

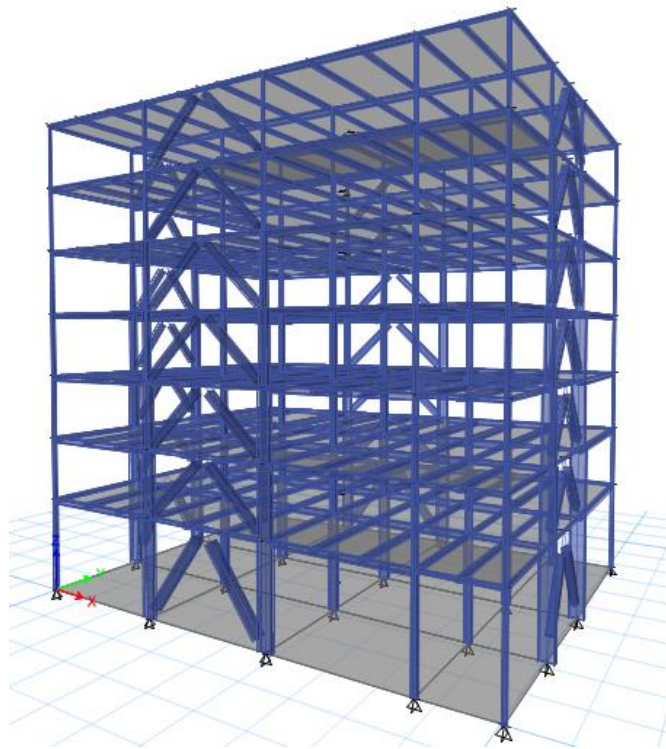


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός και αποτίμηση μεταλλικού κτιρίου με  
συνδέσμους δυσκαμψίας άνευ λυγισμού.



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΔΠΜΣ: «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών»

Μακρής Ηλίας

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Οκτώβριος 2021

EMK ME 2021/8

Μακρής Ηλίας (2021).

Σχεδιασμός και αποτίμηση μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας άνευ λυγισμού.

Διπλωματική εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2021/8

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Makris Ilias (2021).

Design and analysis of steel building with Buckling-Restrained Braced Frames

Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2021/8

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	5
ABSTRACT.....	6
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	7
1.Εισαγωγή.....	8
1.1 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας άνευ λογισμού.....	8
1.2 Περιγραφή του Κτιρίου.....	16
1.3 Υλικά Παραδοχές .....	17
1.3.1 Υλικά κατασκευής.....	17
1.3.2 Φορτία .....	18
1.3.3 Συνδυασμοί Φορτίσεων.....	24
2.Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Στοιχείων.....	25
2.1 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Πλακών.....	25
2.1.1 Γενικά.....	25
2.1.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτης Πλάκας.....	25
2.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Δοκών.....	29
3.Προσομοίωση Κτιρίου στο Λογισμικό Ανάλυσης.....	33
3.1 Γενικά.....	33
3.2 Ιδιομορφική Ανάλυση.....	35
3.3 Φορτίσεις.....	37
3.4 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών.....	39
4 Μελέτη και διαστασιολόγηση.....	43
4.1 Φαινόμενα 2 <sup>α</sup> ς τάξης.....	43
4.2 Ικανοτικός σχεδιασμός – Διαστασιολόγηση συνδέσμων δυσκαμψίας BRB.....	45
4.3 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων.....	49
4.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....	50
5 Έλεγχος βασικών μελών σε πυρκαγιά.....	53
5.1 Έλεγχος μη μονωμένης δοκού.....	53
5.1.1 Κρίσιμη θερμοκρασία λόγω κάμψης.....	54
5.1.2 Κρίσιμη θερμοκρασία λόγω διάτμησης.....	54
5.1.3 Υπολογισμός Διατιθέμενου Δείκτη Πυραντίσταση.....	55
5.2 Έλεγχος μονωμένης δοκού.....	55
5.2.1 Κρίσιμη θερμοκρασία λόγω κάμψης.....	56
5.2.2 Κρίσιμη θερμοκρασία λόγω διάτμησης.....	56
5.2.3 Έλεγχος μη μονωμένου υποστυλώματος.....	57
5.3.1 Γενικά.....	57

5.3.2 Έλεγχος σε τέμνουσα.....	57
5.3.3 Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη.....	58
5.4 Έλεγχος μονωμένου υποστυλώματος .....	60
Βιβλιογραφία.....	62

