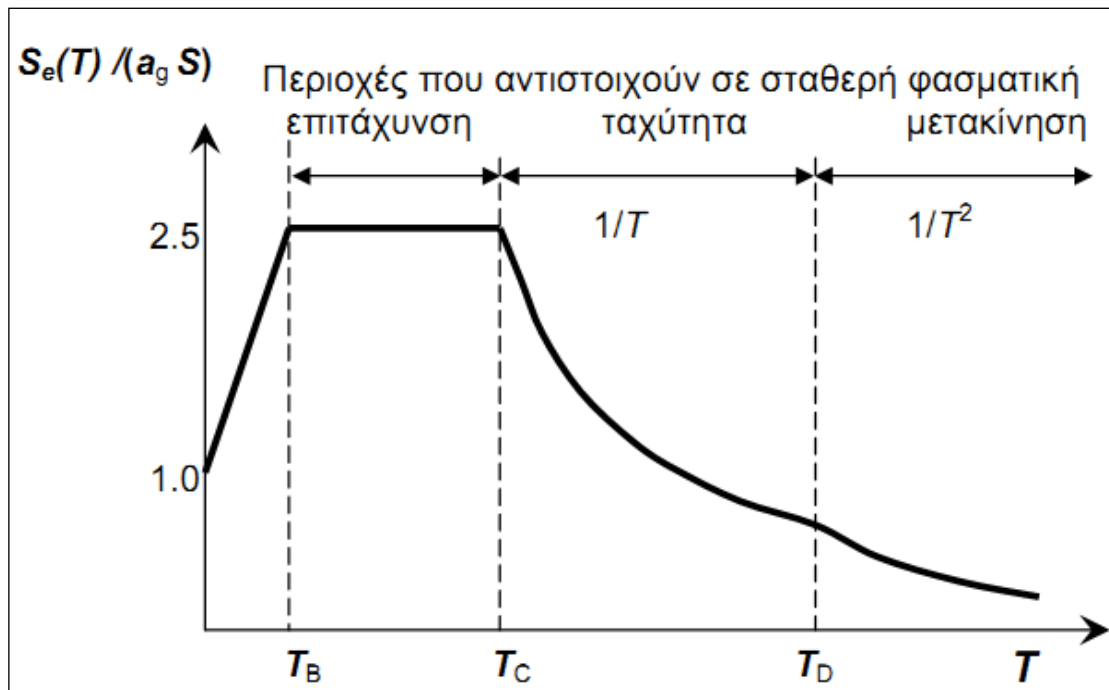
Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται «φάσμα σχεδιασμού».

Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του *δείκτη συμπεριφοράς* q . Ο δείκτης αυτός, είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκριση του ήταν απεριορίστη ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του EC8 δίνεται σχηματικά στο παρακάτω σχήμα. Περιλαμβάνει μια περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων T_B και T_C με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g S$, που ακολουθείται από μια περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ περιόδων T_C και T_D , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T$, και μια περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T^2$.



Εικόνα 2.10: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού EC8 στην οριζόντια διεύθυνση για 5% απόσβεση.

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.5
B	1.2	0.15	0.5	2.5
C	1.15	0.20	0.6	2.5
D	1.35	0.20	0.8	2.5
E	1.4	0.15	0.5	2.5

Εικόνα 2.11: Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με το EC8.

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

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

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0.2a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0.2a_g \end{cases}$$

Φάσμα σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση

Στις ελάχιστες περιπτώσεις που χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις :

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_{vg} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_{vg} \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_{vg} \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0.2a_{vg} \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_{vg} \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0.2a_{vg} \end{cases}$$

2.5.2.1.1 Υπολογισμός

Η κατασκευή μας βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1, επομένως η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους λήφθηκε $a = 0,16g$. Το έδαφος είναι κατηγορίας B δηλαδή $s=1,2$, οι ιδιοπερίοδοι του κάτω ορίου και του άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης για φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1, είναι $T_B=0,15$, $T_C=0,50$ και η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος $T_D=2,5\text{sec}$. Υπέρ της ασφαλείας επιλέχθηκε συντελεστής θεμελίωσης $\theta=1,00$. Τέλος, το ποσοστό απόσβεσης ελήφθη $\zeta=5\%$.

2.6 Συνδυασμοί Φορτίσεων

Ο σχεδιασμός μιας φέρουσας κατασκευής, καθώς και η κατασκευή και η συντήρηση της καθ'όλη τη σκοπούμενη διάρκεια ζωής της, με εύλογο οικονομικό κόστος και για τον απαιτούμενο βαθμό αξιοπιστίας πρέπει να γίνονται με τρόπο που να εξασφαλίζονται οι ακόλουθες τέσσερις βασικές απαιτήσεις :

- Αντίσταση
- Λειτουργικότητα
- Ανθεκτικότητα στη διάρκεια του χρόνου
- Ευρωστία (δηλ. αποφυγή βλάβης δυσανάλογης με το αίτιο)

Οι απαιτήσεις αυτές αποτελούν τις συνιστώσες της αξιοπιστίας της φέρουσας κατασκευής.

2.6.1 Οριακές καταστάσεις

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

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

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ενός φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις αστοχίας ή λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθες:

Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.

Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.

Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση.

Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού, που αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες επιβάλλονται στο φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια της κατασκευής και την προστασία των περιεχομένων και περιλαμβάνουν:

- Απώλεια στατικής ισορροπίας ενός στοιχείου ή του συνόλου της κατασκευής
- Μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό
- Οριακές καταστάσεις αντοχής σε κρίσιμες διατομές
- Οριακές καταστάσεις λυγισμού και ύβωσης
- Οριακές καταστάσεις κόπωσης

Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας γίνεται συγκρίνοντας ένα εντατικό μέγεθος από τις δράσεις σχεδιασμού S_d , με την αντίστοιχη αντίσταση σχεδιασμού R_d , δηλαδή με την τιμή του ίδιου εντατικού μεγέθους που μπορεί να αναλάβει το δομικό στοιχείο.

$$S_d \leq R_d$$

Οι τιμές σχεδιασμού προκύπτουν από τους παρακάτω συνδυασμούς δράσεων:

Συνδυασμός βασικών δράσεων

$$S_d = \gamma_{G,1} G_{k,j} + \sum \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + \gamma_{Q,1} \psi_{Q,1} Q_{k,1} \quad (\text{EN 1990:2002, 6.4.3.2})$$

Συνδυασμός τυχηματικών δράσεων

$$S_d = \sum G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{EN 1990:2002, 6.4.3.3})$$

Συνδυασμός για σεισμό

$$S_d = \sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{EN 1990:2002, 6.4.3.4})$$

όπου:

$G_{k,j}$ είναι οι χαρακτηριστικές τιμές των μόνιμων δράσεων

$Q_{k,1}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή μιας των μεταβλητών δράσεων

$Q_{k,i}$ είναι οι χαρακτηριστικές τιμές των άλλων μεταβλητών δράσεων

A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

$\gamma_{G,j}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις μόνιμες δράσεις $G_{k,j}$

$\gamma_{GA,j}$ είναι όπως ο $\gamma_{G,j}$ αλλά για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού

$\gamma_{Q,1}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση $Q_{k,i}$

ψ_0 είναι ο συντελεστής για μια τιμή σχεδιασμού μιας μεταβλητής δράσης

ψ_1 είναι ο συντελεστής για μια συχνή τιμή μιας μεταβλητής δράσης

ψ_2 είναι ο συντελεστής για μια οιονεί-μόνιμη τιμή μιας μεταβλητής δράσης

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι 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

Πίνακας 2.4: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια.

Σύμφωνα με τον EC οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας για Ο.Κ.Α. είναι :

Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού	Μόνιμες Δράσεις		Κυρίαρχη μεταβλητή δράση (*)	Συνοδευτική μεταβλητή δράση (*)	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές		Κύρια (εάν υφίσταται)	Άλλες
(Εξισ. 6.10)	$\gamma_{G_i, sup} G_{k_i, sup}$	$\gamma_{G_i, inf} G_{k_i, inf}$	$\gamma_{Q_i, 1} Q_{k_i, 1}$		$\gamma_{Q_i, j} \psi_{Q_i, j} Q_{k_i, j}$
(*) Μεταβλητές δράσεις είναι αυτές που εξετάζονται στον Πίνακα Α1.1					
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Οι τιμές γ είναι: $\gamma_{G_i, sup} = 1,10$ $\gamma_{G_i, inf} = 0,90$ $\gamma_{Q_i, 1} = 1,50$ όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή) $\gamma_{Q_i, j} = 1,50$ όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)					
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Ως εναλλακτική περίπτωση για τους δύο ξεχωριστούς ελέγχους βάσει των Πινάκων Α1.2(Α) και Α1.2(Β), σε περιπτώσεις στις οποίες ο έλεγχος της στατικής ισορροπίας αφορά την αντίσταση των δομικών μελών, μπορεί να υιοθετηθεί ένας συνδυασμένος έλεγχος, βάσει του Πίνακα Α1.2(Α), με τις ακόλουθες τιμές. $\gamma_{G_i, sup} = 1,35$ $\gamma_{G_i, inf} = 1,15$ $\gamma_{Q_i, 1} = 1,50$ όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή) $\gamma_{Q_i, j} = 1,50$ όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)					
υπό την προϋπόθεση ότι η εφαρμογή της τιμής $\gamma_{G_i, inf} = 1,00$, τόσο στο ευνοϊκό όσο και στο δυσμενές σκέλος των μόνιμων δράσεων, δεν συνεπάγεται πιο δυσμενές αποτέλεσμα.					

Πίνακας 2.5: Τιμές σχεδιασμού δράσεων στους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς για Ο.Κ.Α.

Τελικά ο συνδυασμός για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι:

1,35 G (μόνιμα) + 1,50 Q (ωφέλιμα)

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν:

- τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή ένα δομικό μέλος υπό συνθήκες συνήθους χρήσης
- την άνεση των χρηστών
- την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων(π.χ. έντονη καμπτική παραμόρφωση ή εκτεταμένη ρωγμάτωση).

Οι Ο.Κ.Λ. διακρίνονται σε αναστρέψιμες και μη-αναστρέψιμες:

Αναστρέψιμες είναι οι καταστάσεις των οποίων τα αποτελέσματα αναιρούνται μετά την απομάκρυνση των φορτίων που τα προκάλεσαν.

Μη-αναστρέψιμες είναι οι καταστάσεις που συνδέονται με το γεγονός ότι, όταν απομακρυνθούν οι δράσεις θα παραμείνουν κάποιες συνέπειές τους(π.χ. παραμένουσες παραμορφώσεις υπό τα φορτία λειτουργίας).

Ο έλεγχος για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας γίνεται με βάση:

$$S_d \leq C_d$$

Όπου, C_d είναι μια ονομαστική τιμή ή μια συνάρτηση ορισμένων ιδιοτήτων σχεδιασμού υλικών που σχετίζονται με τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού των θεωρούμενων δράσεων, και S_d είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος της δράσης (π.χ. μετατόπιση, επιτάχυνση), που προσδιορίζεται με βάση έναν από τους παρακάτω συνδυασμούς :

Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

Συχνός συνδυασμός

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

Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

Και τέλος ο συνδυασμός στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι:

$$1,00 G (\text{μόνιμα}) + 1,00 Q (\text{ωφέλιμα})$$

2.6.2 Συνδυασμοί για σεισμικά φορτία κατά X και Y

Ο σεισμός είναι μια τυχηματική φόρτιση και επομένως εξετάζεται μια μόνο στάθμη φόρτισης με την αντίστοιχη ονομαστική τιμή της και δε συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις. Μετά από τον προσδιορισμό του φάσματος για την ελαστική ανάλυση και τον προσδιορισμό των ιδιομορφών από τη δυναμική φασματική ανάλυση, ορίζονται οι μάζες που λαμβάνονται υπόψη ,και συνδέονται με τα φορτία που έχουν οριστεί από το μελετητή. Συγκεκριμένα τα αδρανειακά αποτελέσματα με τον Ευρωκώδικα 8 ,στον ακόλουθο συνδυασμό :

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

όπου ψ είναι ένας συντελεστής συνδυασμού για την μεταβλητή δράση i .

Για $\psi=0,3$ έχουμε τους εξής συνδυασμούς :

$$A_{Ed} = \pm E_{Edx} \pm 0,3 E_{Edy}$$

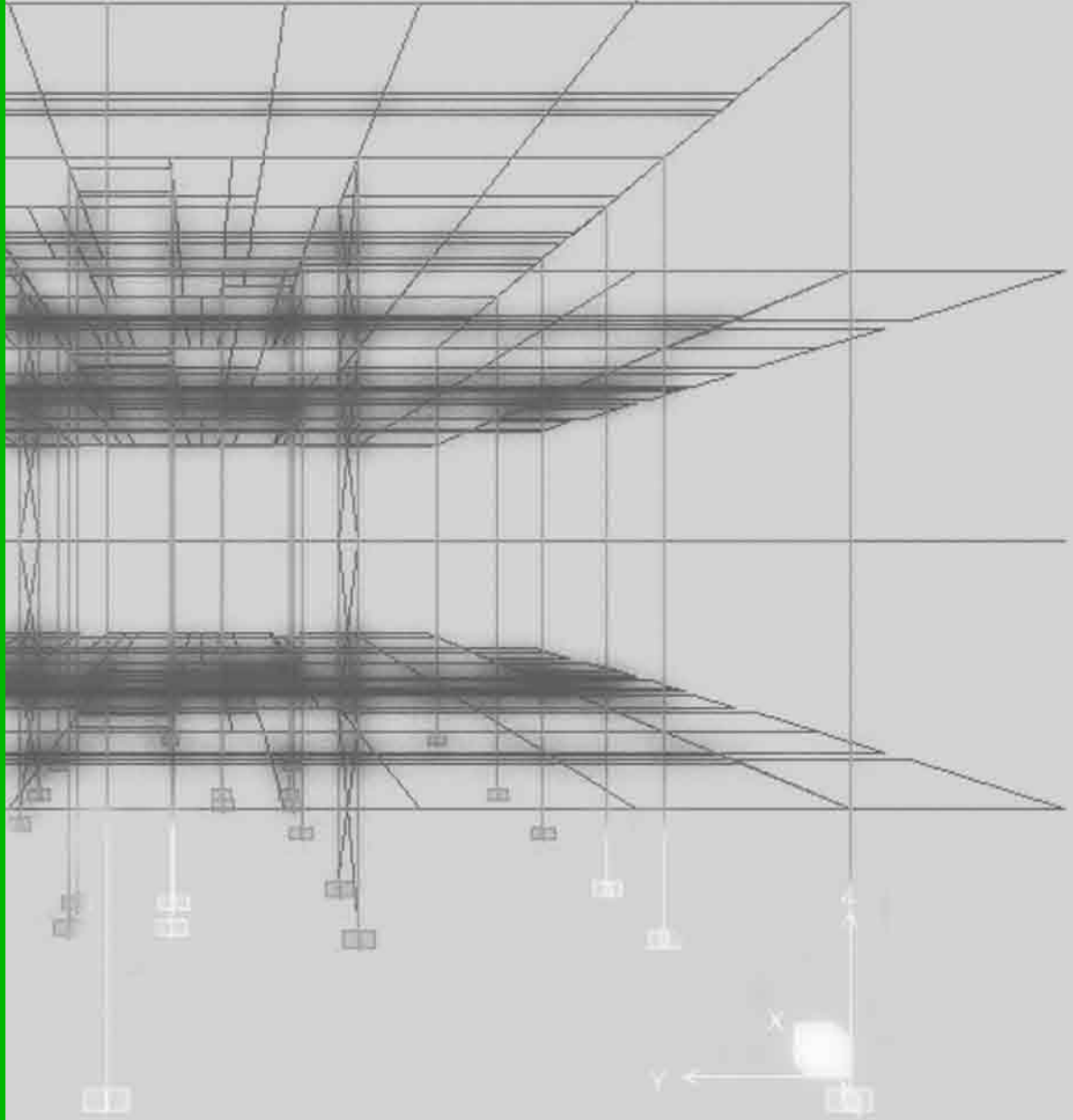
$$A_{Ed} = \pm 0,3 E_{Edx} \pm E_{Edy}$$

E_{Edx} είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της σεισμικής δράσης κατά τη διεύθυνση του οριζόντιου άξονα x που επιλέχθηκε για τον φορέα

E_{Edy} είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της ίδιας σεισμικής δράσης κατά τη διεύθυνση του ορθογώνιου προς το x οριζόντιο άξονα y του φορέα

“Συγκριτική μελέτη κτιρίου απο
οπλισμένο σκυρόδεμα με σύμφικτο κτίριο”

Δήμητρα Καραχάλιου

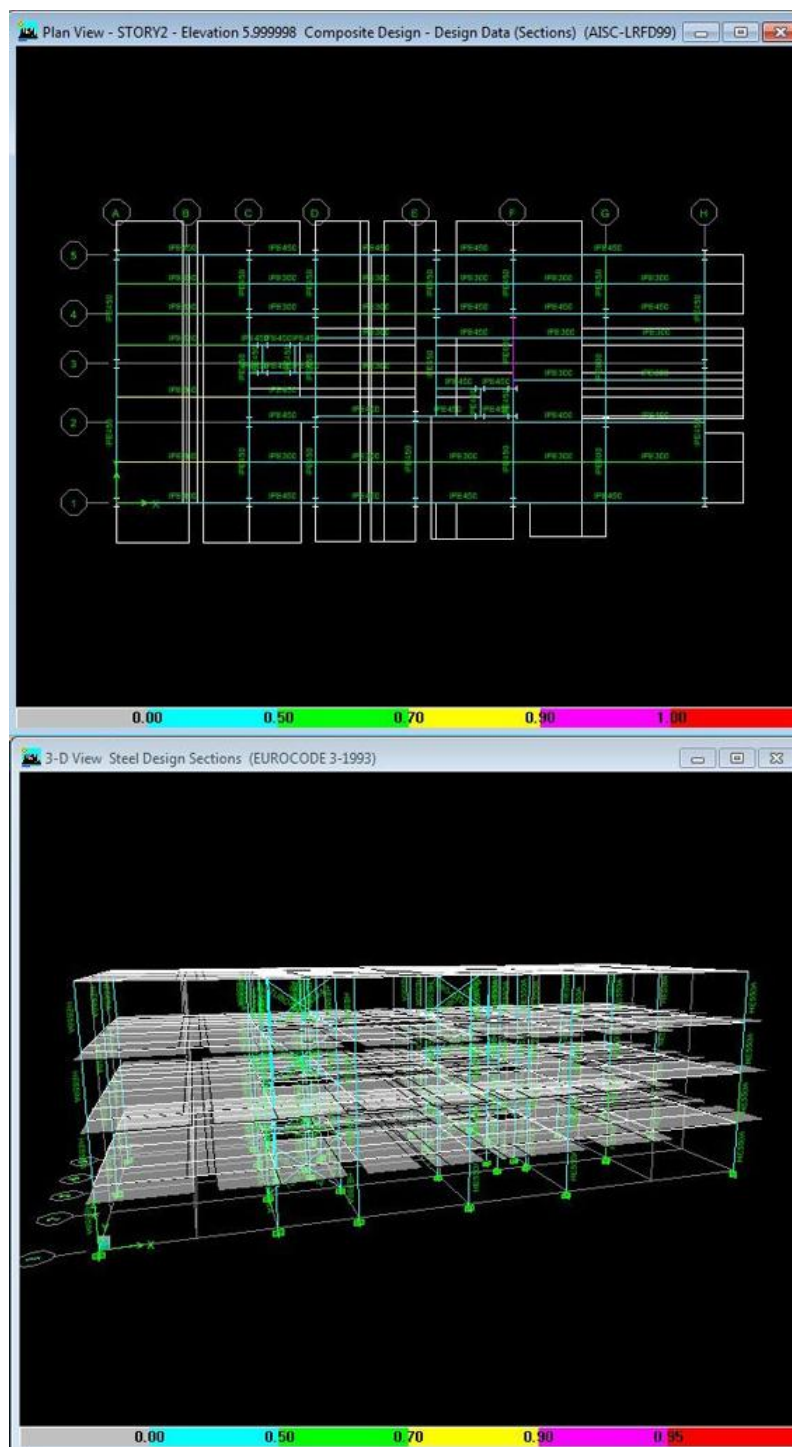


- 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ
- 2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
- 3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ-ΕΛΕΓΧΟΙ**
- 4 ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ
- 5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ-ΕΛΕΓΧΟΙ

Τα σύμμικτα κτίρια ,όπως και το υπό μελέτη, πρέπει να ελέγχονται σε αντοχή μελών, διατομών και συνδέσεων σε οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ο.Κ.Α.), οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.) και σεισμού.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η κατασκευή μετά τον έλεγχο των μελών της. Κάθε μέλος είναι χρωματισμένο ανάλογα με τον μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης του.



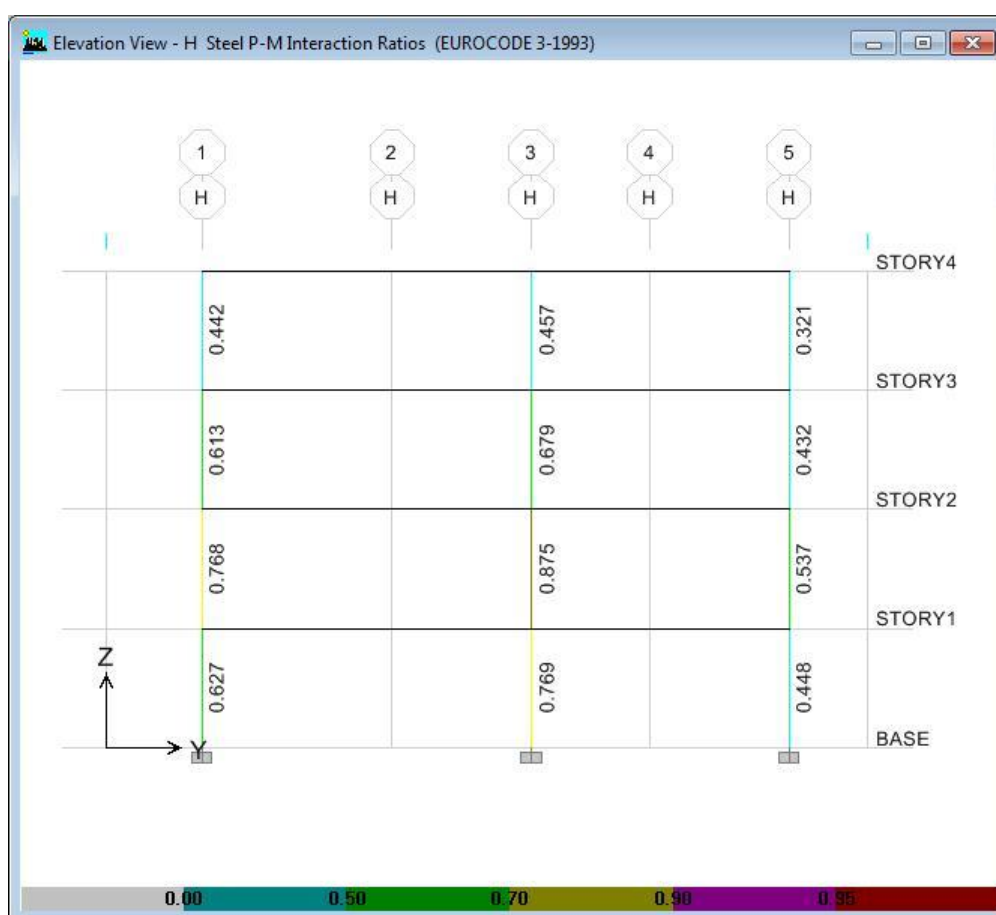
Εικόνα 3.1: Έλεγχος μελών της κατασκευής.