**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**  
**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**  
**ΕΜΚ ΜΕ 2021/8**

**Σχεδιασμός και αποτίμησης μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους άνευ λυγισμού (Buckling-Restrained Braced Frames- BRBs).**

**Μακρής Ηλίας (Επιβλέπων: Θανάπουλος Π.)**

## **Περίληψη**

Αντικείμενο της παρούσης διπλωματικής εργασίας αποτελεί η ανάλυση και ο σχεδιασμός ενός 7όροφου πολυτελούς ξενοδοχείου διαφόρων χρήσεων μέσω του προγράμματος *ETABS / BUILDING ANALYSIS AND DESIGN*. Στο κτίριο αυτό περιλαμβάνονται ποικίλοι χώροι. Στόχος ήταν η βέλτιστη διαστολόγηση κάνοντας χρήση μεταλλικού σκελετού καθώς και σύμμικτων δοκών και πλακών. Οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι άνευ λυγισμού (Buckling-Restrained Braced Frames). Στο *πρώτο κεφάλαιο* γίνεται μια γενική εισαγωγή στους συνδέσμους δυσκαμψίας άνευ λυγισμού, μια παρουσίαση του κτιρίου και των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν. Τέλος περιγράφονται τα φορτία και οι συνδυασμοί αυτών. Στο *δεύτερο κεφάλαιο* δίνεται αναλυτικά όλη η διαδικασία διαστασιολόγησης των σύμμικτων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν. Στο  *τρίτο κεφαλαίο* γίνεται αναφορά στην προσομοίωση του φορέα και των φορτίσεων στο λογισμικό ανάλυσης, οι ιδιομορφές και τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών. Στο *τέταρτο κεφάλαιο* γίνεται μελέτη φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης, ανάλυση και διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και των συνδέσμων δυσκαμψίας και τέλος έλεγχος περιορισμού βλαβών. Στο *πέμπτο κεφάλαιο* γίνεται ο έλεγχος μιας δοκού και ενός υποστυλώματος έναντι πυρκαγιάς σύμφωνα με τον EN1993-1-2 και η ενίσχυση αυτών με πλάκες ορυκτοβάμβακα, ώστε να εμφανίζουν τον απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS FACULTY OF CIVIL  
ENGINEERING

INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

MASTER THESIS

EMK ME 2021/8

**Design and analysis of steel building with Buckling-Restrained Braced Frames**

**Makris Ilias (supervised by Thanopoulos P.)**

**Abstract**

In this thesis we performed the analysis and design of a 7-story hotel building with many capabilities via the program *ETABS / BUILDING ANALYSIS AND DESIGN*. Aim was the optimal design of the specific hotel while using steel frames and composite slabs and beams. The vertical braces are Buckling-Restrained Braced Frames . The *first chapter* gives a general introduction to the non-bending stiffness joints, a presentation of the building and the materials used. Finally, the loads and their combinations are described. The *second chapter* gives in detail the whole process of dimensioning the composite elements used. In the *third chapter* reference is made to the model of the building and the loads applied on it in the analysis software, the peculiarities and the diagrams of intensive forces. In the *fourth chapter*, p-delta effects are to be studied, as well as the analysis and dimensioning of the columns and BRBs. In the *fifth chapter*, a beam and a column are tested against fire according to EN1993-1-2 and their reinforcement with mineral wool slabs, in order to obtain the fire resistance required.

## **Ευχαριστίες**

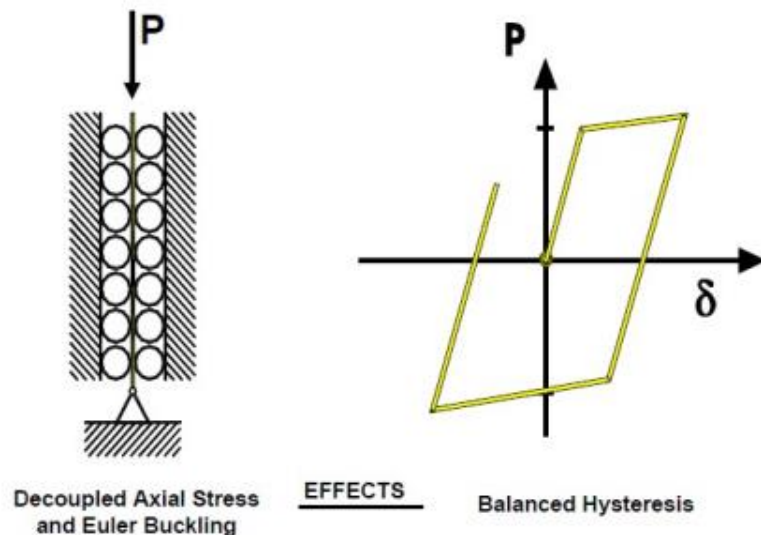
Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της μεταπτυχιακής μου εργασίας, κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, για το χρόνο που αφιέρωσε για τη συνεχή καθοδήγηση μου καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας κάτω από πρωτόγνωρες για όλους μας συνθήκες καθώς και την ευκαιρία να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον και ξεχωριστό θέμα.

# 1. Εισαγωγή

## 1.1 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας άνευ λυγισμού

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας άνευ λυγισμού (Buckling-Restrained Braced Frames) είναι ένας τύπος συνδέσμων δυσκαμψίας, οι οποίοι χαρακτηρίζονται για την ανελαστική συμπεριφορά τους τόσο κατά τον εφελκυσμό, όσο και κατά τη θλίψη. Παρά το γεγονός ότι τα BRBFs είναι σχετικά νέο σύστημα για την Ευρώπη, στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής μέχρι σήμερα έχουν πραγματοποιηθεί πολυάριθμες αναλυτικές και πειραματικές μελέτες, οι οποίες επέδειξαν την αξιοπιστία τους όταν υποβάλλονται σε σεισμικές δράσεις ( Clark et al., 1999; Fahnestock et al., 2003; Lopez et al., 2002; Sabelli, 2001; Sabelli et al., 2003; Uang and Kiggins, 2003). Τα BRBs έχουν πλήρεις και ισορροπημένους βρόγχους υστέρησης, με πανομοιότυπη συμπεριφορά στον εφελκυσμό και την θλίψη. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της αποδέσμευσης της αντοχής σε θλίψη από τον καμπτικό λυγισμό. Οι αξονικές καταπονήσεις παραλαμβάνονται από έναν πυρήνα από χάλυβα, ο οποίος περιβάλλεται από μία κοίλη διατομή χάλυβα και στο ενδιάμεσο συνήθως περιέχεται σκυρόδεμα. Επειδή ο πυρήνας από χάλυβα συγκρατείται έναντι λυγισμού, αναπτύσσεται σχεδόν ομοιόμορφη αξονική ένταση. Πλαστικές αρθρώσεις που σχετίζονται με λυγισμό δεν εμφανίζονται σε ορθά σχεδιασμένα BRBs.

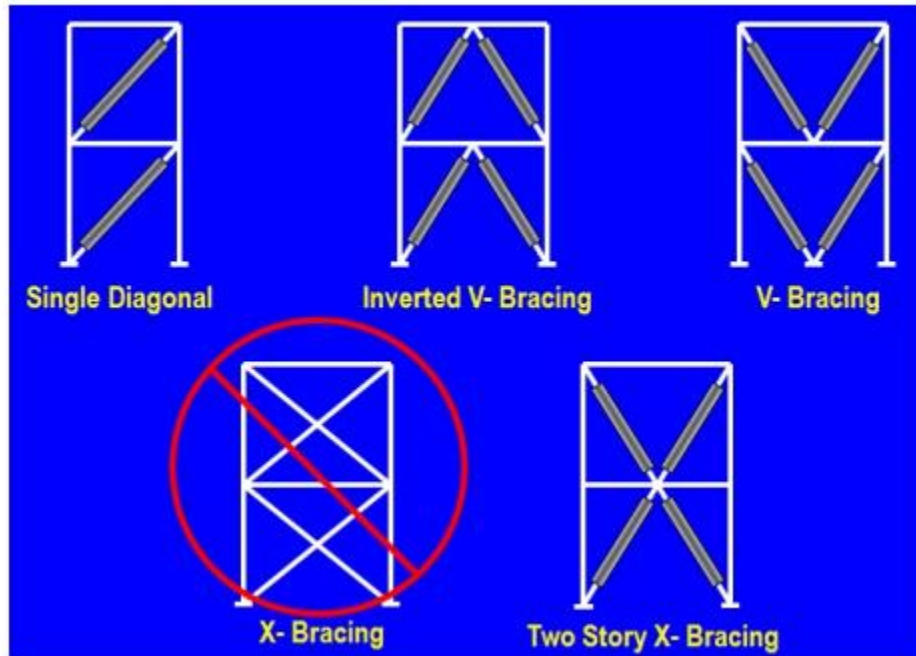
Η σχεδόν ίση αντοχή σε εφελκυσμό και θλίψη εξαλείφει την μεταλυγισμική ανισορροπία του φορτίου, η οποία εμφανίζεται σε συμβατικούς κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (SCBF).