3.1 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Εδώ θα ελεγχθούν οι σύμμικτες δοκοί και τα υποστυλώματα υπό τον συνδυασμό φόρτισης σε ΟΚΑ.

3.1.1 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα του φορέα ελέγχονται για τον συνδυασμό φόρτισης $1,35g + 1,50q$ με τη βοήθεια του προγράμματος στατικής ανάλυσης Etabs. Το πρόγραμμα Etabs έχει τη δυνατότητα να κάνει αυτοματοποιημένο έλεγχο επάρκειας των διατομών σύμφωνα με τον EC3. Ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης συναντάται σε υποστυλώμα δευτέρου ορόφου και είναι ίσος με 0.875(ratio). Εφόσον ο συντελεστής εκμετάλλευσης είναι μικρότερος της μονάδας (<1) ο έλεγχος ικανοποιείται.



Εικόνα 3.2: Μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης.

3.1.2 Σύμμικτες Δοκοί

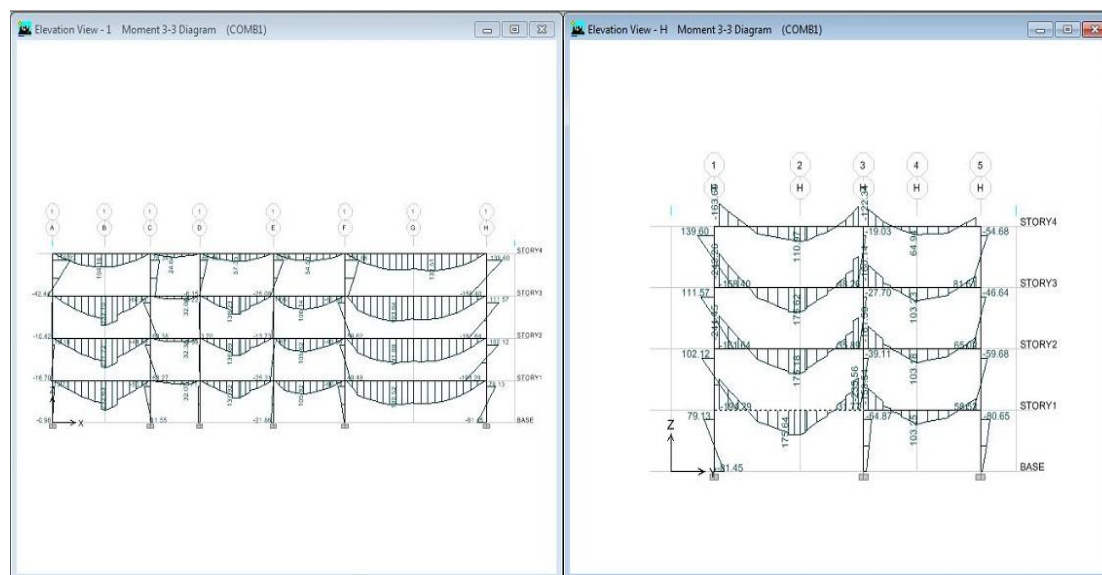
Οι σύμμικτες δοκοί ελέγχονται για το σύνολο των φορτίων. Η ανίσωση ελέγχου γράφεται:

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} \geq 1.0$$

M_{sd} = Δρώσα ροπή για το σύνολο των φορτίων

M_{Rd} = Ροπή αντοχής διατομής

Έτσι, από τα αποτελέσματα που μας δίνει η μελέτη στο πρόγραμμα Etabs υπολογίζονται οι μέγιστες ροπές για τις δοκούς και συνεπακόλουθα οι συντελεστές εκμετάλλευσης (ratios). Σύμφωνα με τους κανονισμούς, όπως προαναφέρθηκε, οι συντελεστές δεν πρέπει να ξεπερνούν τη μονάδα. Για τις κύριες δοκούς τύπου IPE450 ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης που προκύπτει από την ανάλυση είναι 0.457, ενώ για τις κύριες δοκούς τύπου IPE600 το ratio=0.960<1.



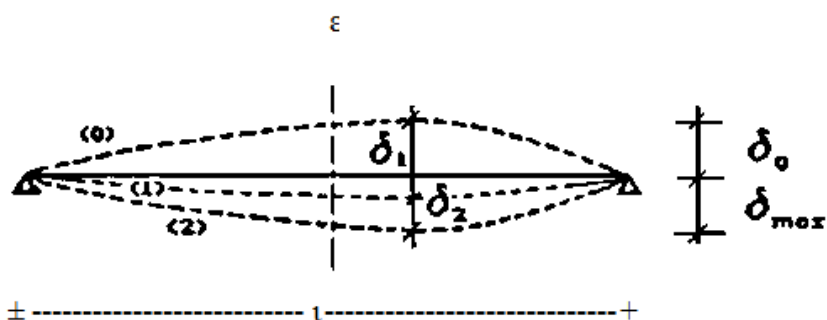
Εικόνα 3.1.2: Διαγράμματα μεγίστων ροπών για τις κύριες δοκούς.

Για τις δευτερεύουσες δοκούς τύπου IPE360 ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης (ratio)=0.980 < 1,0. Ενώ για τις δευτερεύουσες δοκούς τύπου IPE330 ο μεγαλύτερος συντελεστής εκμετάλλευσης που προκύπτει είναι 0,677 < 1,0. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης και εδώ ικανοποιεί τον έλεγχο καθώς είναι μικρότερος της μονάδας. Τέλος για τις δευτερεύουσες δοκούς τύπου IPE300 ο συντελεστής εκμετάλλευσης υπολογίζεται ίσος με 0.858.

Βλέπουμε ότι για όλες τις δοκούς ισχύει $M_{sd} < M_{Rd}$, επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας για τις δοκούς.

3.2 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Ο σχεδιασμός έναντι λειτουργικότητας περιλαμβάνει τον προσδιορισμό των κατακόρυφων βελών και σύγκριση τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και των μη φερόντων στοιχείων (π.χ. διαφορετικά όρια βελών για οροφές και δάπεδα).



όπου, το συνολικό βέλος δ_{max} ισούται με :

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

δ_{max} = το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση σε σχέση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις.

δ_0 = το αρχικό αντιβέλος κάμψης για αφόρτιστη κατάσταση

δ_1 = το βέλος των μονίμων φορτίων

δ_2 = το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

Προκειμένου να ικανοποιείται ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, τα βέλη κάμψης των δοκών πρέπει να περιορίζονται. Για την περίπτωση μας θα πρέπει $w_{max} < L/240$, όπου L το μήκος ανοίγματος. Στο κτίριο μας έχουμε δύο διαφορετικά ανοίγματα: 11,45 το μέγιστο άνοιγμα για τις κύριες δοκούς και 7,90 για τις δευτερεύουσες. Επομένως, τα μέγιστα επιτρεπόμενα όρια για τα βέλη κάμψης θα είναι $L/240 = 11450/240 = 47,71\text{mm}$ για τις κύριες δοκούς, ενώ για τις δευτερεύουσες θα είναι $7900/240 = 32,92\text{mm}$.

Φορέας	δ_{max}	δ_2
Μη βατές στέγες	$L/200$	$L/250$
Πατώματα και βατές στέγες	$L/250$	$L/300$

Πίνακας 3.1: Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παραπάνω τιμές.

Το μέγιστο βέλος για τις κύριες δοκούς εντοπίστηκε στη δοκό B4 μήκους 11,45m στον 3^ο όροφο, $\delta=0,022m < 0,048$.

Composite Beam Design (AISC-LRFD99)

Summary | Strength | Stud Details | Serviceability

AISC-LRFD99 Composite Beam Design Beam Label: B4 Units: KN-m

Deflection Design

Type	Consider	Combo	Defl	Limit	Ratio	OK
PreComp DL	No	DCMPD2	0.018	0.000	0.000	Yes
Super Load	Yes	DCMPD2	0.004	0.048	0.085	Yes
Live Load	Yes	DCMPD2	0.004	0.032	0.128	Yes
Total-Camber	Yes	DCMPD2	0.022	0.048	0.466	Yes

Πίνακας 3.2:Ολικό βέλος κάμψης της κύριας δοκού B4.

Το μέγιστο βέλος για τις δευτερεύουσες δοκούς $\delta= 0,019m < 0,033m$ υπολογίστηκε στη δοκό B247 ανοίγματος 7,90m.

Composite Beam Design (AISC-LRFD99)

Summary | Strength | Stud Details | Serviceability

AISC-LRFD99 Composite Beam Design Beam Label: B247 Units: KN-m

Deflection Design

Type	Consider	Combo	Defl	Limit	Ratio	OK
PreComp DL	No	DCMPD2	0.017	0.000	0.000	Yes
Super Load	Yes	DCMPD2	0.002	0.033	0.069	Yes
Live Load	Yes	DCMPD2	0.002	0.022	0.104	Yes
Total-Camber	Yes	DCMPD2	0.019	0.033	0.583	Yes

Πίνακας 3.3:Ολικό βέλος κάμψης της δευτερεύουσας δοκού B227.

3.3 Διαστασιολόγηση και ανάλυση μελών

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής. Λόγω του μεγάλου αριθμού μελών της κατασκευής επιλέχθηκε για παρουσίαση η διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής με τους μέγιστους συντελεστές εκμετάλλευσης όπως προέκυψαν από την ανάλυση του προγράμματος Etabs.

3.3.1 Διαστασιολόγηση Δοκών

Γενικά στοιχεία ανάλυσης σύμμικτης δοκού

AISC-LRFD99 Composite Beam Design Preferences

Resistance (Phi) Factors

phib	phibcne	phibcnp	phibcpe	phibcpp	phiv
0.900	0.900	0.850	0.900	0.850	0.900

Beam Properties

Shored Floor No	Middle Range 70.0%	Pattern LLFactor 0.750	StressRatio Limit 1.000
-----------------------	--------------------------	------------------------------	-------------------------------

Shear Stud Properties

Single Segment No	Stud Multip Factor 1.000	Extra Studs Minimum 0
-------------------------	--------------------------------	-----------------------------

Deflection

PreComp DL Limit L/0.0	Super Load Limit L/240.0	Live Load Limit L/360.0	Tot-Camber Limit L/240.0	Creep Factor 1.000
------------------------------	--------------------------------	-------------------------------	--------------------------------	--------------------------

Camber

Camber DL Percent 100.0%	Ignore Limit 0.019	Abs Maximum Limit 0.102	Rel Maximum Limit L/180.0	Camber Interval 0.006	Round Down Yes
--------------------------------	--------------------------	-------------------------------	---------------------------------	-----------------------------	----------------------

Vibration

Percent Live Load 25.0%	Consider Frequency No	Minimum Frequency 8.0	Murray Damping No	Inherent Damping 4.0%
-------------------------------	-----------------------------	-----------------------------	-------------------------	-----------------------------

3.3.1.1 Διαστασιολόγηση Κύριας Δοκού

Composite Beam Design (AISC-LRFD99)

Summary | Strength | Stud Details | Serviceability

AISC-LRFD99 Composite Beam Design Beam Label: B3 Units: KN-m

Beam Label: B3	Story: STORY1	Shored: No	Overwrites: No
Group: None	Length: 8.300	Camber: 0.000	b-cp: N/A
Beam: IPE450	Loc X: 35.100	Comparative: \$28.63	t-cp: N/A
Fy: 344737.894	Loc Y: 4.150	Stud Diam.: 0.019	Fy-cp: N/A
Fu: 448159.263	Requested as: Composite	Designed as: Composite	Consider-cp: No
RLLF: 0.934			
Deck Left: None	Deck Right: DECK1	beff Left: N/A	beff Right: 1.038
Dir. Left: N/A	Dir. Right: Parallel	F'c Left: N/A	F'c Right: 20000.000
Ctop Left: 0.000	Ctop Right: 0.000	Ec(S) Left: N/A	Ec(S) Right: 29000000.00
Cbot Left: 0.000	Cbot Right: 0.000	Ec(D) Left: N/A	Ec(D) Right: 29000000.00
		Ec(V) Left: N/A	Ec(V) Right: 39150000.0
Is: 3.374E-04	ybare: 0.225	leff(S): 5.494E-04	yeff(S): 0.311
Ibare: 3.374E-04	ytrans(S): 0.458	leff(D): 5.494E-04	yeff(D): 0.311
Itrans(S): 1.170E-03	ytrans(D): 0.458	leff(V): 1.391E-03	yeff(V): 0.504
Itrans(D): 1.170E-03	ytrans(V): 0.504		
Itrans(V): 1.391E-03			
Qn: 89.86			
Stud Layout: 1, 3, 3, 2			
Seg. Lengths: 0.447, 2.500, 2.400, 1.847			
Stud Ratios: 0.333, 0.143, 0.150, 0.125			
PCC: 6.49%	Utilization Limit: 1.000		
Overall Ratio: 0.446	Stress Ratio: 0.446	Deflection Ratio: 0.243	

Πίνακας 3.4: Σύνοψη ανάλυσης σύμμικτης κύριας δοκού IPE450.

Composite Beam Design (AISC-LRFD99)

Summary | Strength | Stud Details | Serviceability

AISC-LRFD99 Composite Beam Design Beam Label: B35 Units: KN-m

Beam Label: B35	Story: STORY1	Shored: No	Overwrites: No
Group: None	Length: 4.800	Camber: 0.000	b-cp: N/A
Beam: IPE600	Loc X: 29.200	Comparative: \$26.15	t-cp: N/A
Fy: 344737.894	Loc Y: 2.400	Stud Diam.: 0.019	Fy-cp: N/A
Fu: 448159.263	Requested as: Composite	Designed as: Composite	Consider-cp: No
RLLF: 1.000			
Deck Left: DECK1	Deck Right: DECK1	beff Left: 0.600	beff Right: 0.600
Dir. Left: Parallel	Dir. Right: Parallel	F'c Left: 20000.000	F'c Right: 20000.000
Ctop Left: 0.000	Ctop Right: 0.021	Ec(S) Left: 29000000.00	Ec(S) Right: 29000000.00
Cbot Left: 0.000	Cbot Right: 0.171	Ec(D) Left: 29000000.00	Ec(D) Right: 29000000.00
		Ec(V) Left: 39150000.0	Ec(V) Right: 39150000.0
Is: 9.208E-04	ybare: 0.300	leff(S): 9.208E-04	yeff(S): 0.300
Ibare: 9.208E-04	ytrans(S): 0.556	leff(D): 9.208E-04	yeff(D): 0.300
Itrans(S): 2.633E-03	ytrans(D): 0.556	leff(V): 3.128E-03	yeff(V): 0.621
Itrans(D): 2.633E-03	ytrans(V): 0.621		
Itrans(V): 3.128E-03			
Qn: 89.86			
Stud Layout: 2, 3			
Seg. Lengths: 1.847, 2.292			
Stud Ratios: 0.125, 0.150			
PCC: 0.00%	Utilization Limit: 1.000		
Overall Ratio: 0.822	Stress Ratio: 0.724	Deflection Ratio: 0.822	

Πίνακας 3.5: Σύνοψη ανάλυσης σύμμικτης κύριας δοκού IPE600.

3.3.1.2 Διαστασιολόγηση δευτερεύουσας δοκού

The screenshot shows a software window titled "Composite Beam Design (AISC-LRFD99)" with a "Summary" tab selected. The window displays a table of design parameters for a composite beam.

AISC-LRFD99 Composite Beam Design		Beam Label: B227	Units: KN-m
Beam Label: B227	Story: STORY1	Shored: No	Overwrites: No
Group: None	Length: 7.938	Camber: 0.025	b-cp: N/A
Beam: IPE360	Loc X: 3.931	Comparative: \$20.15	t-cp: N/A
Fy: 344/37.894	Loc Y: 2.400	Stud Diam.: 0.019	Fy-cp: N/A
Fu: 448159.263	Requested as: Composite		Consider-cp: No
RLLF: 1.000	Designed as: Composite		
Deck Left: DECK1	Deck Right: DECK1	b _{eff} Left: 0.992	b _{eff} Right: 0.992
Dir. Left: Perpdclr	Dir. Right: Perpdclr	F _c Left: 20000.000	F _c Right: 20000.000
Top Left: 0.000	Top Right: 0.021	Ec(S) Left: 29000000.00	Ec(S) Right: 29000000.00
Cbot Left: 0.000	Cbot Right: 0.000	Ec(D) Left: 29000000.00	Ec(D) Right: 29000000.00
		Ec(V) Left: 39150000.0	Ec(V) Right: 39150000.0
Is: 1.627E-04			
lbare: 1.627E-04	ybare: 0.180		
ltrans(S): 7.854E-04	ytrans(S): 0.436	leff(S): 3.877E-04	yeff(S): 0.316
ltrans(D): 7.854E-04	ytrans(D): 0.436	leff(D): 3.877E-04	yeff(D): 0.316
ltrans(V): 8.754E-04	ytrans(V): 0.460	leff(V): 8.754E-04	yeff(V): 0.460
Qn: [81.83(1 stud/row), 90.02 (2studs/row)]			
Stud Layout: 0, 10			
Seg. Lengths: 0.000, 7.792			
Stud Ratios: 0.000, 0.122			
PCC: 13.06%	Utilization Limit: 1.000		
Overall Ratio: 0.778	Stress Ratio: 0.778	Deflection Ratio: 0.166	

Πίνακας 3.6: Σύνοψη ανάλυσης σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού.

3.3.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

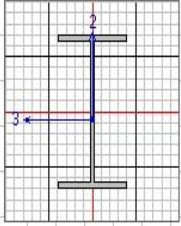
Γενικά στοιχεία ανάλυσης

STEEL CODE PREFERENCES

Steel Design Code EUROCODE 3-1993

Time History Type	Step-by-Step
Frame Type	Moment Frame
GammaM0	1.1
GammaM1	1.1
Psi_vec	0.8
K_tau	5.34
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120
Super DL+LL Limit, L /	120
Live Load Limit, L /	360
Total Load Limit, L /	240
Total--Camber Limit, L/	240
DL Limit, abs	0.0254
Super DL+LL Limit, abs	0.0254
Live Load Limit, abs	0.0254
Total Load Limit, abs	0.0254
Total--Camber Limit, abs	0.0254
Pattern Live Load Factor	0.75
Stress Ratio Limit	0.95
Maximum Auto Iteration	1

3.3.2.1 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος

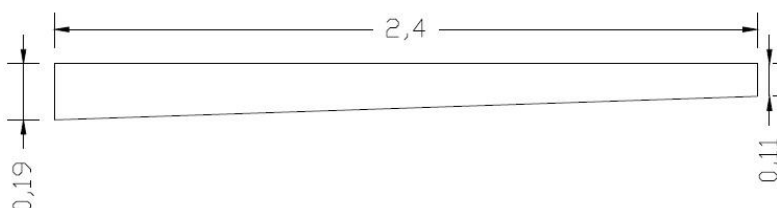
EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK						Units: KN-m (Summary for Combo and Station)		Units: KN-m
Level: STORY2 Element: C2 Station Loc: 0.000 Section ID: HE550A								
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1								
L=3.000								
a=0.021 I22=1.082E-04 I33=0.001 Wp122=0.001 Wp133=0.005								
We122=7.213E-04 We133=0.004 i22=0.071 i33=0.230								
E=210000000.00 fy=235000.000								
RLLF=0.400								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.833 = 0.280 + 0.032 + 0.520								
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
	P	M33	M22	U2	U3			
Combo	COMB1	-1270.087	32.018	123.096	27.919	76.380		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.4.8.1)								
	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd			
Axial	1270.087	4229.739	4529.091	4402.518	4229.739			
	M.Sd	Mc.Rd	Mt.Rd	Mb.Rd				
Major Bending	32.018	987.427	987.427	986.047				
Minor Bending	123.096	236.495	236.495					
	K	L	k	k1t	C1			
Major Bending	2.733	0.850	0.907	1.000	2.700			
Minor Bending	1.000	0.850	0.811					
SHEAR DESIGN								
	V.Sd	V.Rd	Ratio					
Major Shear	27.919	832.565	0.034					
Minor Shear	76.380	1480.116	0.052					

Πίνακας 3.7: Διαστασιολόγηση υποστυλώματος

3.3.3 Διαστασιολόγηση - Οπλισμός εξώστων

Ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού έγινε στο δυσμενέστερο στατικά εξώστη μήκους 2.40m, ο οποίος χρησιμοποιήθηκε υπέρ της ασφαλείας και στους υπόλοιπους εξώστες.

Η πλάκα του εξώστη είναι από σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και ο σιδηροπλισμός είναι ποιότητας χάλυβα B500C. Η σχηματική τομή του εξώστη φαίνεται στο παρακάτω σχήμα :



Εικόνα 3.3: Σχηματική τομή εξώστη

Από όπου για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών επιλέχθηκε το μέσο πάχος πλάκας 0.15m υπέρ της ασφαλείας.

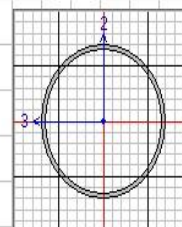
Επομένως, ο απαιτούμενος οπλισμός που υπολογίστηκε είναι :Φ12/15.

3.3.4 Διαστασιολόγηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούν στοιχεία που προσφέρουν μεγάλη δυσκαμψία στην κατασκευή έναντι οριζόντιων δυνάμεων. Οι οριζόντιες δυνάμεις που καλούνται να αναλάβουν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι είναι κυρίως οι δυνάμεις του σεισμού και του ανέμου. Τέλος, αυτές οι εντάσεις παραλαμβάνονται από τους κατακόρυφους συνδέσμους μέσω αξονικών δυνάμεων, οι οποίοι με τη σειρά τους τις μεταφέρουν στο έδαφος.