Σχήμα 1.1: Μηχανική Συμπεριφορά των BRB [22]



Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας άνευ λυγισμού βρίσκουν εφαρμογή με τη μορφή  $\Delta$ , τη μορφή  $V$ , χιαστί ανά δύο ορόφους και μονής διαγωνίου όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα καθώς και μερικές εφαρμογές του.

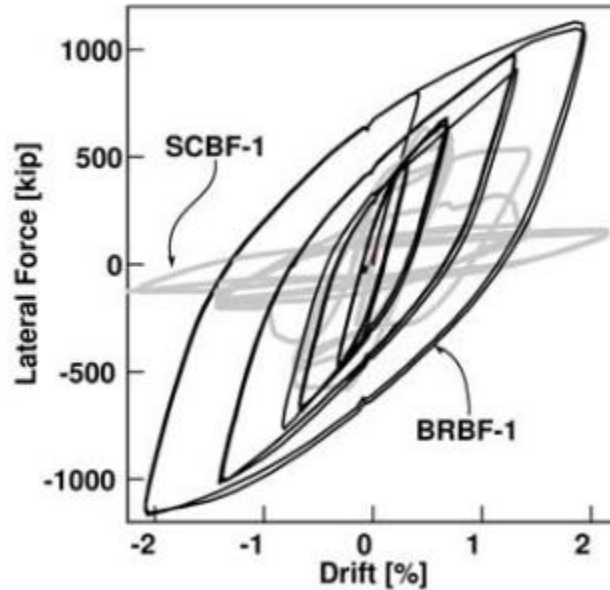


Σχήμα 1.2: Διατάξεις των συνδέσμων δυσκαμψίας BRB [22]



Σχήμα 1.3: Εφαρμογή στην πράξη των συνδέσμων δυσκαμψίας BRB [22]

Σε αντίθεση με τα BRB οι συμβατικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας λόγω της διαφορετικής αντοχής τους σε εφελκυσμό και θλίψη παρουσιάζουν δυσκολίες κατά την εφαρμογή ενός σεισμικού φορτίου. Αυτό συμβαίνει καθώς η θλιβόμενη ράβδος λυγίζει με αποτέλεσμα να δημιουργηθούν αστοχίες τοπικού λυγισμού που οδηγούν ακόμα και σε μείωση της εφελκυστικής τους αντοχής. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας άνευ λυγισμού έχουν καλύτερη ανελαστική απόκριση και χρειάζονται περισσότερους κύκλους φόρτισης ώστε να φτάσουν στην στοχευμένη μετατόπιση οροφής.

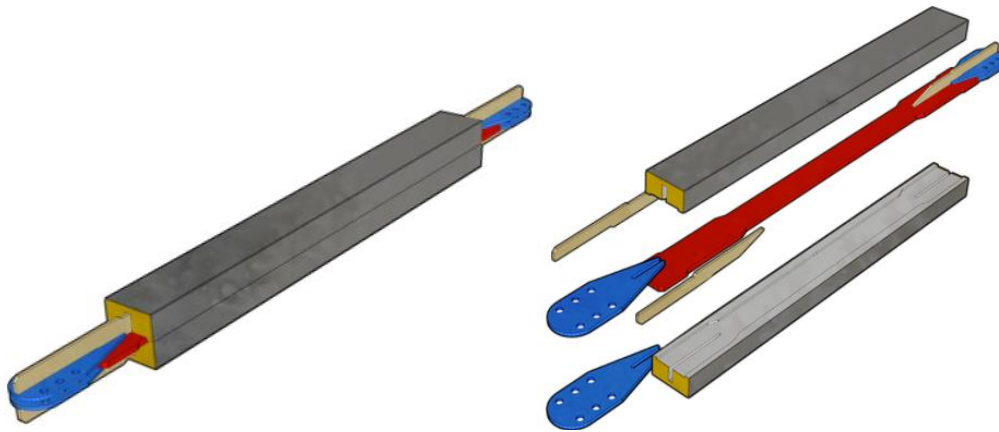


Σχήμα 1.4: Υστερική απόκριση συνδέσμων δυσκαμψίας SCBF και BRB [22]