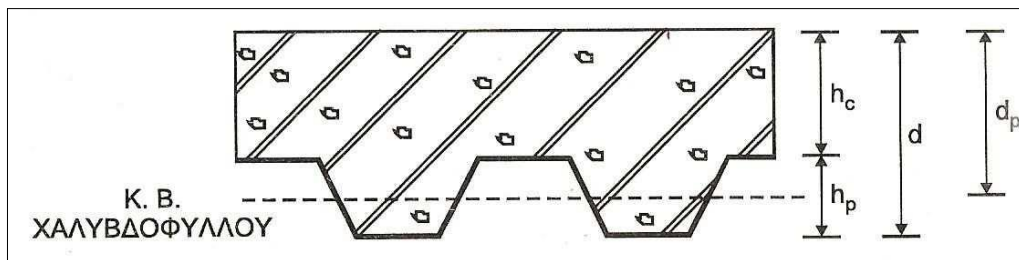
Στο συγκεκριμένο κτίριο χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη χ διεύθυνση και κυκλικής διατομής τύπου TUBO. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός τέτοιου μέλους που έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος Etabs.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)		Units: KN-m
Level: STORY2 Element: D5 Station Loc: 2.725 Section ID: TUBO-D133X4									
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1									
L=5.450									
A=0.002 I22=3.375E-06 I33=3.375E-06 Wp122=6.659E-05 Wp133=6.659E-05									
We122=5.075E-05 We133=5.075E-05 i22=0.046 i33=0.046									
E=210000000.00 fy=235000.000									
RLLF=1.000									
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.324 = 0.310 + 0.014 + 0.002									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Combo	COMB1	P	M33	M22	U2	U3			
		-52.148	-0.199	0.024	-0.268	0.009			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)									
		Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd			
Axial		52.148	168.453	346.305	303.312	168.453			
		M.Sd	Mc.Rd	Mu.Rd	Mb.Rd				
Major Bending		0.199	14.226	14.226	14.226				
Minor Bending		0.024	14.226	14.226					
		K	L	k	k1t	C1			
Major Bending		1.000	0.500	1.000	0.983	1.000			
Minor Bending		1.000	1.000	1.000					
SHEAR DESIGN									
		V.Sd	V.Rd	Ratio					
Major Shear		0.268	98.428	0.003					
Minor Shear		0.009	98.428	9.026E-05					



3.3.5 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας

Οι σύμμικτες πλάκες υποβάλλονται σε φορτία τόσο κάθετα όσο και παράλληλα στο επίπεδό τους. Στην πρώτη περίπτωση λειτουργούν ως «πλάκες», ενώ στη δεύτερη ως «διαφράγματα». Για φορτία κάθετα στο επίπεδό τους λειτουργούν ως διέριστες πλάκες. Επομένως, από στατική άποψη συμπεριφέρονται ως δοκοί για τις οποίες πρέπει να προσδιοριστούν οι ροπές και τέμνουσες αντοχής καθώς και επειδή πρόκειται για σύμμικτα στοιχεία, πρέπει να προσδιορίζεται και η μεταφορά της διαμήκου διάτμησης. Στην περίπτωση επιβολής σημαντικών δυνάμεων υπάρχει κίνδυνος διάτμησης της πλάκας, έναντι της οποίας πρέπει να προσδιορισθεί η αντίσταση.



Για τα ελάχιστα πάχη των σύμμικτων πλακών ισχύουν οι εξής περιορισμοί :

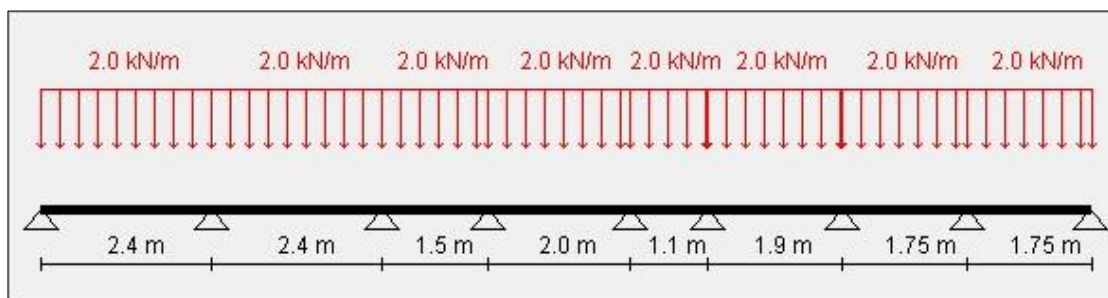
Συνολικό ελάχιστο πάχος : $\min d = 80 \text{ mm}$

Ελάχιστο πάχος πάνω από το χαλυβδόφυλλο: $\min h_c = 40 \text{ mm}$

3.3.5.1 Γενικά στοιχεία φορέα – ροπές και τέμνουσες

Οι έλεγχοι σύμμικτης πλάκας έγιναν με το πρόγραμμα Symdeck Designer.

Γεωμετρία φορέα



Εικόνα 3.4: Γεωμετρία φορέα-απεικόνιση από το πρόγραμμα Symdeck Designer.

Γενικά στοιχεία :

Πάχος χαλυβδόφυλλου: $t=0.75\text{mm}$

Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου : Fe320G

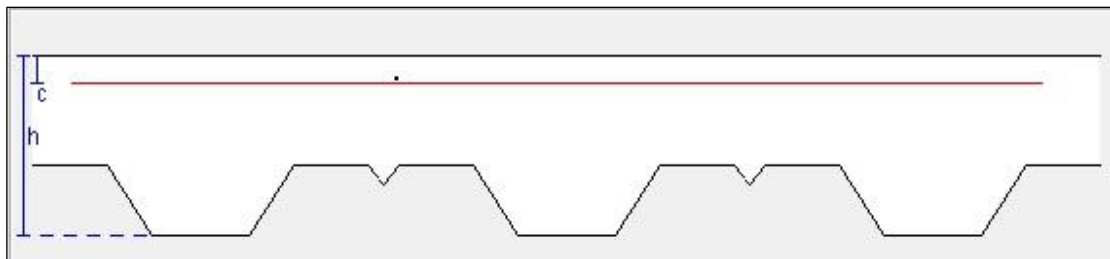
Πάχος πλάκας: $t_c=0.12\text{m}$ ($h=t_c + h_r = 0.12 + 0.073= 0.193$)

Ποιότητα σκυροδέματος: C20/25

Ποιότητα χάλυβα οπλισμού: S500s

Επικάλυψη οπλισμού: $c=0.03\text{m}$

Εμβαδόν οπλισμού: $A_s=2,513\text{cm}^2/\text{m}$ ($\Phi 8/20$)



Εικόνα 3.5: Σύμμικτη πλάκα

Συντελεστές ασφαλείας υλικών :

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Φορτία :

Μόνιμα (ίδιο βάρος πλάκας) : 3.78 kN/m²

Πρόσθετα μόνιμα (επικάλυψη) : 2.00 kN/m²

Ωφέλιμα φορτία : 2.00 kN/m²

Συντελεστές ασφαλείας φορτίων:

Συντελεστής μονίμων δράσεων: $\gamma_G = 1.35$

Συντελεστής ασφαλείας μεταβλητών δράσεων: $\gamma_Q = 1.5$

Πειραματικά προσδιορισμένοι συντελεστές

$m = 90.83$

$k = 0.01441$



Εικόνα 3.6: Υπολογισμός συντελεστών m και k από τα πειραματικά αποτελέσματα.

Ροπές και τέμνουσες αντοχής

Για το χαλυβδόφυλλο Symdeck οι ροπές, όπως υπολογίστηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος, παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

ΘΕΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ $M_{Rd,s}(kNm)$		ΑΡΝΗΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ $M_{Rd,s}(kNm)$	
ΑΝΟΙΓΜΑ 1	6.39	ΣΤΗΡΙΞΗ 1	4.96
ΑΝΟΙΓΜΑ 2	6.39	ΣΤΗΡΙΞΗ 2	4.93
ΑΝΟΙΓΜΑ 3	6.39	ΣΤΗΡΙΞΗ 3	4.92
ΑΝΟΙΓΜΑ 4	6.39	ΣΤΗΡΙΞΗ 4	4.90
ΑΝΟΙΓΜΑ 5	6.29	ΣΤΗΡΙΞΗ 5	4.90
ΑΝΟΙΓΜΑ 6	6.39	ΣΤΗΡΙΞΗ 6	4.92
ΑΝΟΙΓΜΑ 7	6.39	ΣΤΗΡΙΞΗ 7	4.92
ΑΝΟΙΓΜΑ 8	6.39		

Πίνακας 3.8: Ροπές αντοχής χαλυβδόφυλλου όπως υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα SYMDECK DESIGNER.

Η θετική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής υπολογίστηκε : $M_{pl,Rd}^+ = 35.51 \text{ kNm/m}$

Η αρνητική ροπή αντοχής βρέθηκε : $M_{pl,Rd}^- = 15.97 \text{ kNm/m}$

Ενώ η τέμνουσα αντοχής ίση με : $V_{V,Rd} = 30.91 \text{ kN/m}$

ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗΣ $V_{1,Rd} \text{ (kN)}$	
ΑΝΟΙΓΜΑ 1	26.01
ΑΝΟΙΓΜΑ 2	29.05
ΑΝΟΙΓΜΑ 3	45.44
ΑΝΟΙΓΜΑ 4	34.51
ΑΝΟΙΓΜΑ 5	61.33
ΑΝΟΙΓΜΑ 6	36.24
ΑΝΟΙΓΜΑ 7	39.20
ΑΝΟΙΓΜΑ 8	35.03

Πίνακας 3.9: Διαμήκης τέμνουσα αντοχής σύμμικτης διατομής.

3.3.5.2 Έλεγχοι στη φάση κατασκευής

1) Έλεγχος καμπτικής αντοχής:

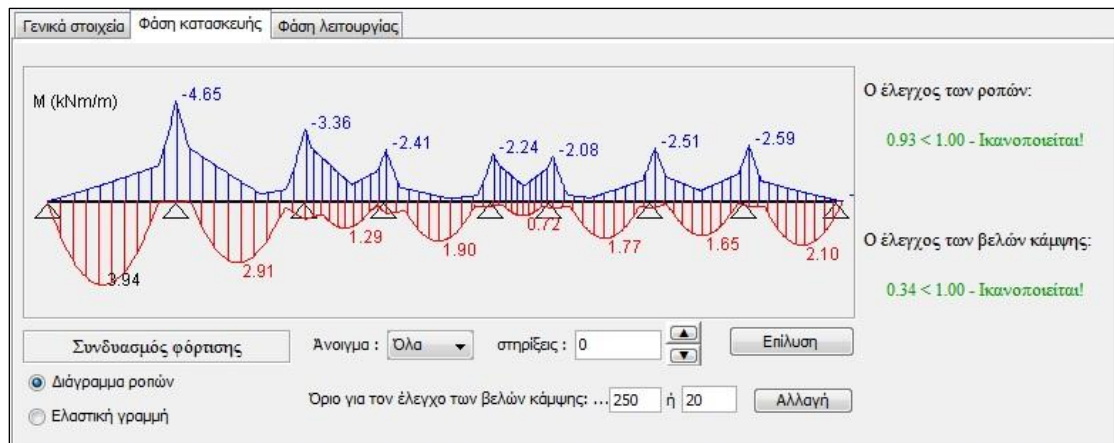
Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G G_p + (\gamma_G G_c + \gamma_Q 0.75) + \gamma_Q Q_{\text{σκυροδέτησης}}$

Όπου :

G_p : ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου

$Q_{\text{σκυροδέτησης}}$: φορτίο 0.75kN το οποίο εφαρμόζεται σε μία περιοχή 3m x 3m (σε κάτοψη και λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του φορέα.

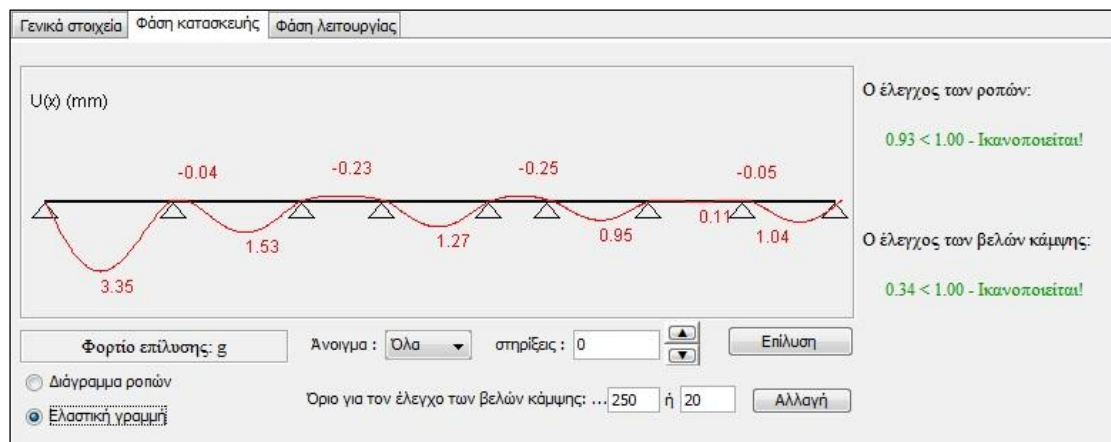
Το ίδιον βάρος του σκυροδέματος μαζί με το φορτίο 0.75kN εφαρμόζεται ή μόνο στα ανοίγματα όπου εφαρμόζεται το φορτίο σκυροδέτησης ή σε όλο το φορέα έτσι ώστε να προκύπτει ή δυσμενέστερη εντατική κατάσταση.



Εικόνα 3.7: Έλεγχος ροπών στη φάση κατασκευής.

2) Έλεγχος βελών κάμψης

Φορτίο επίλυσης : g



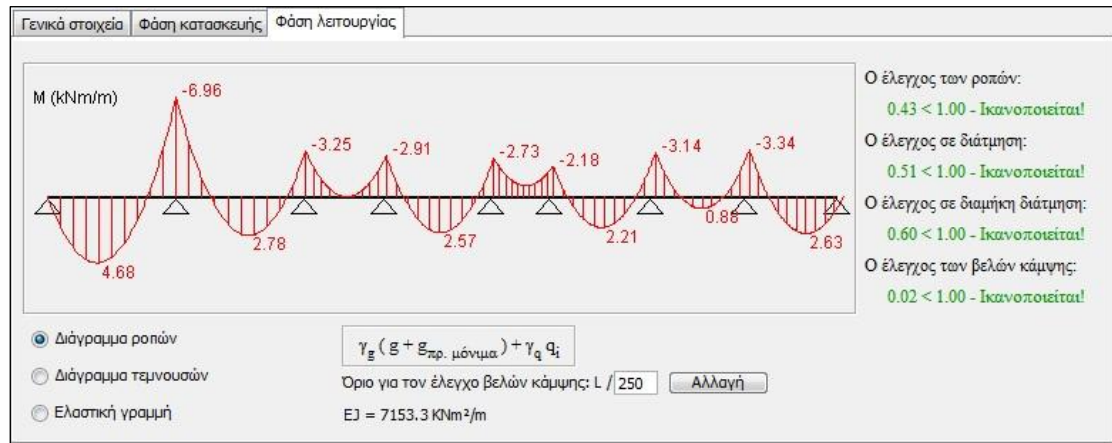
Εικόνα 3.8: Βέλη κάμψης κατά τη φάση κατασκευής.

Ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι κατά τη φάση κατασκευής, οπότε δεν χρειάζεται κάποια προσωρινή υποστήριξη.

3.3.5.3 Έλεγχοι στη φάση λειτουργίας

1) Έλεγχος καμπτικής αντοχής

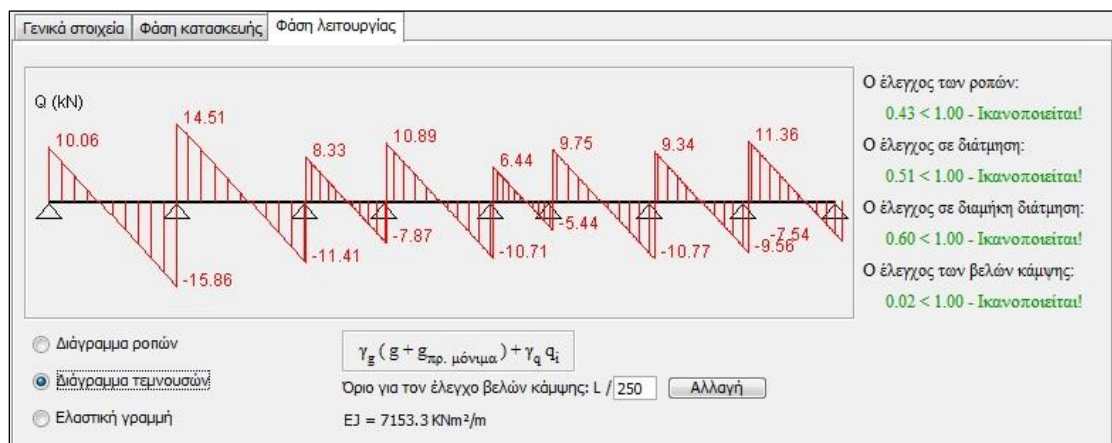
Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G (g + g_{\text{πρ.μόνιμα}}) + \gamma_Q q$



Εικόνα 3.9: Διάγραμμα ροπών κάμψης κατά την φάση λειτουργίας.

2) Έλεγχος έναντι εγκάρσιας και διαμήκου διάτμησης

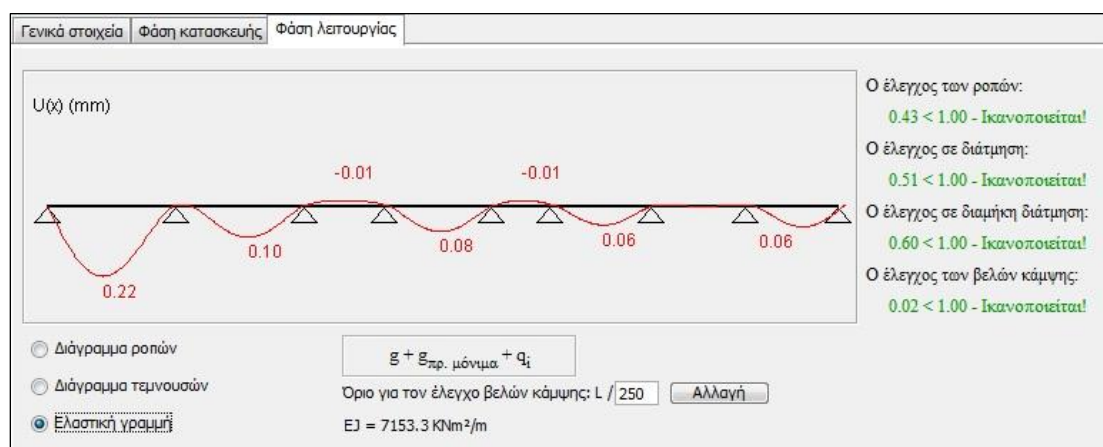
Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G (g + g_{\text{πρ.μόνιμα}}) + \gamma_Q q$



Εικόνα 3.10: Διάγραμμα τεμνουσών κατά τη φάση λειτουργίας.

3) Έλεγχος βελών κάμψης

Συνδυασμός φόρτισης : $g + g_{πρ.μόνιμα} + q$



Εικόνα 3.11: Βέλη κάμψης κατά τη φάση λειτουργίας

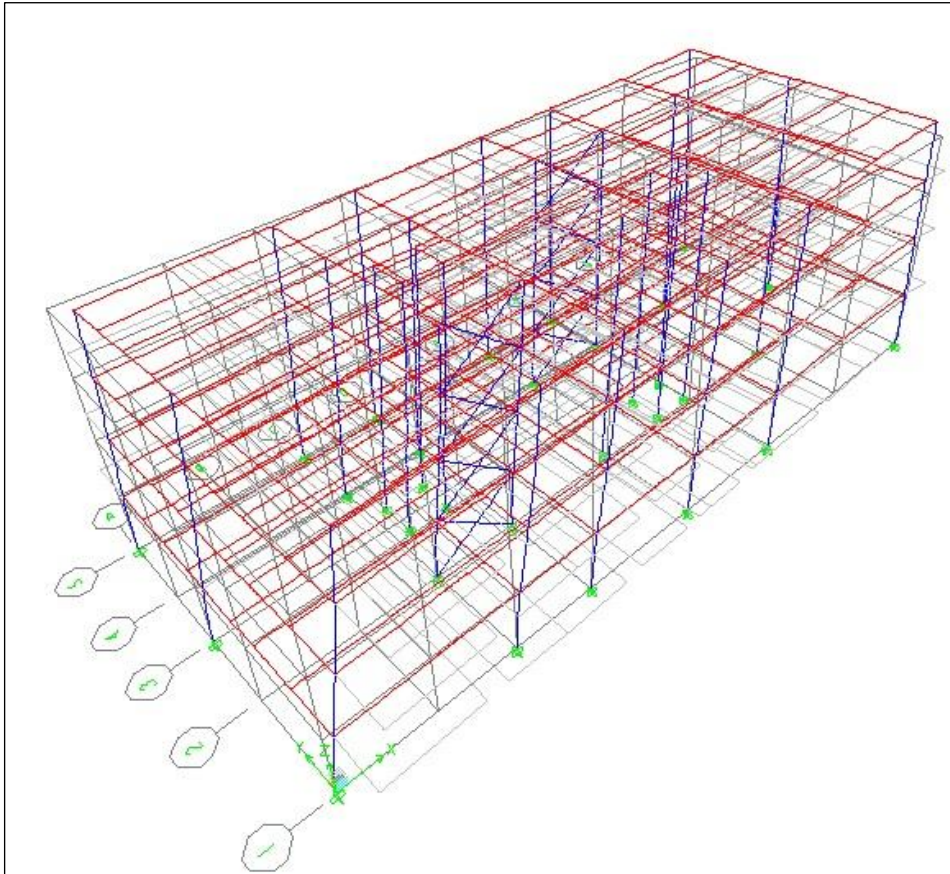
3.4 Δυναμική Ανάλυση

Η δυναμική ανάλυση του σύμμικτου κτιρίου πραγματοποιείται με μάζες ορόφων που προκύπτουν από την εφαρμογή του συνδυασμού $G + 0,3Q$. Στις στάθμες των ορόφων έχει εισαχθεί διαφραγματική λειτουργία των πλακών και τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα :

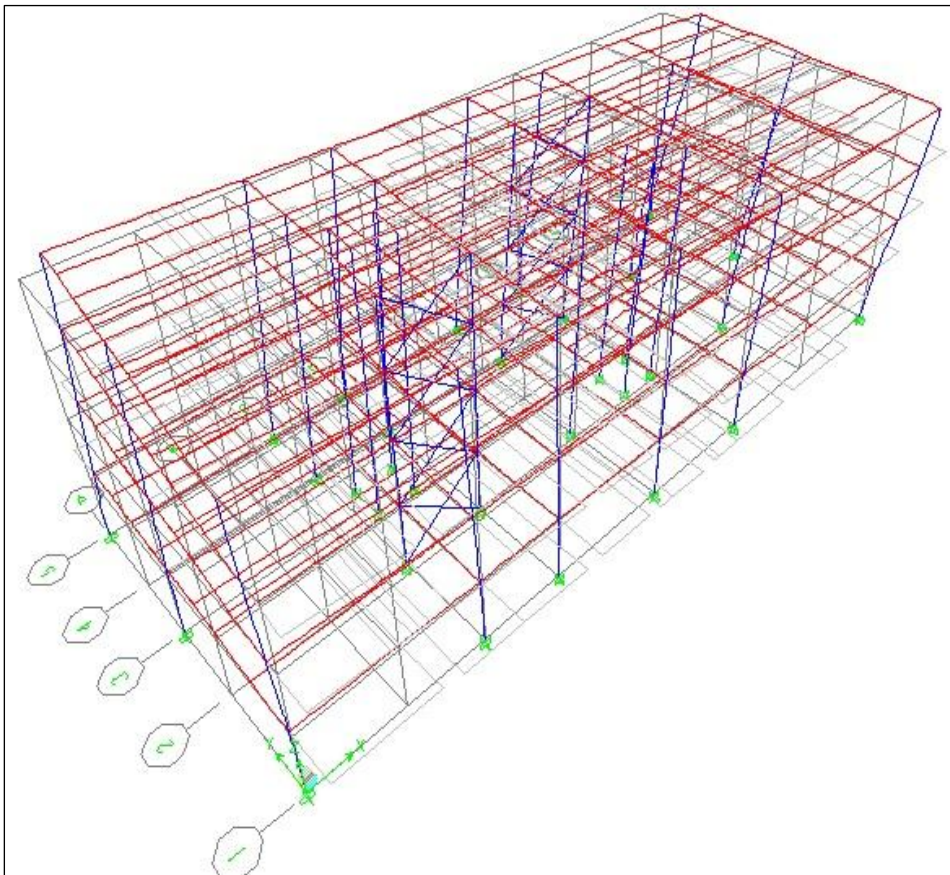
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.687806	60.9383	1.492	0	60.9383	1.492	0
2	0.658116	20.4766	5.4836	0	81.4149	6.9756	0
3	0.614729	0.0136	73.2458	0	81.4284	80.2213	0
4	0.212387	12.639	0.0326	0	94.0675	80.2539	0
5	0.195653	0.3754	1.574	0	94.4429	81.8279	0
6	0.178379	0.0027	11.5632	0	94.4456	93.3912	0

Πίνακας 3.10:Αποτελέσματα για σεισμό κατά X και κατά Y

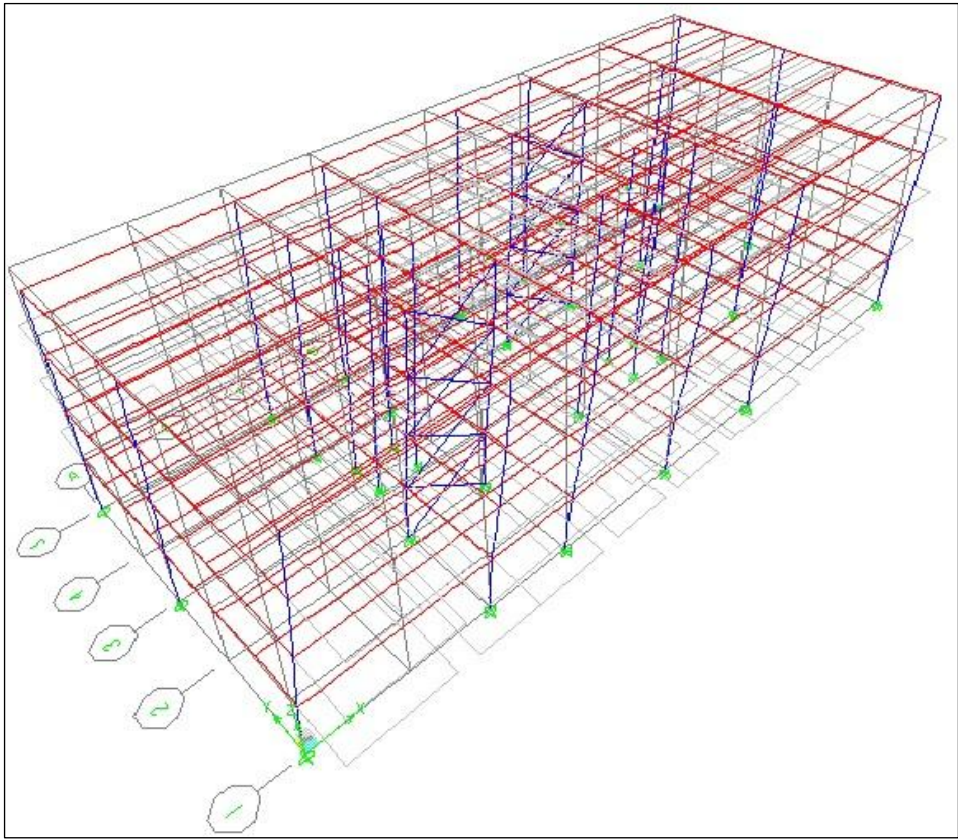
Η 1^η και η 3^η ιδιομορφή αντιστοιχούν σε μετακίνηση του κτιρίου κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y, ενώ η 5^η αντιστοιχεί σε στρέψη του κτιρίου. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης X,Y πρέπει να ληφθεί υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φτάσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M της κατασκευής. Για την κατασκευή μας θα πρέπει να λάβουμε υπόψη της 6 πρώτες ιδιομορφές.



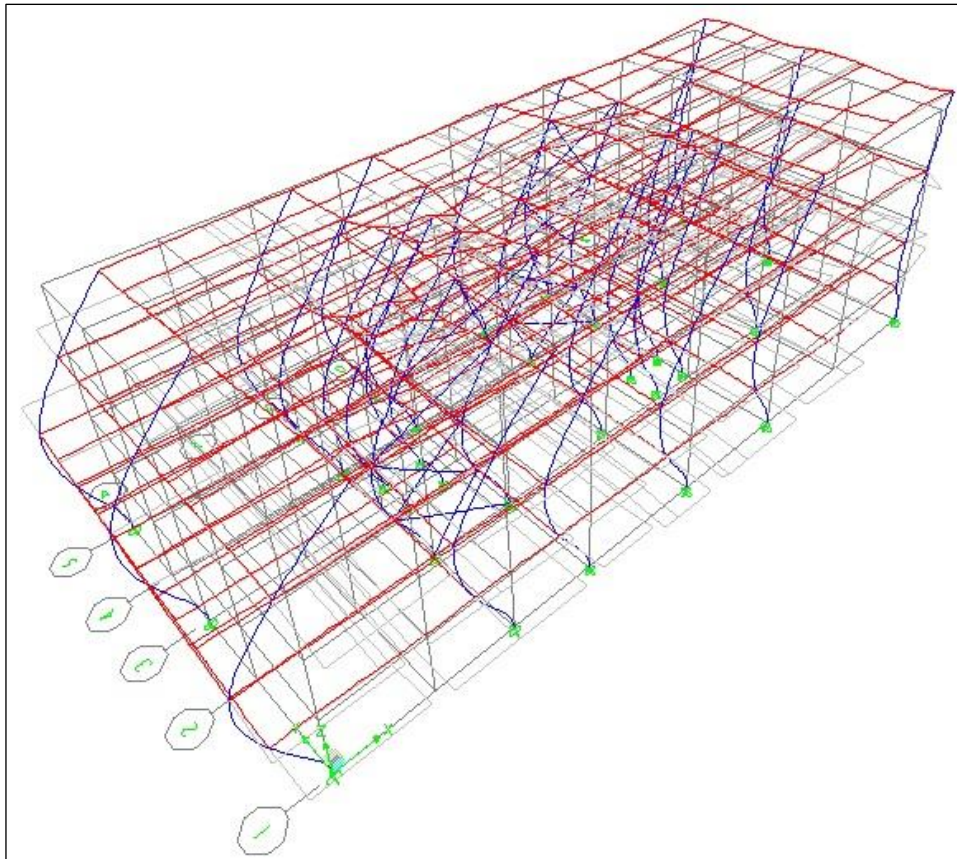
Εικόνα 3.12: 1^η Ιδιομορφή (T=0,6878 sec)



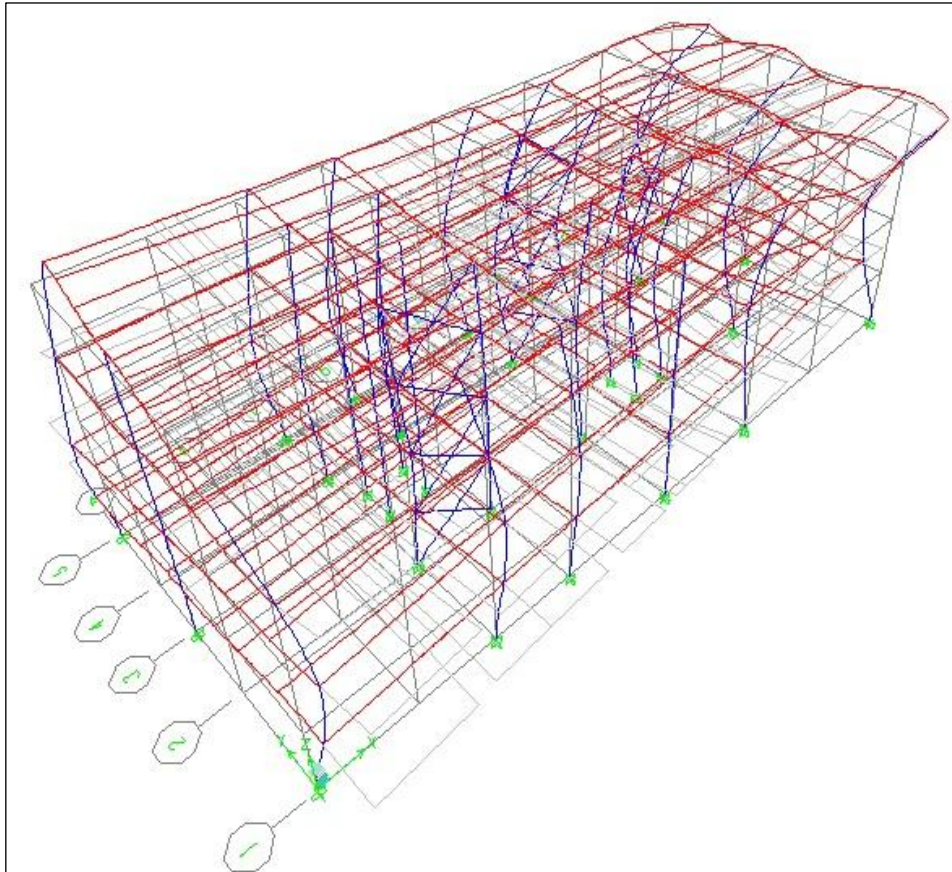
Εικόνα 3.13: 2^η Ιδιομορφή (T=0,6581 sec)



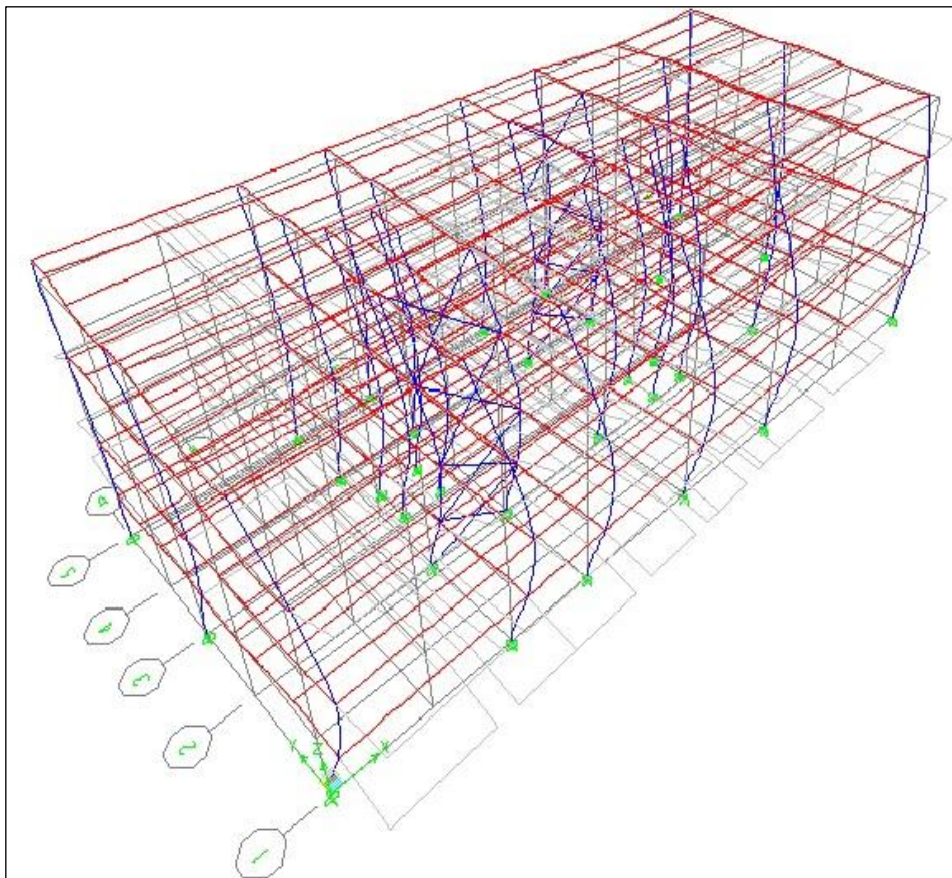
Εικόνα 3.14: 3^η Ιδιομορφή (T=0.6147sec)



Εικόνα 3.15: 4^η Ιδιομορφή (T=0.2124sec)



Εικόνα 3.16: 5^η Ιδιομορφή (T=0.1956sec)



Εικόνα 3.17: 6^η Ιδιομορφή (T=0.1784sec)

3.5 Περιορισμός Βλαβών

Ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση, με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα. Αυτή η «απαίτηση περιορισμού βλαβών» θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τα παρακάτω.

Στη γραμμική ανάλυση σύμφωνα με την παράγραφο 4.3.4 του EN 1998-1, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d d_e$$

όπου:

d_s = είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

q_d = είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q εκτός αν ορίζεται διαφορετικά

d_e = είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από τη γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού

Προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού των βλαβών, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, πρέπει για κάθε περίπτωση να ισχύουν τα ακόλουθα όρια της σχετικής παραμόρφωσης του ορόφου d_r , η οποία λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου.

Επομένως, για κτίρια :

- a) με μη φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα: $d_r \leq 0,005h$
- b) με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία: $d_r \leq 0,0075h$
- c) με μη φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη φέροντα στοιχεία: $d_r \leq 0,010h$

όπου :

h = ύψος του ορόφου

v = ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών

(συνιστώμενες τιμές του ν για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II 0,5 και για τις κατηγορίες III και IV 0,4).

Το κτίριό μας ανήκει στη περίπτωση b): $d_r \nu \leq 0,0075h$.

Μετά την ανάλυση με το πρόγραμμα Etabs προέκυψε ο παρακάτω πίνακας :

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY4	Max Drift X	COMB5	238	14.55	14.8	12	0.000088	
STORY4	Max Drift Y	COMB5	673	35.1	7.3	12		0.000333
STORY4	Max Drift X	COMB2	257	27.8	0	12	0.00036	
STORY4	Max Drift Y	COMB2	673	35.1	7.3	12		0.000503
STORY4	Max Drift X	COMB3	257	27.8	0	12	0.00036	
STORY4	Max Drift Y	COMB3	673	35.1	7.3	12		0.000503
STORY4	Max Drift X	COMB4	257	27.8	0	12	0.000203	
STORY4	Max Drift Y	COMB4	673	35.1	7.3	12		0.000578
STORY4	Max Drift X	COMB6	257	27.8	0	12	0.000203	
STORY4	Max Drift Y	COMB6	673	35.1	7.3	12		0.000578
STORY4	Max Drift X	COMB7	257	27.8	0	12	0.00036	
STORY4	Max Drift Y	COMB7	673	35.1	7.3	12		0.000503
STORY4	Max Drift X	COMB8	257	27.8	0	12	0.000203	
STORY4	Max Drift Y	COMB8	673	35.1	7.3	12		0.000578
STORY4	Max Drift X	COMB9	257	27.8	0	12	0.000203	
STORY4	Max Drift Y	COMB9	673	35.1	7.3	12		0.000578
STORY3	Max Drift X	COMB5	258	23.65	16.8	9	0.000162	
STORY3	Max Drift Y	COMB5	681	37.4	7.3	9		0.000383
STORY3	Max Drift X	COMB2	258	23.65	16.8	9	0.000514	
STORY3	Max Drift Y	COMB2	681	37.4	7.3	9		0.000646
STORY3	Max Drift X	COMB3	258	23.65	16.8	9	0.000514	
STORY3	Max Drift Y	COMB3	681	37.4	7.3	9		0.000646
STORY3	Max Drift X	COMB4	258	23.65	16.8	9	0.000328	
STORY3	Max Drift Y	COMB4	681	37.4	7.3	9		0.000743
STORY3	Max Drift X	COMB6	258	23.65	16.8	9	0.000328	
STORY3	Max Drift Y	COMB6	681	37.4	7.3	9		0.000743
STORY3	Max Drift X	COMB7	258	23.65	16.8	9	0.000514	
STORY3	Max Drift Y	COMB7	681	37.4	7.3	9		0.000646
STORY3	Max Drift X	COMB8	258	23.65	16.8	9	0.000328	
STORY3	Max Drift Y	COMB8	681	37.4	7.3	9		0.000743
STORY3	Max Drift X	COMB9	258	23.65	16.8	9	0.000328	
STORY3	Max Drift Y	COMB9	681	37.4	7.3	9		0.000743
STORY2	Max Drift X	COMB5	258	23.65	16.8	6	0.000149	
STORY2	Max Drift Y	COMB5	681	37.4	7.3	6		0.000328
STORY2	Max Drift X	COMB2	258	23.65	16.8	6	0.000546	
STORY2	Max Drift Y	COMB2	681	37.4	7.3	6		0.000621
STORY2	Max Drift X	COMB3	258	23.65	16.8	6	0.000546	
STORY2	Max Drift Y	COMB3	681	37.4	7.3	6		0.000621
STORY2	Max Drift X	COMB4	258	23.65	16.8	6	0.000334	
STORY2	Max Drift Y	COMB4	681	37.4	7.3	6		0.000731

STORY2	Max Drift X	COMB6	258	23.65	16.8	6	0.000334	
STORY2	Max Drift Y	COMB6	681	37.4	7.3	6		0.000731
STORY2	Max Drift X	COMB7	258	23.65	16.8	6	0.000546	
STORY2	Max Drift Y	COMB7	681	37.4	7.3	6		0.000621
STORY2	Max Drift X	COMB8	258	23.65	16.8	6	0.000334	
STORY2	Max Drift Y	COMB8	681	37.4	7.3	6		0.000731
STORY2	Max Drift X	COMB9	258	23.65	16.8	6	0.000334	
STORY2	Max Drift Y	COMB9	681	37.4	7.3	6		0.000731
STORY1	Max Drift X	COMB5	25	11.9	14.8	3	0.000061	
STORY1	Max Drift Y	COMB5	3	35.1	0	3		0.00013
STORY1	Max Drift X	COMB2	25	11.9	14.8	3	0.000327	
STORY1	Max Drift Y	COMB2	3	35.1	0	3		0.000297
STORY1	Max Drift X	COMB3	25	11.9	14.8	3	0.000327	
STORY1	Max Drift Y	COMB3	3	35.1	0	3		0.000297
STORY1	Max Drift X	COMB4	25	11.9	14.8	3	0.000174	
STORY1	Max Drift Y	COMB4	3	35.1	0	3		0.000373
STORY1	Max Drift X	COMB6	25	11.9	14.8	3	0.000174	
STORY1	Max Drift Y	COMB6	3	35.1	0	3		0.000373
STORY1	Max Drift X	COMB7	25	11.9	14.8	3	0.000327	
STORY1	Max Drift Y	COMB7	3	35.1	0	3		0.000297
STORY1	Max Drift X	COMB8	25	11.9	14.8	3	0.000174	
STORY1	Max Drift Y	COMB8	3	35.1	0	3		0.000373
STORY1	Max Drift X	COMB9	25	11.9	14.8	3	0.000174	
STORY1	Max Drift Y	COMB9	3	35.1	0	3		0.000373

Πίνακας 3.11: Οριζόντιες σχετικές παραμορφώσεις.

Για σεισμό κατά x η μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση εντοπίζεται στο δεύτερο όροφο:

$$dr_x = \text{DriftX} * q_d = 0.000546 * 1.5 = 0.000819$$

$$dr_x * v = 0.000819 * 0.5 = 0.00041 < 0.0075 * h_{\text{ορόφου}}$$

Για το σεισμό κατά y η μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση εντοπίζεται στον τρίτο όροφο:

$$dr_y = \text{DriftY} * q_d = 0.000743 * 1.5 = 0.0011$$

$$dr_y * v = 0.0011 * 0.5 = 0.00055 < 0.0075 * h_{\text{ορόφου}}$$

Επομένως, και κατά x και κατά y ικανοποιείται ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών για όλους τους ορόφους.

3.6 Φαινόμενα 2ας τάξης

Ο δείκτης θ με την μορφή της σχέσης $\theta = (P_{tot} \cdot d_r) / (V_{tot} \cdot h)$ μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελεί αντιπροσωπευτικό «δείκτη ευστάθειας» του κτιρίου, όταν το κύριο φέρον σύστημα αποτελείται από πλαίσια και το κτίριο διαθέτει, κατά επαρκή προσέγγιση, συμμετρία γύρω από 2 άξονες ή σημαντική αστρεψία. Για λόγους απλούστευσης, γίνεται γενικότερη χρήση του δείκτη σε όλα τα συστήματα (μικτά συστήματα, ασύμμετρα, κλπ.) με τον τίτλο “δείκτης σχετικής μεταθετότητας” και με συντηρητικά όρια.

(επιρροή P- δ), επιτρέπεται να παραλείπεται όταν σε κάθε όροφο ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ , όπως προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10$$

Όπου,

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

h = το ύψος ορόφου

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

($\delta = d_r$ υπολογίζεται σύμφωνα με το **3.5** χωρίο)

V_{tot} = είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

Σε περίπτωση που $0,10 < \theta \leq 0,20$ η επιρροή 2ας τάξεως λόγω της σχετικής μεταθετότητας των πλακών επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά με πολλαπλασιασμό των αποτελεσμάτων της αντίστοιχης σεισμικής δράσης επί συντελεστή $1/(1-\theta)$.

Το θ δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0,30 σε καμία περίπτωση.

Σε κάθε όροφο, λοιπόν, προσδιορίζεται ο δείκτης θ και για τις δύο κατευθύνσεις x, y . Κατά x ο έλεγχος γίνεται με βάση την πρώτη ιδιομορφή, στην οποία μετέχει το 69,22% της μάζας, ενώ κατά y γίνεται με βάση την τρίτη ιδιομορφή, κατά την οποία μετέχει το 80,81%.

Σύμφωνα με τον EN1998, παράγραφος 4.3.3.2.3, τα σεισμικά εντατικά μεγέθη θα καθοριστούν με την εφαρμογή των οριζόντιων φορτίων F_i σε όλους τους ορόφους με την υπόθεση ότι οι πλάκες είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους :

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

όπου

F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i

F_b είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως

s_i, s_j είναι οι μετακινήσεις των μαζών m_i, m_j που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

m_i, m_j είναι οι μάζες των ορόφων

Συγκεκριμένα:

Για τον 1^ο όροφο: $F_1 = 366.40$ kN(από την ανάλυση του προγράμματος – κατά x)

$F_2 = 398.75$ kN(από την ανάλυση του προγράμματος – κατά y)

Για τον 2^ο όροφο:
$$F_2 = F_1 \frac{s_2 m_2}{\sum s_j m_j} + F_3$$

Για τον 3^ο όροφο:
$$F_3 = F_1 \frac{s_3 m_3}{\sum s_j m_j} + F_4$$

Για τον 4^ο όροφο:
$$F_4 = F_1 \frac{s_4 m_4}{\sum s_j m_j}$$

Έτσι, στους ακόλουθους πίνακες φαίνονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για σεισμό κατά x και y :

Όροφος	Υψος Ορόφου (m)	P _{tot} (kN)	V _{tot} (kN)	d _{rx} (m)	θ _x	Έλεγχος
4	3	3782.73	133.99	0.000540	0.0051	θ<0.1
3	3	8377.74	248.21	0.000771	0.0087	θ<0.1
2	3	13288.18	326.17	0.000819	0.0111	θ<0.1
1	3	18041.19	366.40	0.000490	0.0080	θ<0.1

Πίνακας 3.12: Επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξης κατά x .