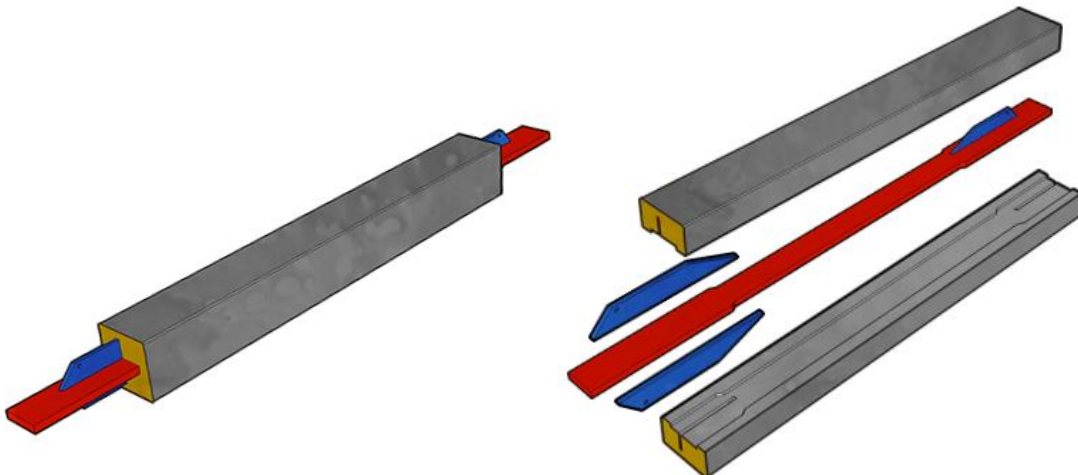
Στη συγκεκριμένη εργασία έγινε χρήση των συνδέσμων δυσκαμψίας άνευ λυγισμού CoreBrace , μιας εταιρείας με έδρα το Ποκατέλο, πόλη στο Αίνταχο στην Αμερική που αναλαμβάνει την κατασκευή , το σχεδιασμό, την επιθεώρηση και την διανομή τους.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης διαχωρίζονται 3 διαφορετικοί τύποι συνδέσμων δυσκαμψίας :

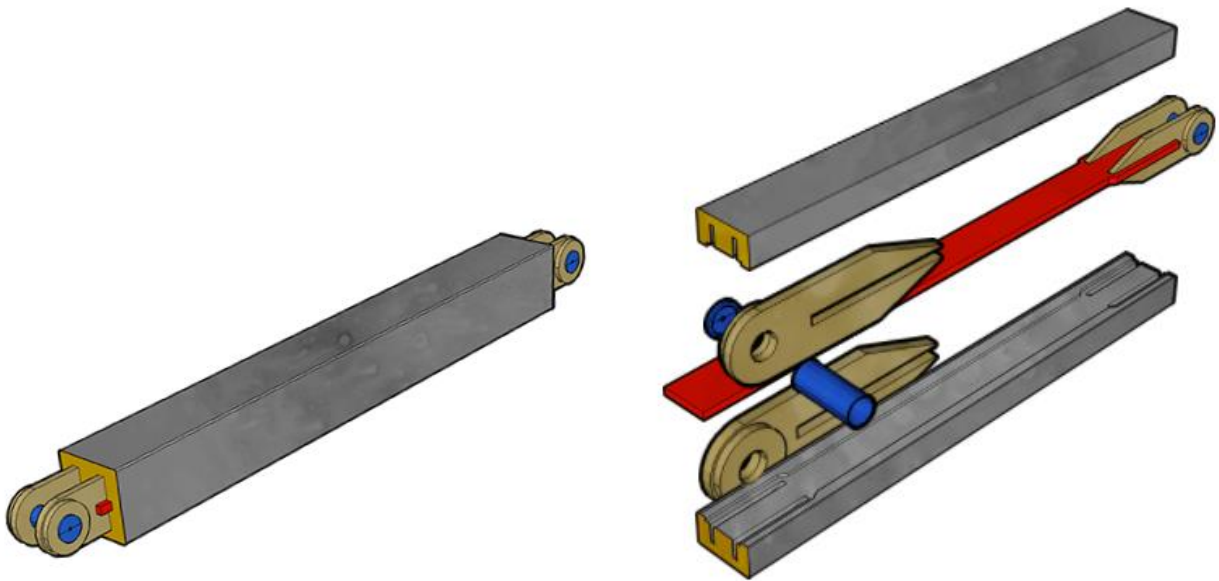
*Κοχλιωτές συνδέσεις (Bolted Lug Connection)*