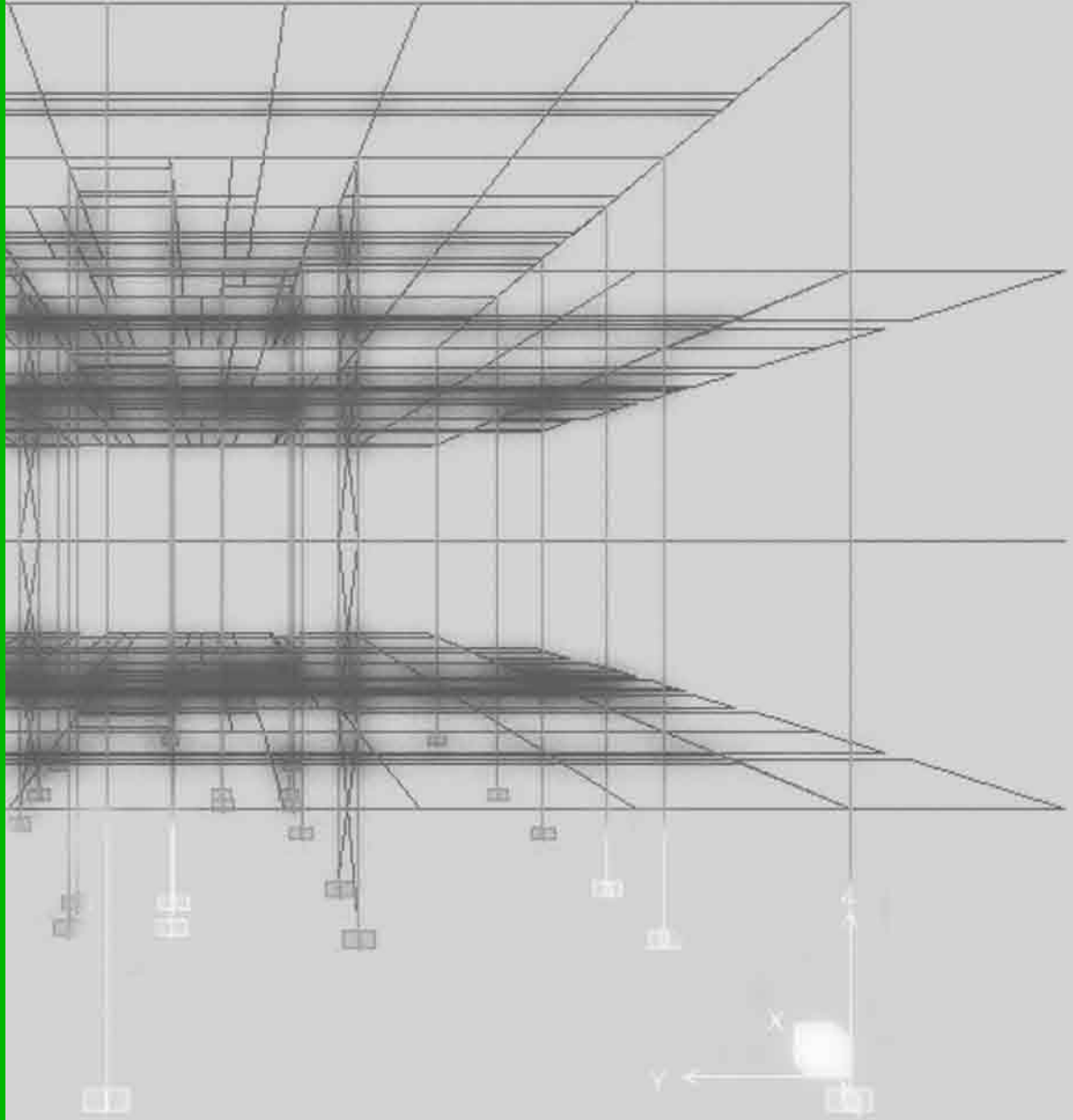
Όροφος	Υψος Ορόφου (m)	P _{tot} (kN)	V _{tot} (kN)	d _{ry} (m)	θ _y	Έλεγχος
4	3	3782.73	204.22	0.00087	0.0034	θ<0.1
3	3	8377.74	273.72	0.00111	0.0114	θ<0.1
2	3	13288.18	359.36	0.00110	0.0135	θ<0.1
1	3	18041.19	398.75	0.00056	0.0034	θ<0.1

Πίνακας 3.13: Επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξης κατά y .

Παρατηρείται ότι και για τις δύο διευθύνσεις και σε όλους τους ορόφους είναι $\theta < 0,10$, οπότε οι επιρροές 2^{ης} τάξης επιτρέπεται να αγνοηθούν.

“Συγκριτική μελέτη κτιρίου απο
οπλισμένο σκυρόδεμα με σύμφικτο κτίριο”

Δήμητρα Καραχάλιου



- 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ
- 2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
- 3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ-ΕΛΕΓΧΟΙ
- 4 ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ**
- 5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

4 ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ

Η πυροπροστασία αποτελεί ένα βασικό κριτήριο σχεδιασμού των έργων και αποσκοπεί:

1. στον περιορισμό των απωλειών ζωής στο ίδιο το κτίριο που έχει συμβεί πυρκαγιά και στα γειτονικά του και
2. στον περιορισμό των βλαβών στα δομικά στοιχεία και τα περιεχόμενα του κτιρίου και των γειτονικών του.

Ο μη προστατευμένος χάλυβας αναπτύσσει πολύ σύντομα θερμοκρασίες ανώτερες των 450°C στις οποίες η αντοχή του μειώνεται σημαντικά. Επομένως, ανάλογα με τη στάθμη φόρτισης, τον τύπο και το πάχος των τοιχωμάτων της διατομής αντέχει έναντι πυρκαγιάς μόνο για 15-30 λεπτά.

Αριθμός ορόφων	Συνήθη κτίρια	Αποθήκες
Μονώροφα κτίρια	30 λεπτά	60-180 λεπτά
Δυώροφα-τριώροφα κτίρια	30 λεπτά	60-180 λεπτά
> τριώροφα κτίρια	60-120 λεπτά	

Πίνακας 4.1: Ενδεικτικοί επιτρεπόμενοι δείκτες πυραντίστασης κτιρίων.

Διάκριση γίνεται μεταξύ της *ενεργητικής πυροπροστασίας*, η οποία αφορά τα μέτρα προς πρόληψη και καταπολέμηση της πυρκαγιάς και της *παθητικής πυροπροστασίας*, η οποία αφορά τα μέτρα αντοχής έναντι πυρκαγιάς. Ο συνδυασμός των μέτρων ενεργητικής και παθητικής πυροπροστασίας οδηγεί στο επιθυμητό αποτέλεσμα, δηλαδή στην απαίτηση ότι ο χρόνος αντοχής της κατασκευής έναντι πυρκαγιάς να είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο απαιτούμενο χρόνο.

Στην παρούσα εργασία θα ασχοληθούμε με τα παθητικά μέτρα αντιμετώπισης της πυρκαγιάς και κυρίως με τη μόνωση των μελών της κατασκευής. Ο παθητικός έλεγχος πυρασφάλειας αποσκοπεί στην εύρεση του χρόνου που αντέχει κάθε διατομή μέχρι να αστοχήσει και να συγκριθεί με τον αντίστοιχο δείκτη πυραντίστασης, ο οποίος σύμφωνα και με τον πίνακα καθορίζεται για 3-όροφο κτίριο 30min, δεχόμενοι με βάση τον παρακάτω πίνακα, ως μέσο πυροθερμικό φορτίο $q_{k,f}=780[\text{MJ}/\text{m}^2]$

Χρήση κτιρίου	Μέσος όρος	Ποσοστημόριο 80%
Κατοικίες	780	870
Νοσοκομεία	230	350
Ξενοδοχεία	310	400
Βιβλιοθήκες	1500	2250
Καταστήματα	600	900

Πίνακας 4.2: Πυκνότητα του πυροθερμικού φορτίου $q_{k,f}$ [MJ/m^2].

4.1 Μέθοδοι προστασίας μελών έναντι πυρκαγιάς

Για την επίτευξη της αντοχής των χαλύβδινων κατασκευών έναντι πυρκαγιάς γίνεται επένδυση των μελών τους με μονωτικά υλικά. Παρακάτω παρατίθενται διάφοροι εναλλακτικοί τρόποι:

- Σταθερή επένδυση (γυψοσανίδες ή περισσότερο εξειδικευμένα συστήματα βασισμένα σε ορυκτές ίνες ή βερμικουλίτη) γύρω από τα εκτεθειμένα τμήματα των χαλύβδινων μελών.
- Εκτοξευόμενα υλικά, τα οποία δημιουργούν επένδυση προδιαγραφόμενου πάχους γύρω από τα μέλη. Συνήθως χρησιμοποιείται βερμικουλίτης ή ορυκτές ίνες με συνδετικό υλικό τσιμέντο ή γύψο.
- Πυράντοχες διογκούμενες βαφές, οι οποίες παράγουν μονωτικό μανδύα 50 φορές περίπου παχύτερο από τον αρχικό υμένα, δημιουργώντας καλαίσθητο τελείωμα σε κανονικές συνθήκες.

4.1.1 Σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς

Ο κανονισμός δίνει κανόνες για δομικά στοιχεία από χάλυβα που μπορεί να είναι:

- ✓ μη προστατευμένα
- ✓ μονωμένα με υλικά πυραντίστασης
- ✓ προστατευμένα με διαφράγματα θερμότητας.

Η αντοχή έναντι πυρκαγιάς μπορεί να προσδιορίζεται με μία ή και περισσότερες από τις ακόλουθες διαδικασίες:

- ✓ απλά υπολογιστικά προσομοιώματα
- ✓ προχωρημένα υπολογιστικά προσομοιώματα
- ✓ πειράματα.

Από αυτά, τα απλά υπολογιστικά προσομοιώματα είναι απλοποιημένες μέθοδοι σχεδιασμού για μεμονωμένα μέλη, οι οποίες βασίζονται σε συντηρητικές παραδοχές, ενώ τα προχωρημένα υπολογιστικά προσομοιώματα είναι μέθοδοι σχεδιασμού, στις οποίες οι αρχές της μηχανικής εφαρμόζονται κατά ρεαλιστικό τρόπο.

4.1.1.1 Απλά Υπολογιστικά Προσομοιώματα

Η λειτουργία ενός μέλους από χάλυβα, ως φέροντος στοιχείου, μπορεί να υποτεθεί ότι διατηρείται μετά από χρονικό διάστημα t από την έναρξη δεδομένης πυρκαγιάς, εάν ικανοποιείται η σχέση :

$$E_{\bar{r},d} \leq R_{\bar{r},d,t}$$

όπου:

$E_{\bar{r},d}$: το αποτέλεσμα των δράσεων για τον τυχηματικό συνδυασμό πυρκαγιάς

$R_{\bar{r},d,t}$: η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού του μέλους από χάλυβα για την κατάσταση πυρκαγιάς μετά χρόνο t από την έναρξή της.

Η αντοχή σχεδιασμού τη χρονική στιγμή t προσδιορίζεται με βάση την υπόθεση ομοιόμορφης διανομής της θερμοκρασίας στη διατομή, τροποποιώντας την αντοχή σχεδιασμού για συνήθη θερμοκρασία σχεδιασμού, ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα σε υψηλές θερμοκρασίες.

4.1.1.2 Αντοχή θλιβόμενων μελών με διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3

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

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

όπου:

χ_{fi} ο μειωτικός συντελεστής έναντι καμπτικού λυγισμού στην κατάσταση σχεδιασμού πυρκαγιάς

$k_{y,\theta}$ ο μειωτικός συντελεστής του ορίου διαρροής του χάλυβα σε θερμοκρασία θ_a , που πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t .

Ο μειωτικός συντελεστής χ_{fi} λαμβάνεται ως μικρότερη από τις τιμές $\chi_{y,fi}$ και $\chi_{z,fi}$ για τους δύο άξονες κάμψης, οι οποίες προσδιορίζονται σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}}$$

$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right]$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα λ_{θ} για θερμοκρασία θ_a δίνεται από τη σχέση:

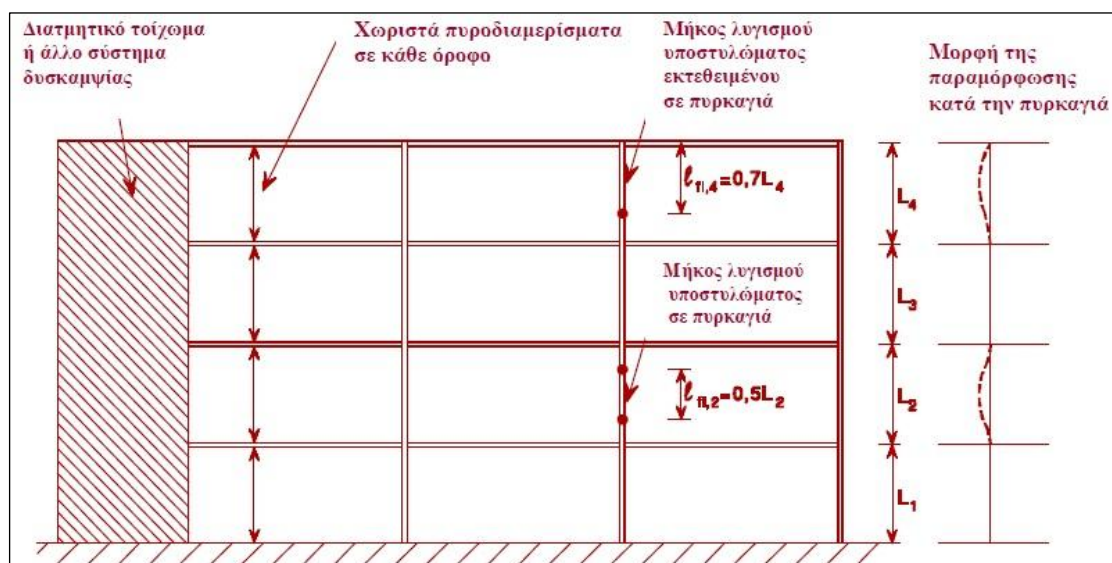
$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \left[k_{y,\theta} / k_{E,\theta} \right]^{0.5}$$

$$\alpha = 0.65 \sqrt{235 / f_y}$$

όπου:

$k_{E,\theta}$ ο μειωτικός συντελεστής για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων που αντιστοιχεί σε θερμοκρασία θ_a , πραγματοποιούμενη σε χρόνο t .

Το μήκος λυγισμού l_{fi} ενός υποστυλώματος κατά το σχεδιασμό στην κατάσταση πυρκαγιάς θα προσδιορίζεται γενικά όπως κατά το σχεδιασμό στη συνήθη θερμοκρασία. Εν τούτοις στην περίπτωση ενός αμετάθετου πλαισίου, στο οποίο κάθε όροφος περιλαμβάνει ένα χωριστό πυροδιαμέρισμα με επαρκή αντοχή έναντι πυρκαγιάς, το μήκος λυγισμού l_{fi} ενός συνεχούς υποστυλώματος σε έναν ενδιάμεσο όροφο μπορεί να λαμβάνεται ως $l_{fi}=0,5L$ και στον ανώτερο όροφο ως $l_{fi}=0,7L$ (L =το ύψος του αντίστοιχου ορόφου).



Εικόνα 4.1:Μήκη λυγισμού υποστυλωμάτων σε αμετάθετα πλαίσια.

4.1.1.3 Διαδικασία σχεδιασμού έναντι πυρκαγιάς

1). Υπολογισμός των φορτίων που συνυπάρχουν με την πυρκαγιά

Από άποψη σχεδιασμού, η φωτιά αποτελεί τυχηματική δράση, οπότε αφενός δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις, αφετέρου εξετάζεται σε συνδυασμό μόνο με οιονεί μόνιμες δράσεις. Ο συνδυασμός δράσεων στη θερμή κατάσταση γράφεται:

$$S_{\bar{n},d,t} = \gamma_G G_k + \gamma_Q \psi_2 Q_k$$

όπου:

G_k =μόνιμες δράσεις ή αποτελέσματα αυτών

Q_k =μεταβλητές δράσεις ή αποτελέσματα αυτών

$\gamma_G=1,0$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας των μόνιμων δράσεων στον τυχηματικό συνδυασμό

$\gamma_Q=1,0$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας των μεταβλητών δράσεων στον τυχηματικό σχεδιασμό

ψ_2 =μακροχρόνιος συντελεστής συνδυασμού για τις μεταβλητές δράσεις. (για κατοικίες – γραφεία – καταστήματα $\psi_2=0,3$)

2). Υπολογισμός των εντατικών μεγεθών που τα φορτία αυτά προκαλούν

Για τον προσδιορισμό των μεγεθών αυτών έγινε ανάλυση της κατασκευής με το πρόγραμμα Etabs 9.7.0.

3). Προσδιορισμός της κρίσιμης τιμής της τάσης διαρροής

Δεδομένου ότι αυξανόμενης της θερμοκρασίας η τάση διαρροής του χάλυβα μειώνεται, θα υπάρξει μια τιμή της τάσεως διαρροής για την οποία τα εντατικά μεγέθη που υπολογίστηκαν προηγουμένως να καταστούν οριακά.

4). Προσδιορισμός θερμοκρασιακής αστοχίας(κρίσιμης θερμοκρασίας)

Η θερμοκρασία που υπολογίζεται με βάση τον παρακάτω πίνακα, ονομάζεται κρίσιμη θερμοκρασία και είναι ανεξάρτητη των συνθηκών μόνωσης του μέλους.

θερμοκρασία χάλυβα θ_a	Μειωτικοί συντελεστές σε θερμοκρασία θ_a ως προς την τιμή της f_y ή του E_a σε 20°C		
	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την f_y) για την ενεργό τάση διαρροής $k_{\gamma,\theta} = f_{\gamma,\theta}/f_y$	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την f_y) για το όριο αναλογίας $k_{\rho,\theta} = f_{\rho,\theta}/f_y$	Μειωτικός συντελεστής (ως προς το E_a) για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για ενδιάμεσες τιμές της θερμοκρασίας του χάλυβα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 4.3:: (Πιν.3.1,EC3,Μέρος 1.2): Μειωτικοί συντελεστές για τη σχέση τάσεως- παραμορφώσεως του χάλυβα σε υψηλές θερμοκρασίες

5). Προσδιορισμός του δείκτη πυραντίστασης με βάση την πρότυπη καμπύλη θερμοκρασίας-χρόνου (καμπύλη ISO, $\theta-t$).

Ο δείκτης πυραντίστασης είναι ο χρόνος που απαιτείται για να αποκτήσει ο χάλυβας την κρίσιμη θερμοκρασία. Ο προσδιορισμός του γίνεται μέσω πινακοποιημένων αποτελεσμάτων για την καμπύλη ISO όπως παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα για την περίπτωση μη μεμονωμένων μελών.

EUROPEAN CONVENTION OF CONSTRUCTIONAL STEELWORK (ECCS)
ΕΥΡΩΠΑΪΚΕΣ ΣΥΣΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑ ΕΝΑΝΤΙ ΦΩΤΙΑΣ ΤΩΝ ΣΙΔΗΡΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Μεταβολή της θερμοκρασίας μη μονωμένου μέλους για διάφορες τιμές του συντελεστή διατομής

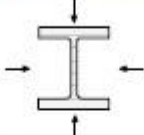
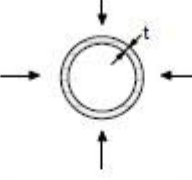
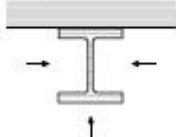
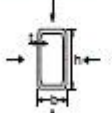
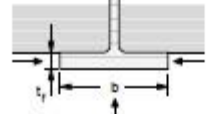
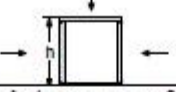
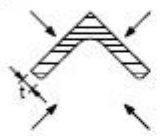
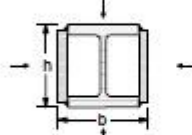
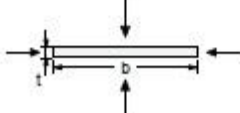
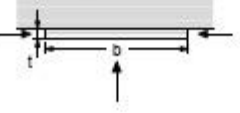
$e_r = 0.5$		συντελεστής διατομής [m^{-1}]								
Χρόνος t [min]	θ_a [°C]	10	20	30	50	100	150	200	250	300
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
15	739	95	164	226	333	514	612	661	691	705
30	842	215	367	484	637	781	814	824	829	831
45	902	343	552	682	808	877	888	893	895	896
60	945	467	700	814	897	930	936	939	940	941
75	979	580	809	890	949	967	972	974	975	976
90	1006	678	889	954	985	997	1000	1002	1003	1003

$e_r = 0,5$, $\Delta t_i = 30 \text{ sec}$, $c_s = 520 \text{ J/kg.K}$, $a_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$

Καμπύλη ISO, $\theta-t$

Πίνακας 4.4: Μεταβολή της θερμοκρασίας μη μονωμένου μέλους για διάφορες τιμές του συντελεστή διατομής.

Ο συντελεστής της μη μονωμένης διατομής λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα:

<p>Ανοικτή διατομή εκτεθειμένη σε πυρκαγιά και από τις τέσσερις πλευρές:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{περίμετρος}}{\text{εμβαδόν διατομής}}$ 	<p>Σωληνωτή διατομή εκτεθειμένη σε πυρκαγιά από όλες τις πλευρές: $A_m/V = 1/t$</p> 
<p>Ανοικτή διατομή εκτεθειμένη από τρεις πλευρές:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{επιφάνεια εκτεθειμένη στην πυρκαγιά}}{\text{εμβαδόν διατομής}}$ 	<p>Κοίλη διατομή (ή συγκολλητή κιβωτιοειδής διατομή ενιαίου πάχους) εκτεθειμένη από όλες τις πλευρές:</p> <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>Διατομή διπλού ταυ με πέλαμα εκτεθειμένο από τρεις πλευρές:</p> $A_m/V = (b + 2t_r)/(bt_r)$ <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t_r$</p> 	<p>Συγκολλητή κιβωτιοειδής διατομή εκτεθειμένη στην πυρκαγιά από όλες τις πλευρές:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{εμβαδόν διατομής}}$ <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>Διατομή γωνιακού εκτεθειμένη από όλες τις πλευρές:</p> $A_m/V = 2/t$ 	<p>Διατομή διπλού ταυ με κιβωτιοειδή ενίσχυση εκτεθειμένη από όλες τις πλευρές:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{εμβαδόν διατομής}}$ 
<p>Επίπεδο έλασμα εκτεθειμένο από όλες τις πλευρές:</p> $A_m/V = 2(b+t)/(bt)$ <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 2/t$</p> 	<p>Επίπεδο έλασμα εκτεθειμένο από τρεις πλευρές:</p> $A_m/V = (b + 2t)/(bt)$ <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 


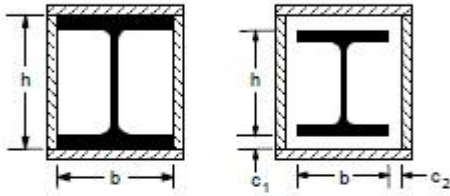
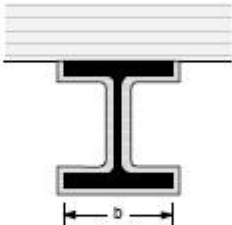
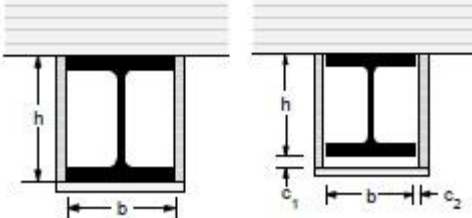
Πίνακας 4.5: Συντελεστής διατομής A_m/V για μη προστατευμένα μέλη.

Στην περίπτωση που έχουμε μονωμένο μέλος, ο δείκτης πυραντίστασης προσδιορίζεται ,είτε μέσω πινακοποιημένων αποτελεσμάτων ανάλογα με το βαθμό μόνωσης του μέλους (λόγος d/λ), είτε μέσω αποτελεσμάτων που δίδονται από κατασκευαστές υλικών προστασίας. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για λόγο ίσο με 0.05.

$d_i / \lambda_i = 0,05$ $\left[\frac{\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}}{\text{W}} \right]$		Συντελεστής διατομής A_p/V (m^{-1})										
χρόνος t [min]	θερμο- κρασία αέρα v_i [$^\circ\text{C}$]	10	20	30	50	100	150	200	250	300	350	400
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
15	739	40	60	78	114	193	259	315	363	403	439	469
30	842	68	112	153	226	368	467	540	595	636	669	695
45	902	98	167	228	330	505	612	683	732	767	792	811
60	945	129	221	298	421	611	716	780	821	849	868	882
75	979	160	273	363	499	694	793	850	884	906	921	931
90	1006	191	322	423	568	762	853	902	931	948	960	968
105	1029	222	368	477	628	817	901	943	967	981	991	997
120	1049	251	411	527	680	864	940	977	997	1009	1016	1021

Πίνακας 4.6:Μεταβολή της θερμοκρασίας μονωμένου μέλους

Ο συντελεστής της μη μονωμένης διατομής λαμβάνεται από τον ακόλουθο πίνακα:

Σχήμα	Περιγραφή	Συντελεστής διατομής (A_p/V)
	Περιμετρικό περίβλημα σταθερού πάχους	$\frac{\text{Περίμετρος χάλυβα}}{\text{Εμβαδόν διατομής χάλυβα}}$
	Ορθογωνικός εγκιβωτισμός ενιαίου πάχους) ¹	$\frac{2(b+h)}{\text{Εμβαδόν διατομής χάλυβα}}$
	Περιμετρικό περίβλημα ενιαίου πάχους εκτεθειμένο στην πυρκαγιά από τρεις πλευρές	$\frac{\text{Περίμετρος χάλυβα} - b}{\text{εμβαδόν διατομής χάλυβα}}$
	Ορθογωνικός εγκιβωτισμός ενιαίου πάχους εκτεθειμένος από τρεις πλευρές) ¹	$\frac{2h+b}{\text{εμβαδόν διατομής χάλυβα}}$

¹⁾ Οι αποστάσεις c_1 και c_2 δεν πρέπει κανονικά να υπερβαίνουν το $h/4$

Πίνακας 4.7: Συντελεστής διατομής A_p / V για μέλη από χάλυβα με υλικά προστασίας έναντι πυρκαγιάς.

6). Έλεγχος επάρκειας του μέλους

Ο έλεγχος επάρκειας ενός μέλους μπορεί να γίνεται σε όρους χρόνου, θερμοκρασίας ή εντατικών μεγεθών. Θα πρέπει να αποδεικνύεται ότι ο διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης είναι τουλάχιστον ίσος με τον απαιτούμενο, είτε ότι η θερμοκρασία που το μέλος έχει αποκτήσει είναι μικρότερη της κρίσιμης, είτε ότι μετά στο χρόνο t από την έναρξη της πυρκαγιάς τα δρώντα εντατικά μεγέθη καλύπτονται από τις διατιθέμενες αντοχές.

4.2 Υπολογισμός πυροπροστασίας μελών με βάση την πρότυπη καμπύλη θερμοκρασίας-χρόνου (καμπύλη ISO).

4.2.1.1 Σχεδιασμός θλιβόμενου στοιχείου έναντι πυρκαγιάς

Υποσύλωμα διατομής HEA550, **τελευταίου ορόφου**, από χάλυβα S235 και ύψους 3,00m.

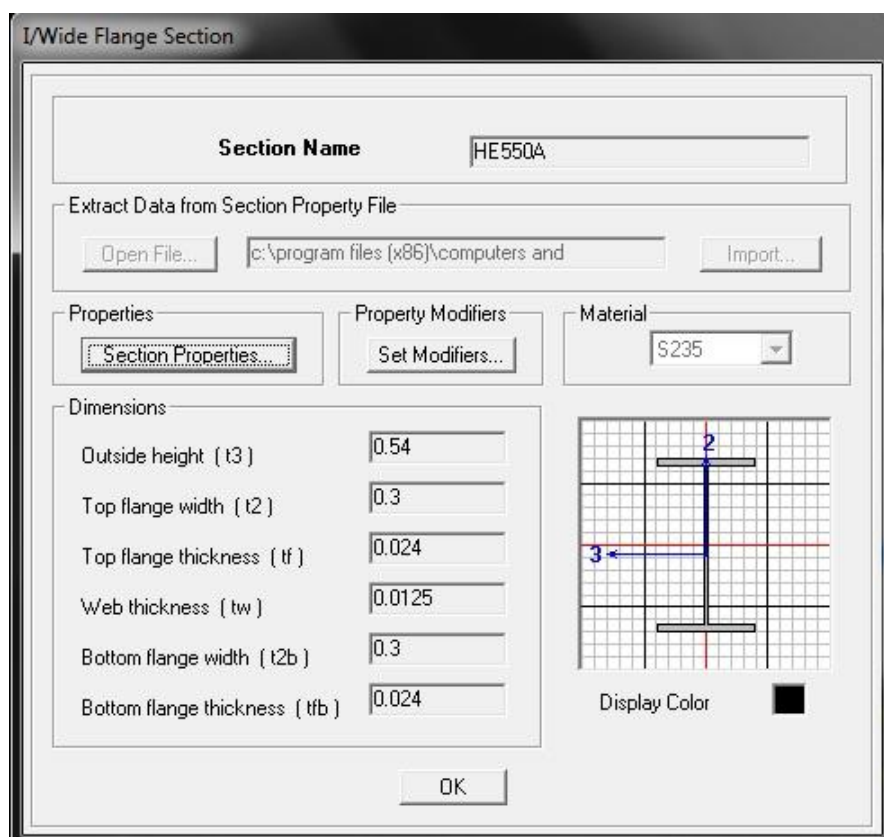
Χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος :

$$A=0.0212\text{m}^2$$

$$W_{pl}=4.62\cdot 10^{-3}\text{m}^3$$

$$I_y=1.12\cdot 10^{-3}\text{m}^4$$

$$f_y=235000\text{kN/m}^2$$



Εικόνα 4.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος HEA550.

Η περίμετρος της διατομής είναι:

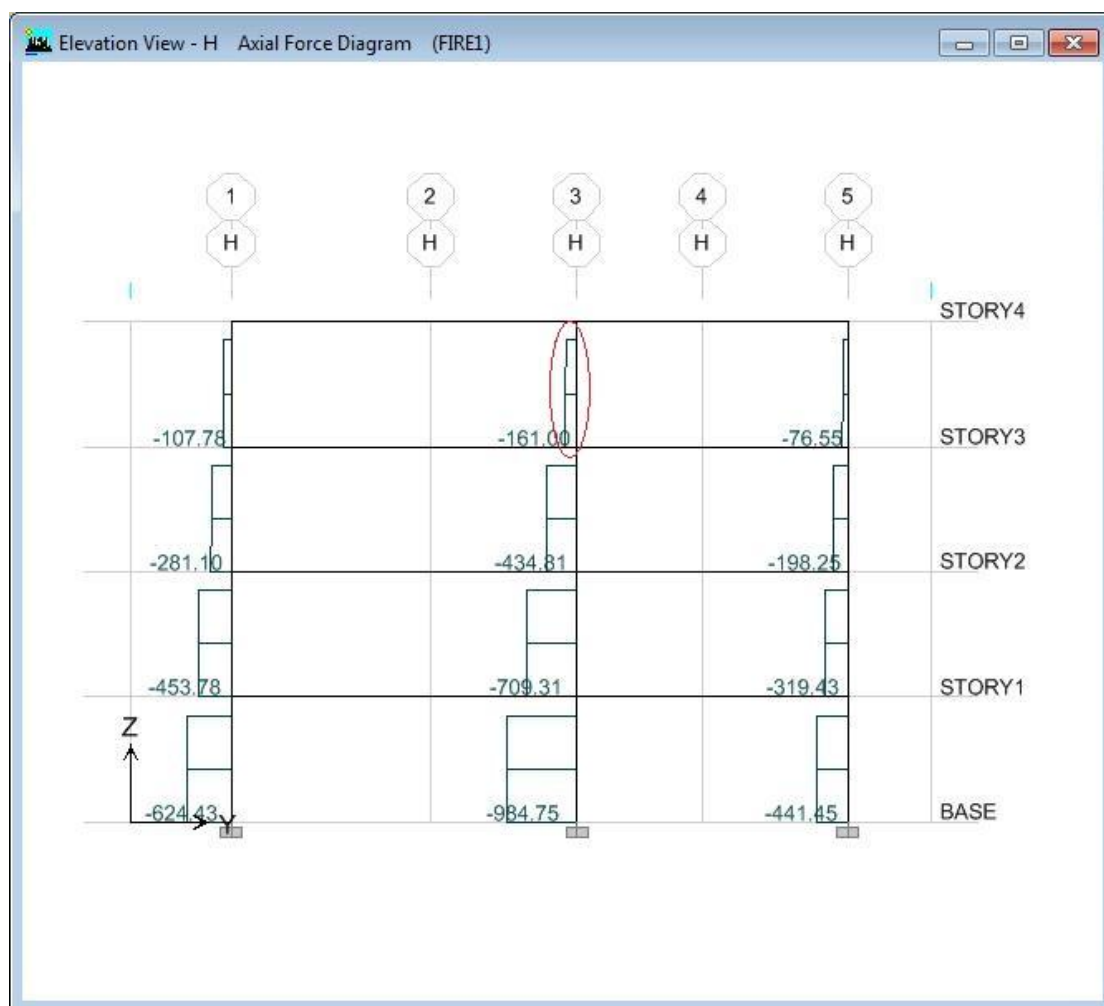
$$S=4b-2t_w+4t_f+2h_i=4\cdot 0.30-2\cdot 0.0125+4\cdot 0.024+2\cdot 0.492=2.255\text{m}$$

Θλιπτικό φορτίο σε συνθήκες πυρκαγιάς:

$$\gamma_{G,A}=1.0$$

$\psi_{11}=0.3$ (ελήφθη από το Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3 για κινητά φορτία σε κατοικίες)

$$N_{fi, sd} = \gamma_{G,A} \cdot N_g + \psi_{11} \cdot N_p = 161.00 \text{ kN}$$



Εικόνα 4.3: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων για τον συνδυασμό δράσεων στη θερμή κατάσταση.

Το μήκος λυγισμού για περίπτωση αμετάθετου πλαισίου και υποστυλώμα του ανώτερου ορόφου, λαμβάνεται ίσο προς

$$l_{fi} = 0,70L = 0,70 \cdot 3,0 = 2,1\text{m}$$

Επομένως, η λυγηρότητα του υποστυλώματος θα είναι:

$$\lambda = l_{fi} / i_z = 2,1\text{m} / 0,0715\text{m} = 29,37$$

και η ανηγμένη λυγηρότητα του υποστυλώματος προκύπτει:

$$\lambda_{cr} = \frac{\lambda}{\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = \frac{29,37}{\pi \sqrt{\frac{210000}{235}}} = 0,313$$

Συνεπώς, ο συντελεστής διατομής από τον Πίνακα 4.5 προκύπτει:

$$A_m / V = S / A = 2,255 / 0,0212 = 106,37\text{m}^{-1}$$

Με χρήση της πρότυπης καμπύλης ISO θερμοκρασίας-χρόνου και με γραμμική παρεμβολή, για δείκτη πυραντίστασης $t=30\text{min}$:

$$\theta_s = 785^\circ\text{C}$$

και ο αντίστοιχος μειωτικός συντελεστής θα είναι:

$$k_{y\theta}=0.128$$

και η τάση διαρροής του υλικού στη θερμοκρασία αυτή είναι: $f_{y\theta}=k_{y\theta} \cdot f_y=30.08\text{Mpa}$

Ο μειωτικός συντελεστής για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής προσδιορίζεται από τον πίνακα 4.3: $k_{E,\theta}=0.096$.

Συνεπώς, η ανηγμένη λυγηρότητα για αυτή τη θερμοκρασία θα είναι:

$$\lambda_{\theta a} = \lambda_a \cdot [k_{y\theta}/k_{E\theta}]^{0.5} = 0.361$$

$$\text{και } a = 0.65[235/f_y]^{0.5} = 0.65$$

τέλος, για την εύρεση του μειωτικού συντελεστή χ_{fi} υπολογίζεται πρώτα η

$$\varphi = 0.5[1 + a \lambda_{\theta a} + \lambda_{\theta a}^2] = 0.682$$

$$\text{και με χρήση της } \varphi \text{ έχουμε: } \chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \lambda_{\theta}^2}} = 0.843$$

Επομένως, η αντοχή σχεδιασμού έναντι λυγισμού θα είναι:

$$N_{bfiTRd} = \chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y\theta} \cdot f_y / \gamma_{Mfi} = 537.58\text{kN}$$

Παρατηρούμε, ότι για τις συγκεκριμένες συνθήκες το υποστύλωμα **επαρκεί** χωρίς να χρειάζεται να μονωθεί.

4.2.1.2 Σχεδιασμός υποστυλώματος ενδιάμεσου ορόφου έναντι πυρκαγιάς

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής HEA550 είναι τα ίδια με προηγουμένως. Στην προκειμένη περίπτωση αλλάζει το μήκος λυγισμού και το θλιπτικό φορτίο.

Υποστύλωμα **πρώτου** ορόφου :

$$N_{fi, sd} = 709.31\text{kN}$$

Το μήκος λυγισμού για περίπτωση αμετάθετου πλαισίου και υποστύλωμα σε ενδιάμεσο όροφο, λαμβάνεται ίσο προς :

$$l_{fi} = 0.50L = 0.50 \cdot 3.0 = 1.5$$

Η λυγηρότητα του υποστυλώματος είναι : $\lambda = l_{fi}/i_z = 1.5/0.0715 = 20.98$

Η ανηγμένη λυγηρότητα του υποστυλώματος προκύπτει :

$$\lambda_{\alpha} = \frac{\lambda}{\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = \frac{20.98}{\pi \sqrt{\frac{210000}{235}}} = 0.223$$

Συνεπώς, η ανηγμένη λυγηρότητα για τη θερμοκρασία $\theta_s=785^{\circ}\text{C}$ είναι :

$$\lambda_{\theta s} = \lambda_{\alpha} \cdot [k_{y\theta} / k_{E\theta}]^{0.5} = 0.257$$

$$\alpha = 0.65$$

$$\varphi = 0.616$$

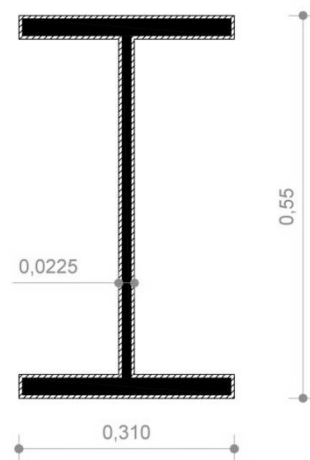
$$\chi_{fi} = 0.851$$

Επομένως η αντοχή έναντι λυγισμού θα είναι : $N_{bfitRd} = \chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y\theta} \cdot f_y / \gamma_{Mfi} = 542.72 \text{ kN} < N_{sd}$

Άρα η διατομή δεν επαρκεί χωρίς μόνωση.

4.2.1.2.1 Προσθήκη μόνωσης λόγω ανεπάρκειας μέλους

Θα πρέπει να γίνει μόνωση της διατομής του υποστυλώματος με περίβλημα σταθερού πάχους. Επιλέγουμε περιμετρικό περίβλημα σταθερού πάχους 0.005m.



Σχήμα 4.1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά μονωμένου μέλους.

Επομένως προκύπτει ο λόγος :

$$A_p / V = 2.295 / 0.0319 = 71.94 \text{ m}^{-1}$$

Επιλέγεται ακόμα βαθμός μόνωσης $d/\lambda = 0.05$ όπου d το πάχος της μόνωσης και λ ο συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας.

$$\lambda = 0.10 \text{ W/mK (Εκτοξευόμενες ορυκτές ίνες)}$$

$$d = 0.005 \text{ m}$$

Για $t=30 \text{ min}$ και $d/\lambda = 0.05$ από τον Πίνακα 4.6 ,προκύπτει η θερμοκρασία του χάλυβα: $\theta_s = 288^{\circ}\text{C}$

και ο αντίστοιχος μειωτικός συντελεστής θα είναι:

$$k_{y\theta}=1.0$$

Η τάση διαρροής του υλικού στη θερμοκρασία αυτή είναι : $f_{y\theta}=k_{y\theta} \cdot f_y=235\text{Μpa}$

Ο μειωτικός συντελεστής για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής θα είναι:

$$k_{E\theta}=0.812$$

Επομένως, έχουμε :

$$\lambda_{\theta a}=0.247$$

$$\varphi=0.611$$

$$\chi_{fi}=0.855$$

Συνεπώς, $N_{bfitRd} = \chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y\theta} \cdot f_y / \gamma_{Mfi} = 6409.5 \text{ kN} > N_{sd}$

Θα μπορούσαμε να απομειώσουμε περισσότερο το περίβλημα, καθώς παρατηρούμε ότι η διατομή υπεραντέχει έναντι πυρκαγιάς.

4.2.1.3 Σχεδιασμός δοκού έναντι πυρκαγιάς.

Σύμμικτη δοκός τύπου IPE450, ανοίγματος $L=11.45\text{m}$, $1^{\text{ου}}$ ορόφου από χάλυβα S235.

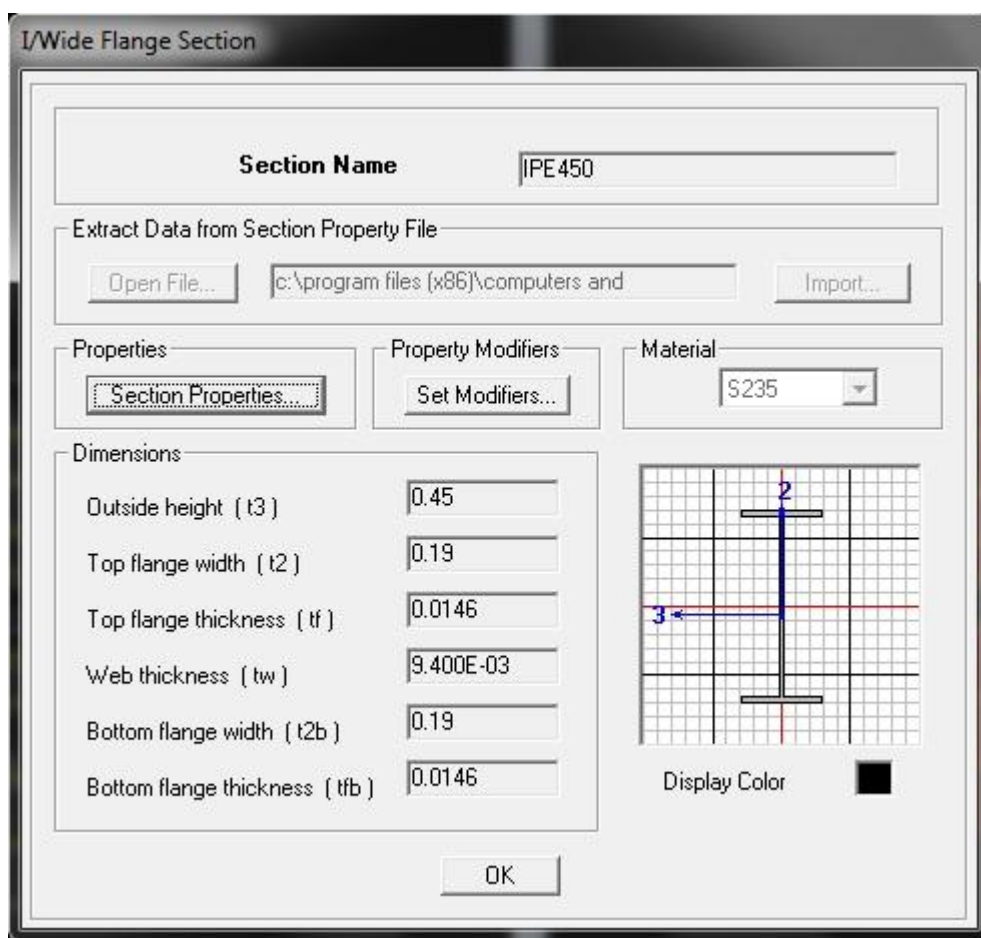
Χαρακτηριστικά διατομής IPE450:

$$A=0.009882\text{m}^2$$

$$W_{pl}=1.702*10^{-3}\text{m}^3$$

$$I_y=0.34*10^{-3}\text{m}^4$$

$$f_y=235000\text{kN/m}^2$$



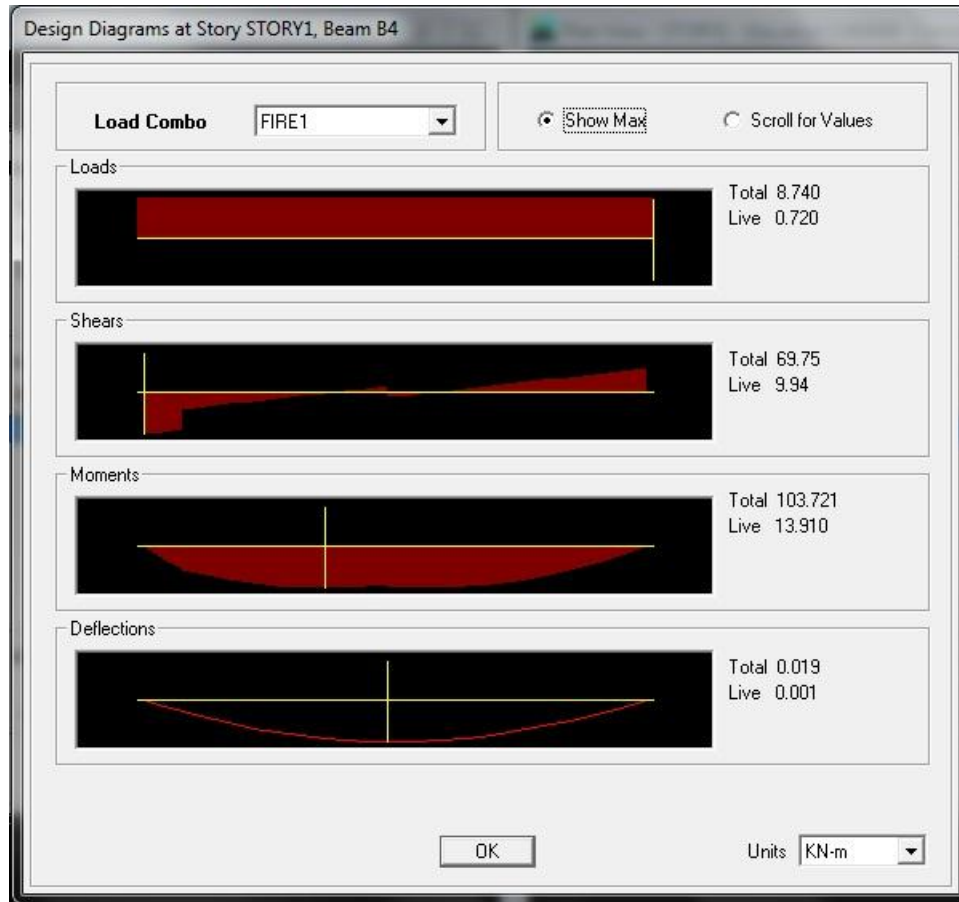
Εικόνα 4.4:Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής IPE450.