*Συγκολλητές Συνδέσεις (Welded Bolt Connection)*



### *Αρθρωτές συνδέσεις (Pinned Connection)*



Συγκεκριμένα έγινε χρήση των συνδέσμων δυσκαμψίας με αρθρωτές συνδέσεις. Ο συγκεκριμένος τύπος έχει χρησιμοποιηθεί σε πολλά και μεγάλα έργα του εξωτερικού όπως το parking του Wellington η γέφυρα Vincent Thomas στο λιμάνι τους Λος Άντζελες κλπ. Παρατίθενται μερικές εικόνες αξιοποίησης του συγκεκριμένου τύπου συνδέσμων δυσκαμψίας και των συνδέσεων τους. Οι εικόνες προέρχονται από τον ιστότοπο <https://corebrace.com/>.



Σχήμα 1.5: Σύνδεσμοι δυσκαμψίας BRB στο Menlo Getaway[23]



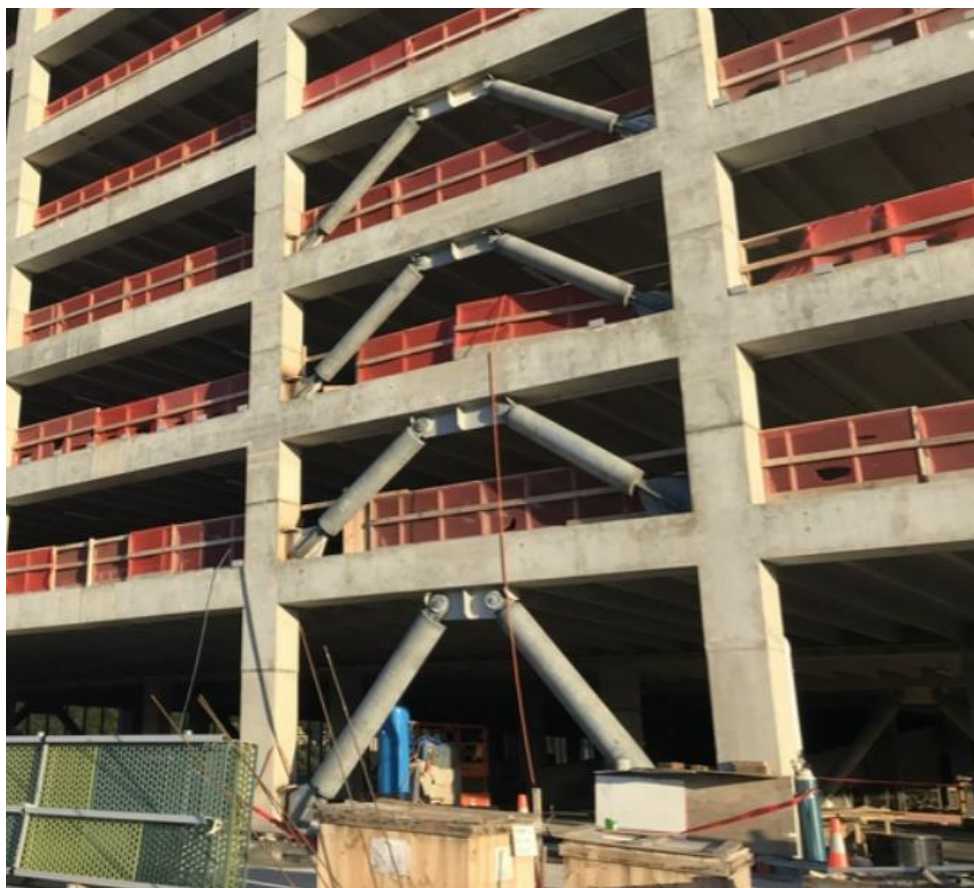
Σχήμα 1.6: Σύνδεσμοι δυσκαμψίας BRB στο Menlo Getaway[23]



Σχήμα 1.7: Σύνδεσμοι δυσκαμψίας BRB στο Menlo Getaway αρθρωτής σύνδεσης[23]



Σχήμα 1.8: Συνδέσμοι δυσκαμψίας BRB στο Wellington Carpark της Νέας Ζηλανδίας[23]

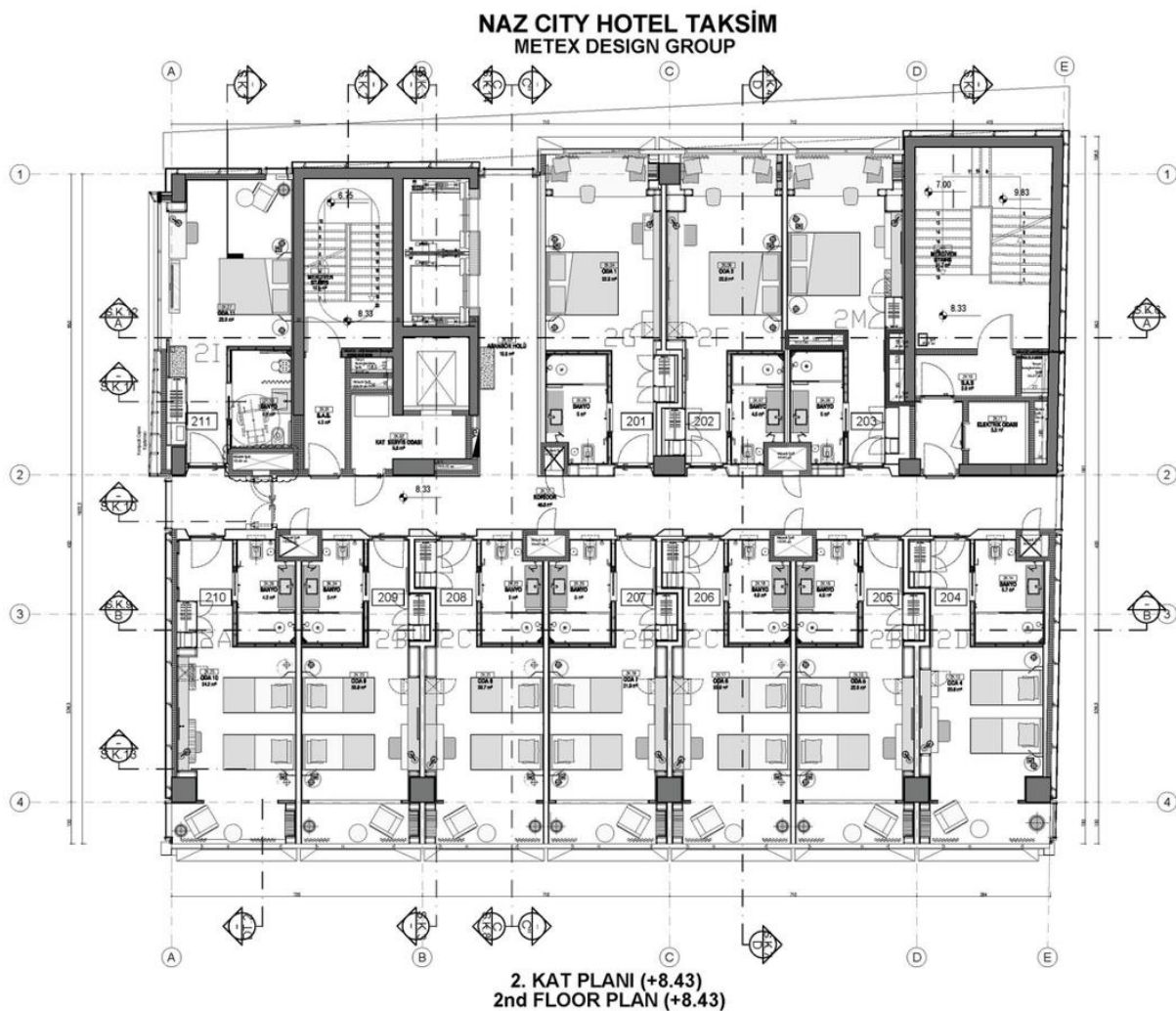


Σχήμα 1.9: Σύνδεσμοι δυσκαμψίας BRB στο Wellington Carpark της Νέας Ζηλανδίας[23]