Η φωτιά θεωρείται τυχηματική δράση, όπως αναφέρθηκε πιο πάνω και το εγκάρσιο φορτίο προκύπτει από τον παρακάτω συνδυασμό:

$$q_{fi} = \gamma_{G,A} * G + \psi_{11} * Q$$

$\psi_{11}=0.3$ (όπως ελήφθη από το Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3)

Μετά από ανάλυση για τον συγκεκριμένο συνδυασμό με τη βοήθεια του προγράμματος Etabs, προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα:



Εικόνα 4.5:Ανάλυση δοκού για συνδυασμό G+0.3Q.

Δρώσα ροπή σε συνθήκες φωτιάς: $M_{fi}=103.721\text{kN/m}$

Αντοχή της δοκού σε κάμψη (διατομή κατηγορίας 1):

$$M_{Rd}=W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}=399.97 \text{ kNm}$$

Η θερμοκρασία αστοχίας (κρίσιμη θερμοκρασία) θα προσδιοριστεί εξισώνοντας την αντοχή της δοκού στη θερμοκρασία αυτή προς τη δρώσα ροπή:

$$M_{fi,t,Rd}=M_{Rd}$$

Όπου,

$$M_{fi,\theta,Rd}=k_{y,\theta} [\gamma_{M1}/\gamma_{M,fi}] M_{Rd}$$

$$M_{fi,t,Rd}= M_{fi,\theta,Rd}/\kappa_1\kappa_2 \text{ με } \gamma_{M1}=1.10 \text{ και } \gamma_{M,fi}=1.00$$

$\kappa_1=0.70$ επειδή η δοκός εκτίθεται στη φωτιά από τρεις πλευρές της (EC3 part1,2) και

$$\kappa_2=1.00$$

Επομένως, η πιο πάνω εξίσωση γράφεται:

$$103.721=k_{y,\theta} \cdot [1.10/1.00] \cdot 399.97 / (0.7 \cdot 1.0)$$

$$k_{y,\theta}=0.165$$

Από τον πίνακα 4.3 (πιν.3.1 του EC3/1.2) προκύπτει $\theta_{a,cr}=754^{\circ}\text{C}$.

Περίμετρος διατομής σε επαφή με τον αέρα : $S=2b-t_w+2t_f+2h_i=2*0.19-0.0094+2*0.0146+2*0.421=1.2418\text{m}$

Επομένως, ο συντελεστής διατομής θα είναι:

$$A_m/V=1.2418/0.009882=125.66\text{m}^{-1}$$

και από τον πίνακα 4.4 προσδιορίζεται ο διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης $t_{διατ}=30\text{min}=t_{απ}$ οπότε και η διατομή μας είναι **επαρκής** έναντι πυρκαγιάς.

4.3 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας σε συνθήκες πυρκαγιάς.

Οι σύμμικτες πλάκες πρέπει εν γένει να ικανοποιούν τα κριτήρια φέρουσας ικανότητας R και μονωτικής ικανότητας I. Ο σχεδιασμός γίνεται βάσει του Ευρωκώδικα 4, Part 1,2 ,Annex B.

4.3.1.1 Κριτήριο μονωτικής ικανότητας I

Για να ικανοποιείται το κριτήριο μονωτικής ικανότητας, η σύμμικτη πλάκα πρέπει να έχει χαρακτηριστικά και διαστάσεις τέτοια που να παρεμποδίζουν, για το χρονικό διάστημα που ορίζει ο απαιτούμενος δείκτης πυραντίστασης, τη μετάδοση της πυρκαγιάς στον ανώτερο όροφο. Πιο συγκεκριμένα γίνεται σύγκριση μεταξύ του ενεργού πάχους της πλάκας με το ελάχιστο επιτρεπόμενο ενεργό πάχος σύμφωνα με τον EC4, ως συνάρτηση του απαιτούμενου χρόνου πυραντίστασης.

Το ενεργό πάχος h_{eff} σύμμικτης πλάκας χωρίς μόνωση μεταξύ πλάκας και επιχρίσματος υπολογίζεται με βάση την παρακάτω διαδικασία:

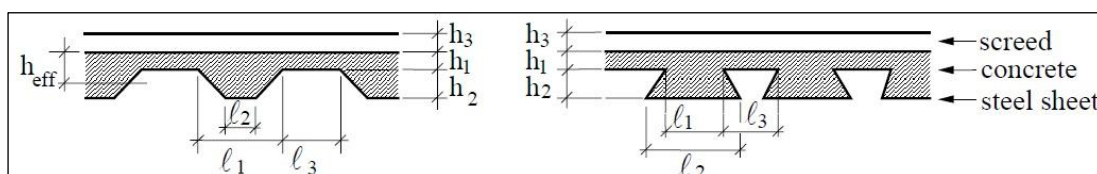
- Για $h_2/h_1 \leq 1,5$ και $h_1 > 50\text{mm}$

$$h_{eff} = h_1 + 0.5 h_2 (l_1 + l_2)/(l_1 + l_3)$$

- Για $h_2/h_1 > 1,5$ και $h_1 > 50\text{mm}$

$$h_{eff} = h_1 [1 + 0.75 (l_1 + l_2)/(l_1 + l_3)]$$

όπου h_1 , h_2 , h_3 προσδιορίζονται από το παρακάτω σχήμα ανάλογα με το είδος του χαλυβδόφυλλου που χρησιμοποιείται:



Εικόνα 4.6: Συμβολισμοί σύμμικτων πλάκων.

Στην παρούσα κατασκευή χρησιμοποιήθηκε, όπως έχει αναφερθεί και προηγουμένως, τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο Symdeck73 με $h_1=120\text{mm}$, $h_2=73\text{mm}$, $h_3=30\text{mm}$, $l_1=95.5\text{mm}$, $l_2=50\text{mm}$, $l_3=92.0\text{mm}$.

Οι παραπάνω διαστάσεις πληρούν τα όρια που δίνονται από τον παρακάτω πίνακα για τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα σύμφωνα με τον EC4 Part 1,2.

για τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα		
$80,0 \leq l_1 \leq$		$155,0 \text{ mm}$
$32,0 \leq l_2 \leq$		$132,0 \text{ mm}$
$40,0 \leq l_3 \leq$		$115,0 \text{ mm}$
$50,0 \leq h_1 \leq$		$125,0 \text{ mm}$

Πίνακας 4.8: Όρια διαστάσεων για τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα

Για $h_1 = 120\text{mm} > 50\text{mm}$ και $h_2/h_1 = 0.6083 < 1.5$ ενεργό πάχος θα είναι :

$$h_{\text{eff}} = 120 + 0.5 \cdot 73(95.5+50)/(95.5+92) = 148.32\text{mm}$$

Σύμφωνα με τον Πίνακα 3.18:

Πρότυπη αντοχή έναντι πυρκαγιάς		Ελάχιστο ενεργό πάχος	
		$h_{\text{eff}}[\text{mm}]$	
R 30	30	60	$-h_3$
R 60	60	80	$-h_3$
R 90	90	100	$-h_3$
R 120	120	120	$-h_3$
R 180	180	150	$-h_3$
R 240		175	$-h_3$

Πίνακας 4.9:Ελάχιστο ενεργό πάχος σύμμικτων πλακών.

Για αντοχή έναντι πυρκαγιάς R60

$$h_{\text{eff}} \geq \min h_{\text{eff}} = 80-h_3=50\text{mm}$$

$$h_{\text{eff}} = 148\text{mm} > 50\text{mm}$$

Το κριτήριο I θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν η μέση θερμοκρασία της πλάκας δεν υπερβαίνει τους 180°C και η ανώτερη θερμοκρασία στην ανώτερη επιφάνειά της τους 140°C , οπότε θεωρείται ότι δεν μπορεί να προκληθεί ανάφλεξη υλικών στον ανώτερο όροφο. Οι απαιτήσεις αυτές μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιούνται εάν ο χρόνος είναι μεγαλύτερος του απαιτούμενου δείκτη πυραντίστασης.(EC4,Part 1,2 – Annex B, B1)

$$t_i = \alpha_0 + \alpha_1 h_1 + \alpha_2 \Phi + \alpha_3 \frac{A}{L_r} + \alpha_4 \frac{1}{l_3} + \alpha_5 \frac{A}{L_r} \frac{1}{l_3}$$

Όπου:

ο συντελεστής γεωμετρίας νευρώσεων προσδιορίζεται ως εξής:

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}} = \frac{73 \cdot \left(\frac{95.5 + 50.0}{2} \right)}{50 + 2 \sqrt{73^2 + \left(\frac{95.5 - 50.0}{2} \right)^2}} = 26.17 \text{ mm}$$

και ο συντελεστής όψης του άνω πέλματος ως:

$$\Phi = \frac{\left(\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right)}{l_3} = 0.647$$

Από τον παρακάτω πίνακα για σκυρόδεμα με συνήθη αδρανή παίρνουμε τους συντελεστές a_i :

	a_0 [min]	a_1 [min/mm]	a_2 [min]	a_3 [min/mm]	a_4 [mm min]	a_5 [min]
Normal weight concrete	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0
Light weight concrete	-79,2	2,18	-2,44	0,56	-542	52,3

Πίνακας 4.10: Συντελεστές για τον προσδιορισμό της αντοχής έναντι πυρκαγιάς με βάση την θερμική μόνωση.

Άρα, $t_i = 163.35 \text{ min} > 60 \text{ min}$.

4.3.1.2 Κριτήριο φέρουσας ικανότητας R

Ο έλεγχος ικανοποίησης του κριτηρίου φέρουσας ικανότητας γίνεται με βάση την ανίσωση $M_{fi, sd} \leq M_{fi, Rd}$ για τον απαιτούμενο χρόνο πυραντίστασης t .

$M_{fi, sd}$ = δρώσα ροπή για τον τυχαματικό συνδυασμό δράσεων $S_{fi, d, t} = \gamma_G G_k + \gamma_Q \psi_2 Q_k$

$M_{fi, Rd}$ = ροπή αντοχής της πλάκας στη θερμή κατάσταση.

Από τη στατική επίλυση προσδιορίζεται η δρώσα ροπή $M_{fi, sd} = 6.39 \text{ kNm} = 639 \text{ kNcm}$

1) Υπολογισμός της θετικής καμπτικής ροπής αντοχής $M_{fi, Rd}$:

Οι ροπές αντοχής προσδιορίζονται πάνω στις εξής αρχές:

- η συμβολή των χαλυβδόφυλλων στην αντοχή αγνοείται,
- το σκυρόδεμα θεωρείται ότι βρίσκεται σε ψυχρή κατάσταση, οπότε η θλιπτική αντοχή του f_{cd} είναι η ίδια αυτής των 20°C , αλλά με επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_c = 1.3$,

- ο οπλισμός της πλάκας βρίσκεται σε θερμή κατάσταση, οπότε η αντοχή του είναι μειωμένη.

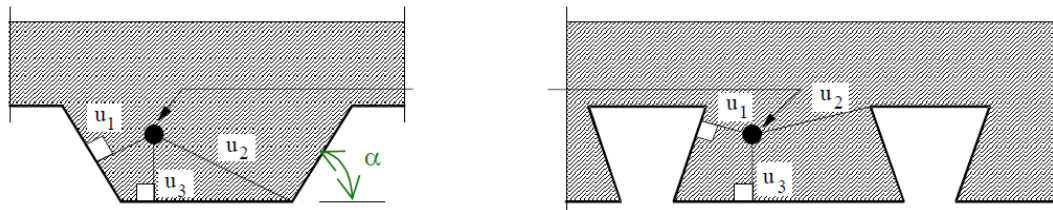
Η θερμοκρασία του οπλισμού εξαρτάται από την επικάλυψή του από το σκυρόδεμα και από τον απαιτούμενο χρόνο πυραντίστασης. Η θερμοκρασία ράβδων οπλισμού μέσα στη νευρώση δίνεται από τη σχέση:

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} \right) + c_2 z + \left(c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + c_4 \alpha + \left(c_5 \cdot \frac{1}{l_r} \right)$$

Οι συντελεστές c_i για σκυρόδεμα με συνήθη αδρανή και R60 δίνονται από τον παρακάτω πίνακα:

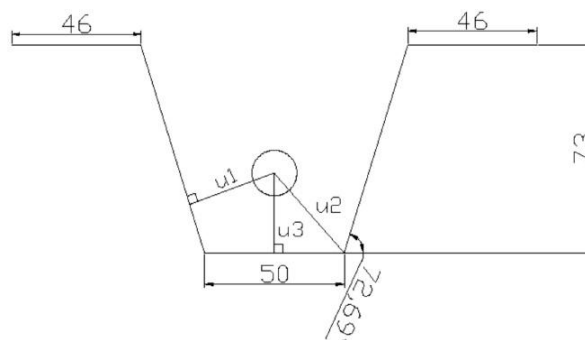
Concrete	Fire resistance [min]	c_0 [°C]	c_1 [°C]	c_2 [°C].mm ^{0.5}	c_3 [°C].mm	c_4 [°C/°]	c_5 [°C].mm
Normal weight concrete	60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326
Light weight concrete	30	809	-135	-243	-0,70	0,48	-315
	60	1336	-242	-292	-6,11	1,63	-900
	90	1381	-240	-269	-5,46	2,24	-918
	120	1397	-230	-253	-4,44	2,47	-906

Πίνακας 4.11: Συντελεστές για τον προσδιορισμό των θερμοκρασιών των ράβδων οπλισμού στη νευρώση.



Εικόνα 4.7: Γεωμετρική θέση ράβδου οπλισμού.

Επειδή το χαλυβδόφυλλο ως μη προστατευμένο μέλος, θεωρείται ότι σε συνθήκες πυρκαγιάς χάνει την αντοχή του και καθίσταται ανενεργό, τοποθετείται παράλληλα στις νευρώσεις και μεταξύ αυτών μια ράβδος οπλισμού Φ12 με καθαρή απόσταση από το χαλυβδόφυλλο 20mm. Η γεωμετρία του χαλυβδόφυλλου απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα:



Από τη γεωμετρία του χαλυβδόφυλλου υπολογίζονται:

$$a = 72.69^0$$

$$u_3 = 20\text{mm}$$

$$u_1 = 31.604\text{mm}$$

$$u_2 = 36.070\text{mm}$$

Επομένως:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} = 0.178 + 0.167 + 0.224 = 0.569$$

Άρα $z = 1.757$ και αντικαθιστώντας στη παραπάνω σχέση υπολογίζουμε το θ_s :

$$\theta_s = 1191 - 250 \cdot (20 / 73) - 240 \cdot 1.757 - 5.01 \cdot 26.17 - 1.04 \cdot 72.69 - 925 \cdot (1 / 92) = 484 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Από τις παραπάνω θερμοκρασίες και από τους: πίνακα **4.4** (Μειωτικοί συντελεστές για τη σχέση τάσεως-παραμορφώσεως του χάλυβα σε υψηλές θερμοκρασίες) βρίσκουμε τους συντελεστές $k_{y,\theta}$ και από τον παρακάτω πίνακα τους συντελεστές $k_{c,\theta}$ (**πίνακας 4.12**)

Θερμοκρασία σκυροδέματος θ_c [$^\circ\text{C}$]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$
	NC	LC	NC
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1000	0,04	0,16	25,0
1100	0,01	0,04	25,0
1200	0	0	-

Πίνακας 4.12: Τιμές για τις δύο κύριες παραμέτρους των σχέσεων τάσης-παραμόρφωσης του σκυροδέματος κανονικών αδρανών (NC) και του σκυροδέματος ελαφρών αδρανών (LC) σε υψηλές θερμοκρασίες.

Θεωρούμε ότι ο ουδέτερος άξονας είναι πάνω από τα χαλυβδόφυλλα και υπολογίζεται με βάση τη σχέση :

$$\sum_{i=1}^n A_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,\text{fi},\alpha}} \right) + \alpha_{\text{slab}} \sum_{j=1}^m A_j \cdot k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,\text{fi},c}} \right) = 0$$

Επομένως,

$$z_{\text{pl}} = \frac{k_{y,\theta} \cdot A_s \cdot f_{yk}}{k_{c,\theta} \cdot a_{\text{slab}} \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{0.815 \cdot 1.131 \cdot 50}{1 \cdot 0.85 \cdot (\ell_1 + \ell_3) \cdot 18.75 \cdot 1.31} = 2.21 \text{cm}$$

και άρα:

$$M_{\text{fi,Rd}} = A_s \cdot f_{yk} \cdot k_{y,\theta} \cdot z_s + a_{\text{slab}} \cdot A_c \cdot z_c \cdot k_{c,\theta} \cdot f_{cd} = 1082.46 \text{kNcm} / 18.75 \text{cm} = 5.77 \text{kNm} / \text{m}$$

$$M_{\text{fi,Rd}} > M_{\text{fi,sd}}$$

2) Υπολογισμός της αρνητικής καμπτικής ροπής αντοχής $M_{\text{fi,Rd-}}$:

Οι ροπές αντοχής προσδιορίζονται πάνω στις εξής αρχές:

- η συμβολή των χαλυβδοφύλλων στην αντοχή αγνοείται,
- το σκυρόδεμα και ο οπλισμός βρίσκονται σε θερμή κατάσταση.

Η αρνητική ροπή αντοχής σε κάμψη πλάκας υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη μία μειωμένη διατομή. Τα τμήματα της διατομής, με θερμοκρασίες μεγαλύτερες από μια συγκεκριμένη οριακή θερμοκρασία θ_{lim} , δε λαμβάνονται υπόψη. Η εναπομένουσα διατομή θεωρείται ως υπό συνθήκες θερμοκρασίας δωματίου.

Η οριακή θερμοκρασία θ_{lim} δίνεται με βάση το Annex B του EC4 από τον τύπο:

$$\theta_{\text{lim}} = d_0 + d_1 \cdot N_s + d_2 \cdot \frac{A}{L_r} + d_3 \cdot \Phi + d_4 \cdot \frac{1}{\ell_3}$$

όπου τους συντελεστές d_i τους παίρνουμε από τον παρακάτω πίνακα (για σκυρόδεμα με συνήθη αδρανή) :

Concrete	Fire resistance [min]	d_0 [°C]	d_1 [°C] · N	d_2 [°C] · mm	d_3 [°C]	d_4 [°C] · mm
Normal weight concrete	60	867	$-1,9 \cdot 10^{-4}$	-8,75	-123	-1378
	90	1055	$-2,2 \cdot 10^{-4}$	-9,91	-154	-1990
	120	1144	$-2,2 \cdot 10^{-4}$	-9,71	-166	-2155
Light weight concrete	30	524	$-1,6 \cdot 10^{-4}$	-3,43	-80	-392
	60	1030	$-2,6 \cdot 10^{-4}$	-10,95	-181	-1834
	90	1159	$-2,5 \cdot 10^{-4}$	-10,88	-208	-2233
	120	1213	$-2,5 \cdot 10^{-4}$	-10,09	-214	-2320

Πίνακας 4.13: Συντελεστές για τον προσδιορισμό της οριακής θερμοκρασίας περιορισμού.

$$N_s = A_s \cdot f_y$$

Έχουμε βάλει οπλισμό Φ8/20 επομένως $A_s = (187.5/200) \cdot (\pi \cdot 8^2)/4 = 47.12 \text{ mm}^2$

Άρα, $N_s = 47.12 \text{ mm}^2 \cdot 500 (\text{N/mm}^2) = 23.56 \text{ kN}$

Και επομένως $\theta_{\text{lim}} = 543^\circ \text{C}$

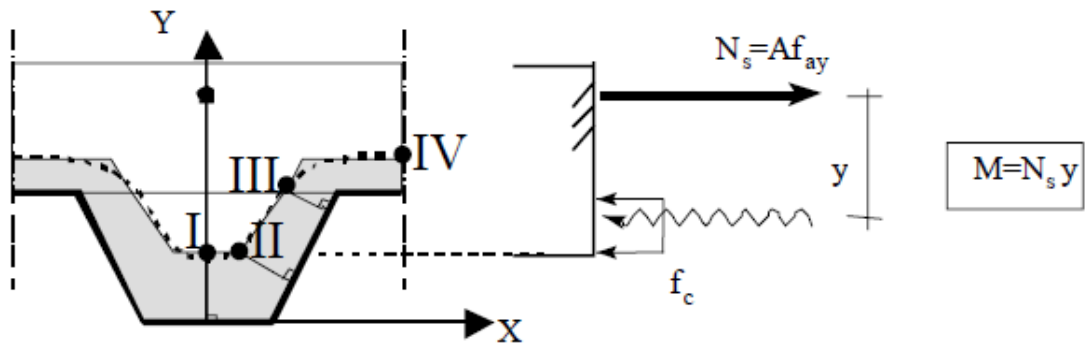
Προσδιορισμός της παραμέτρου z από την εξίσωση:

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} \right) + (c_2 \cdot z) + \left(c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \cdot \alpha) + \left(c_5 \cdot \frac{1}{\ell_3} \right)$$

Θεωρώντας σύμφωνα με τον EC4 $\theta_s = \theta_{\text{lim}}$ και $u_3/h_2 = 0.75$ έχουμε:

$$z = 1.645$$

Η εναπομένουσα διατομή θα είναι της μορφής:



και οι συντεταγμένες των τεσσάρων σημείων I έως IV δίδονται από τον πίνακα:

$X_I = 0$		
$Y_I = Y_{II} = \frac{1}{\left(\frac{1}{z} - \frac{4}{\sqrt{\ell_1 + \ell_3}} \right)^2}$		
$X_{II} = \frac{1}{2} \ell_2 + \frac{Y_I}{\sin \alpha} \cdot (\cos \alpha - 1)$		με: $\alpha = \arctan \left(\frac{2 h_2}{\ell_1 - \ell_2} \right)$
$X_{III} = \frac{1}{2} \ell_1 - \frac{b}{\sin \alpha}$		με: $a = \left(\frac{1}{z} - \frac{1}{\sqrt{h_2}} \right)^2 \ell_1 \sin \alpha$
$Y_{III} = h_2$		με: $b = \frac{1}{2} \ell_1 \sin \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a} \right)$
$X_{IV} = \frac{1}{2} \ell_1 + \frac{1}{2} \ell_3$		με: $c = -8 \left(1 + \sqrt{1 + a} \right); a \geq 8$
$Y_{IV} = h_2 + b$		με: $c = +8 \left(1 + \sqrt{1 + a} \right); a < 8$

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα υπολογίζονται οι συντεταγμένες:

$$Y_I = Y_{II} = \frac{1}{\left(\frac{1}{1.645} - \frac{4}{\sqrt{95.5 + 92}}\right)^2} = 10.021\text{mm}$$

$$X_{II} = \frac{1}{2} \cdot 50 + \frac{10.021}{\sin 72.69} \cdot (\cos 72.69 - 1) = 17.63\text{mm}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2 \cdot 73}{95.5 - 50}\right) = 72.69^\circ$$

$$a = \left(\frac{1}{1.645} - \frac{1}{\sqrt{73}}\right) \cdot 95.5 \cdot \sin 72.69 = 44.76$$

$$b = \frac{1}{2} \cdot 95.5 \cdot \sin 72.69 \left(1 - \frac{\sqrt{44.76^2 - 4 \cdot 44.76 - 62.117}}{44.76}\right) = 2.835$$

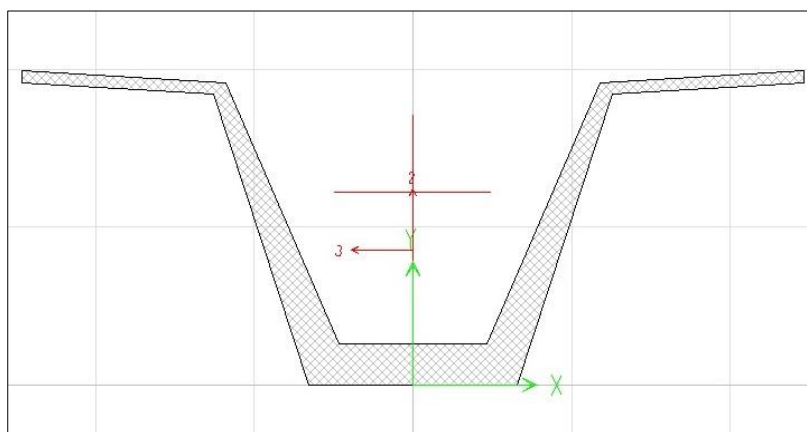
$$c = -8(1 + \sqrt{1 + a}) = -62.117$$

$$X_{III} = \frac{1}{2} \cdot 95.5 - \frac{2.835}{\sin 72.69} = 44.78\text{mm}$$

$$Y_{III} = 73\text{mm}$$

$$X_{IV} = \frac{1}{2} \cdot 95.5 + \frac{1}{2} \cdot 92 = 93.75\text{mm}$$

$$Y_{IV} = 73 + 2.835 = 75.835\text{mm}$$



Εικόνα 4.8: Εναπομένουσα διατομή.

Επομένως, $z_0 = 43.425\text{mm}$

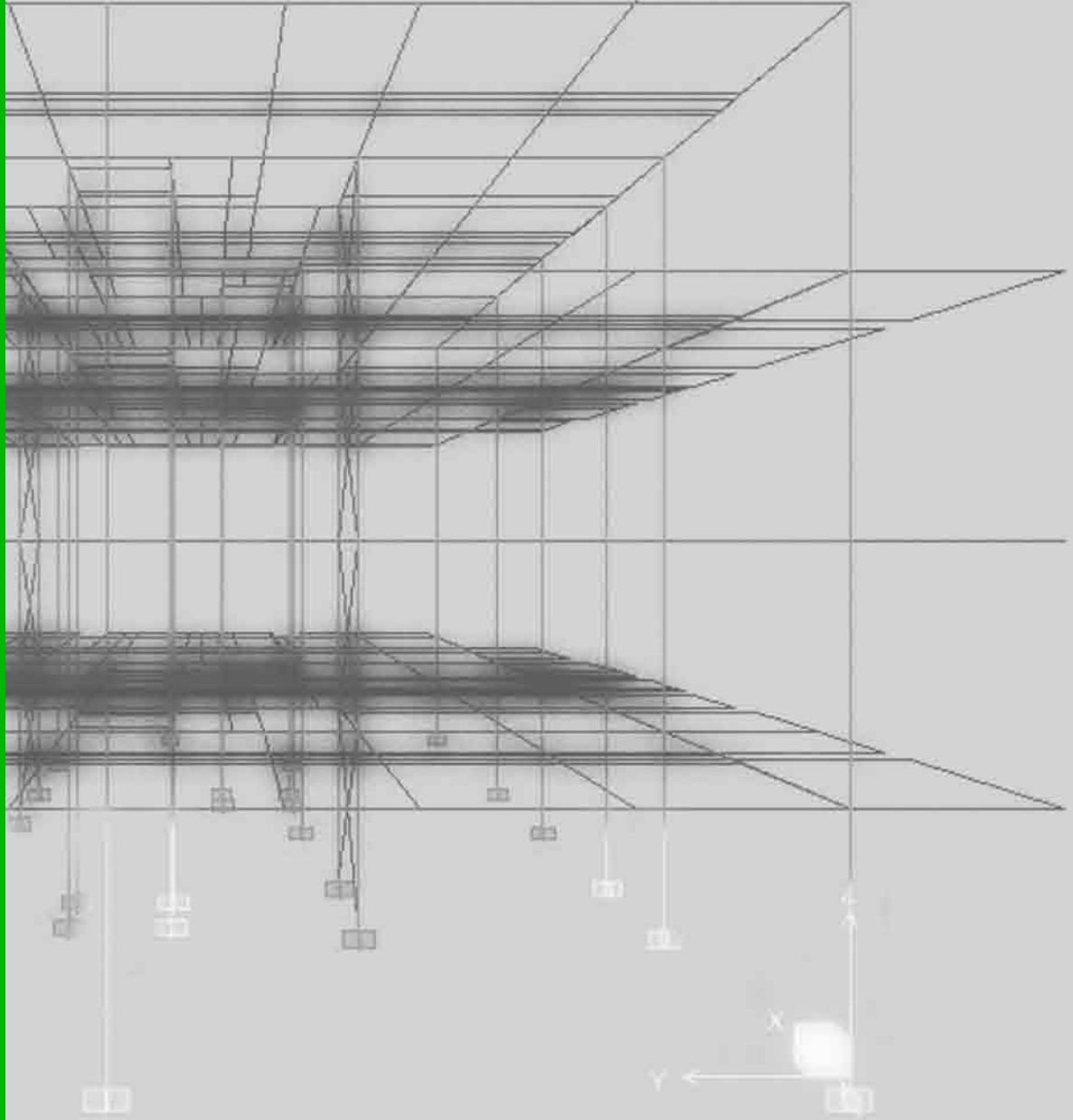
Και τελικά η αρνητική ροπή αντοχής θα είναι:

$$M^- = N_s \cdot y = 2.403\text{kNm} \text{ ή } 2.403/0.1875 = 12.816\text{kNm/m} > M_{sd}^-$$

Επομένως, η σύμμικτη πλάκα επαρκεί έναντι πυρκαγιάς.

**“Συγκριτική μελέτη κτιρίου απο
οπλισμένο σκυρόδεμα με σύμφικτο κτίριο”**

Δήμητρα Καραχάλιου



- 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ
- 2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
- 3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ-ΕΛΕΓΧΟΙ
- 4 ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ
- 5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία έγινε η μελέτη ενός σύμμικτου 3-όροφου κτιρίου βασισμένη στα αρχιτεκτονικά σχέδια ενός υπάρχοντος κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει η σύγκριση της μελέτης της σύμμικτης κατασκευής, με τη μελέτη που υπάρχει ήδη για το κτίριο αποσκοπώντας στη διεξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων.

Η σύγκριση θα γίνει λαμβάνοντας υπόψη τα παρακάτω κριτήρια:

- Απαιτούμενος χρόνος κατασκευής
- Κόστος κατασκευής
- Λειτουργικότητα κατασκευής

5.1 Σύγκριση των δύο κτιρίων

5.1.1 Απαιτούμενος χρόνος κατασκευής

Στη σύμμικτη κατασκευή εντοπίζονται πλεονεκτήματα όσον αφορά την μεγαλύτερη ταχύτητα κατασκευής σε σχέση με την ταχύτητα κατασκευής κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Στις σύμμικτες κατασκευές με συνήθη ανοίγματα, όπως και στη δική μας κατασκευή, δεν είναι απαραίτητη η χρήση ξυλότυπου. Το χαλυβδόφυλλο είναι αυτό που λειτουργεί στη φάση διάστρωσης ως ξυλότυπος. Αντίθετα, στο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα απαιτείται η χρήση ξυλότυπου. Αναμενόμενο επακόλουθο είναι ο χρόνος που απαιτείται για την ανέγερση να μειώνεται περίπου στο μισό για τη σύμμικτη κατασκευή.

Ο υψηλός βαθμός προκατασκευής των μελών της σύμμικτης κατασκευής, μετατρέπει το εργοτάξιο σε χώρο καθαρής συναρμογής με παράδοση την κατάλληλη χρονική στιγμή. Έτσι, ο απαιτούμενος χρόνος ανέγερσης της κατασκευής είναι σαφώς μικρότερος από τον αντίστοιχο χρόνο που απαιτείται για το συμβατικό κτίριο.

Επιπλέον, στη σύμμικτη κατασκευή, υπάρχει το άμεσο όφελος της απεξάρτησης της ανέγερσης από καιρικές συνθήκες, καθώς και το ότι τα χαλυβδόφυλλα αποτελούν μια σχετικά ασφαλή πλατφόρμα εργασίας προσφέροντας εύκολη και γρήγορη πρόσβαση στους εργάτες.

5.1.2 Κόστος Κατασκευής

Στην παράγραφο που ακολουθεί επιχειρείται η σύγκριση του κόστους των δύο κατασκευών με σκοπό την διεξαγωγή συμπερασμάτων για το ποιο είδος κατασκευής είναι οικονομικά συμφέρον.

Για το κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα έγινε χρήση του πίνακα προμέτρησης υλικών από την ήδη υπάρχουσα στατική μελέτη του φέροντος οργανισμού, όπως παρουσιάζονται στο παρακάτω πίνακα (στον πίνακα αυτόν δεν περιλαμβάνεται η στάθμη των θεμελίων):

ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ										
ΣΤΑΘΜΕΣ	ΔΟΚΟΙ		ΠΛΑΚΕΣ		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		ΕΜΒΑΔΟΝ	ΞΥΛΟΥΤΥΠΟΣ	ΣΥΝΟΛΟ	
	Fe	Beton	Fe	Beton	Fe	Beton	T.M.	T.M.	Fe	Beton
1	4.20	33.9	3.69	99.3	10.44	57.5	592	1232	18.33	190.7
2	4.21	33.9	3.69	99.3	6.86	46	592	1129	14.77	179.2
3	4.21	33.9	3.69	99.3	6.85	46	592	1129	14.75	179.2
4	2.97	26.9	3.13	59.8	6.34	46	474	999	12.45	132.6
ΣΥΝΟΛΟ	15.59	128.6	14.22	357.7	30.49	195.5	2251	4489	60.3	681.7

Πίνακας 5.1: Προμέτρηση υλικών κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα

ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ $681.7(m^3) \cdot 2.45(t/m^3) = 1670.165t$

Για το σύμμικτο κτίριο χρησιμοποιήθηκαν οι μετρήσεις των υλικών όπως υπολογίζονται από το πρόγραμμα Etabs και παρατίθενται στους παρακάτω πίνακες:

Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea	UnitWeight
STORY4	Column	S235	154.771	500.22	0.3094
STORY4	Beam	S235	252.316	500.22	0.5044
STORY4	Brace	S235	2.659	500.22	0.0053
STORY4	Floor	C20	1964.356	500.22	3.927
STORY4	Metal Deck	Fe320G	55.074	500.22	0.1101
STORY3	Column	S235	154.771	634.13	0.2441
STORY3	Beam	S235	252.316	634.13	0.3979
STORY3	Brace	S235	2.659	634.13	0.0042
STORY3	Floor	C20	2466.519	634.13	3.8896
STORY3	Metal Deck	Fe320G	55.074	634.13	0.0869
STORY2	Column	S235	154.771	634.13	0.2441
STORY2	Beam	S235	252.316	634.13	0.3979
STORY2	Brace	S235	2.659	634.13	0.0042
STORY2	Floor	C20	2466.519	634.13	3.8896
STORY2	Metal Deck	Fe320G	55.074	634.13	0.0869
STORY1	Column	S235	154.771	634.13	0.2441
STORY1	Beam	S235	252.316	634.13	0.3979
STORY1	Brace	S235	2.659	634.13	0.0042
STORY1	Floor	C20	2466.519	634.13	3.8896
STORY1	Metal Deck	Fe320G	55.074	634.13	0.0869
SUM	Column	S235	619.082	2402.61	0.2577
SUM	Beam	S235	1009.263	2402.61	0.4201
SUM	Brace	S235	10.638	2402.61	0.0044
SUM	Floor	C20	9363.913	2402.61	3.8974
SUM	Metal Deck	Fe320G	220.297	2402.61	0.0917
TOTAL	All	All	11223.193	2402.61	4.6712

Πίνακας 5.2: Προμέτρηση Υλικών ανά στάθμη.

Section	ElementType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
IPE300	Beam	52	284.391	119.093
IPE330	Beam	24	161.609	79.121
IPE360	Beam	20	155.35	88.315
IPE450	Beam	196	909	651.24
IPE600	Beam	12	63.2	71.493
TUBO-D133X4	Brace	16	83.6	10.638
HE550A	Column	124	372	619.082
DECK1	Floor			7857.426
DECK1	Metal Deck			220.297
SLAB15	Floor			1506.488

Πίνακας 5.3: Προμέτρηση Υλικών με βάση τις διατομές.

- Συνολικό βάρος σκυροδέματος : 954.84t
- Συνολικό βάρος χάλυβα : 189.26t
- ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ : 1144.10t

Ο υπολογισμός του συνολικού κόστους της κατασκευής από **οπλισμένο σκυρόδεμα** δίνεται από τη σχέση:

$$\text{ΚΟΣΤΟΣ} = (\text{συνολικά } m^3 \text{ οπλισμένου σκυροδέματος}) \times (\text{τιμή μονάδος}/m^3) = 681.7(m^3) \times 250(€/m^3) = \mathbf{170425€}$$

Ο υπολογισμός του συνολικού κόστους της **σύμμικτης κατασκευής** δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\begin{aligned} \text{ΚΟΣΤΟΣ} = & (\text{συνολικά } m^3 \text{ ελαφρώς οπλισμένου σκυροδέματος}) \times (\text{τιμή μονάδος}/m^3) \\ & + (\text{συνολικό βάρος δομικού χάλυβα}) \times (\text{τιμή μονάδος}/t) + (\text{συνολικό βάρος} \\ & \text{χαλυβδόφυλλων}) \times (\text{τιμή μονάδος}/t) + (\text{συνολικά κυβικά οπλισμένου σκυροδέματος}) \\ & \times (\text{τιμή μονάδος}/m^3) = 333.84(m^3) \times 95(€/m^3) + 166.805(t) \times 1500(€/t) + 22.46(t) \\ & \times 1300(€/t) + 62.70(m^3) \times 250 = \mathbf{326795.30€} \end{aligned}$$

Εκ πρώτης όψεως το κόστος της σύμμικτης κατασκευής φαίνεται διπλάσιο σε σχέση με το κόστος της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα. Εάν, όμως, συμπεριληφθεί στο κόστος του οπλισμένου σκυροδέματος, η μεγαλύτερη δαπάνη για την ασφάλιση του εργατοτεχνικού προσωπικού στο ΙΚΑ περίπου 85000€, η διαφορά αυτή είναι σαφώς μικρότερη. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο συντελεστής της σύμμικτης κατασκευής για το ΙΚΑ είναι μειωμένος κατά 50% συγκριτικά με τον αντίστοιχο συντελεστή της συμβατικής κατασκευής.

Στον υπολογισμό του κόστους και στα δύο κτίρια, δεν έχει συμπεριληφθεί το κόστος για τη θεμελίωση των κτιρίων. Ωστόσο, παρατηρώντας την διαφορά στο βάρος των δύο κατασκευών, (ελαφρύτερη η σύμμικτη κατασκευή κατά 500 τόνους περίπου) συμπεραίνεται ότι η δαπάνη για την θεμελίωση της σύμμικτης κατασκευής θα είναι περίπου 15% μικρότερη, σε σύγκριση με το αντίστοιχη δαπάνη θεμελίωσης της συμβατικής κατασκευής, δηλαδή 13000€.

Ακόμη, λαμβάνοντας υπόψη τον μικρότερο απαιτούμενο χρόνο κατασκευής, τα λειτουργικά έξοδα του εργοταξίου της σύμμικτης κατασκευής θα είναι μειωμένα περίπου κατά 10.000€ σε σχέση με τα λειτουργικά έξοδα εργοταξίου της συμβατικής κατασκευής.

Τέλος, συνοψίζοντας, συμπεραίνουμε ότι, εάν συμπεριλάβουμε στους υπολογισμούς του αρχικού κόστους τα παραπάνω, τότε η διαφορά κόστους στη κατασκευή του φέροντος οργανισμού θα είναι **17%** περίπου.

5.1.3 Λειτουργικότητα Κατασκευής

Οι σύμμικτες κατασκευές υπερτερούν και στη λειτουργικότητα έναντι των συμβατικών κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Καταρχήν ο σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών παρέχει ευελιξία και πιο πολλές δυνατότητες στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό καθώς, εκτός από μείωση των διαστάσεων των δοκών, των υποστυλωμάτων και των πλακών, μπορούμε να έχουμε μεγαλύτερα ανοίγματα, χωρίς να υπάρχει κίνδυνος αστοχίας από κάμψη ή κίνδυνος δημιουργίας μεγάλων βελών. Η ποικιλομορφία και ευελιξία του χάλυβα επιτρέπει τον σχεδιασμό του κτιρίου με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη εκμετάλλευση των χώρων αυτού.

Επίσης, οι σύμμικτες κατασκευές μπορούν εύκολα να υποστούν τροποποιήσεις κατά την διάρκεια ζωής τους. Αυτό είναι εύκολο όταν υπάρχουν σύμμικτες πλάκες με μεταλλικό σκελετό, όπως και στην περίπτωση του κτιρίου που μελετάται στην παρούσα εργασία. Οι πρόσφατες εξελίξεις και αλλαγές στις επικοινωνίες, στην πληροφορική και υπολογιστική τεχνολογία καταδεικνύουν τη σημασία του να μπορούν να γίνονται εύκολα τροποποιήσεις στην λειτουργική δομή ενός κτιρίου.

Τέλος, τα σύμμικτα κτίρια έχουν αυξημένη αντισεισμικότητα με αποτέλεσμα σε περιπτώσεις σημαντικών σεισμών οι βλάβες να είναι μικρής κλίμακας, ιδιότητα που δεν συναντάται σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επιπλέον, η εκτέλεση εργασιών αποκατάστασης βλαβών στα σύμμικτα κτίρια είναι ευκολότερη σε σύγκριση με την αντίστοιχη στα συμβατικά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Εικόνα 5.1: Σύμμικτη κατασκευή με ευελιξία στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό.

5.2 Συμπεράσματα

Με την ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας παρατίθενται τα γενικά συμπεράσματα που προέκυψαν από τη μελέτη του σύμμικτου τριώροφου κτιρίου σε συνδυασμό με τα δεδομένα που ελήφθησαν από την μελέτη της υπάρχουσας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το γενικό συμπέρασμα, που προκύπτει από τις τρεις παραπάνω ενότητες, είναι ότι η σύμμικτη κατασκευή παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα έναντι της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Πιο συγκεκριμένα :

- Ο απαιτούμενος χρόνος κατασκευής του σύμμικτου κτιρίου είναι σημαντικά μικρότερος από τον αντίστοιχο χρόνο κατασκευής του κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Η μεθοδική συνεργασία των μελών μιας σύμμικτης κατασκευής επιτρέπει την επιλογή διατομών σχετικά μικρών διαστάσεων, με αποτέλεσμα η κατασκευή να είναι πιο ελαφριά. Επίσης εκτός από τη μείωση των διαστάσεων, δίνεται η δυνατότητα σχεδιασμού μεγαλύτερων ανοιγμάτων, λεπτότερων πλακών και πιο λεπτών στύλων, από τα οποία προκύπτουν πολλά πλεονεκτήματα σχετικά με την ποικιλομορφία της εσωτερικής διαρρύθμισης και της μεταβλητότητας της χρήσης .
- Το σύμμικτο κτίριο έχει καλή αντισεισμική συμπεριφορά, καθώς παρουσιάζει αυξημένη πλαστιμότητα λόγω της όγκιμης συμπεριφοράς του χάλυβα ως υλικού. Παρατηρείται, συγκρίνοντας τον δείκτη μεταθετότητας θ των δύο κτιρίων, ότι η σύμμικτη εκδοχή κτιρίου είναι γενικά πιο ευσταθής από την αντίστοιχη από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συμπεραίνουμε δηλαδή ότι το σύμμικτο κτίριο είναι σαφώς πιο ανθεκτικό έναντι σεισμικών δράσεων εφόσον παρουσιάζει γενικά μικρότερες τιμές θ .
- Εκτιμώντας το συνολικό κόστος του σύμμικτου κτιρίου και συγκρίνοντάς το με το συνολικό κόστος του συμβατικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, το επιπλέον κόστος του σύμμικτου κτιρίου θα κυμαίνεται περίπου 3% - 5%. Ποσοστό που δεν θεωρείται αποθαρρυντικό εάν λάβουμε υπόψη τα σημαντικά πλεονεκτήματα που προσφέρει η σύμμικτη κατασκευή.
- Τέλος, οι δυνατότητες που παρέχονται με το σύμμικτο σχεδιασμό συμβάλλουν στην αειφόρο ανάπτυξη των κατασκευών. Όπως προαναφέρθηκε, η δυνατότητα αλλαγής χρήσης ή μεταβλητότητας χρήσης της σύμμικτης κατασκευής είναι ένας βασικός παράγοντας για μεγαλύτερη διάρκεια ζωής. Επιπροσθέτως, σε περιπτώσεις αδύνατης ή ανεπιθύμητης επιμήκυνσης της ζωής του σύμμικτου κτιρίου, παρέχεται η δυνατότητα αποσυναρμολόγησης, ανακύκλωσης και επαναχρησιμοποίησης του χάλυβα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Βάγιας Ι. , Ερμόπουλος Ι. , Ιωαννίδης Γ. , *Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων* , Εκδόσεις Κλειδάριθμος , 2005
- [2] Βάγιας Ι. , *Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα*, 2^η έκδοση , Εκδόσεις Κλειδάριθμος , 2001
- [3] Βάγιας Ι. , *Σιδηρές κατασκευές – Ανάλυση και διαστασιολόγηση* , Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2003
- [4] Βάγιας Ι. , Ερμόπουλος Ι. , Ιωαννίδης Γ. , *Σιδηρές κατασκευές - παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος I* , Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005
- [5] Βάγιας Ι. , Ερμόπουλος Ι. , Ιωαννίδης Γ. , *Σιδηρές κατασκευές - παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος II* , Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2004
- [6] Βάγιας Ι. , *Σιδηρές Κατασκευές – Ανάλυση και Διαστασιολόγηση* , Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2003
- [7] Ερμόπουλος Ι. , *Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών , Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής* , 2^η έκδοση , Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005
- [8] EUROCODE 0 : Basis of structural design , CEN, Brussels , April 2003
- [9] EUROCODE 1 : Actions on structures , CEN , Brussels , April 2003
- [10] EUROCODE 3 : Design of steel structures , CEN , Brussels , April 2003
- [11] EUROCODE 4 : Design of composite steel and concrete structures , CEN , May 2003
- [12] EUROCODE 8 : Design provisions for earthquake resistance of structures , Part 1 : General rules , seismic actions and rules for buildings , CEN , Brussels , February 2002
- [13] Anil K. Chopra , *Δυναμική των Κατασκευών , Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική* , Εκδόσεις Γκιούρδας, 2007

http://www.csiberkeley.com/support_user_manuals.html

www.elastron.gr

<http://www.civiltools.eu>

<http://www.metalkat.gr/>

Όσα βουνά κι 'αν ανεβείτε
Απ' τις κορφές τους θα αγναντεύτε άλλες κορφές.
Ψηλότερες, μιαν άλλη πλάση ξελογιάστρα
Και στην κορφή θα φτάστε στην κατάψηλη,
πάλε θα καταλάβετε πως βρίσκεστε
Σαν πρώτα κάτω απ' όλα τ' άστρα.
Κ.Παλαμά, Δωδεκάλογος του Γύφτου [απόσπασμα].