## 1.2 Περιγραφή του Κτιρίου

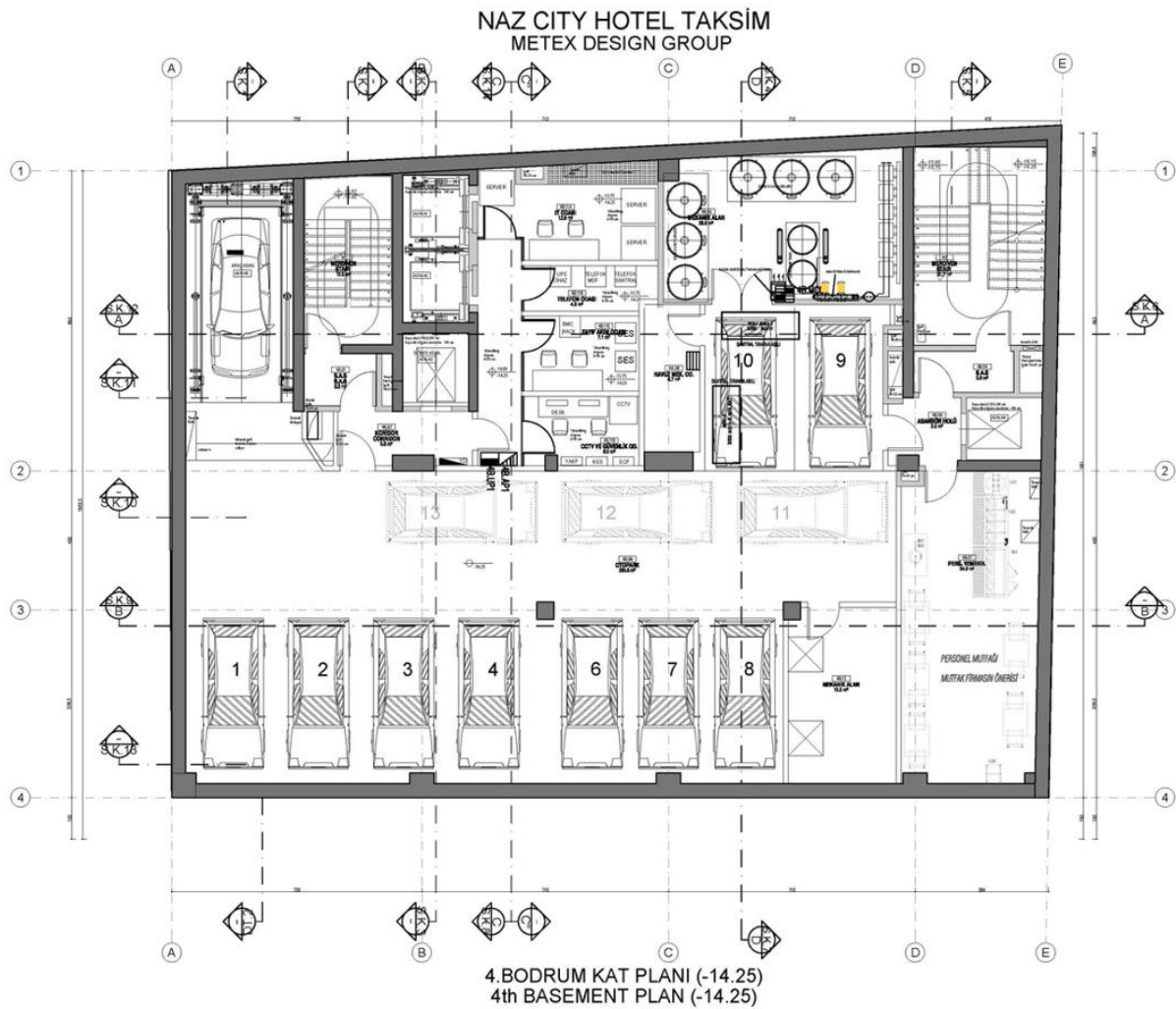
Το κτίριο της παρούσας εργασίας αποτελεί πολυτελές ξενοδοχείο στην Κωνσταντινούπολη. Πιο συγκεκριμένα, αποτελεί κτίριο 5 υπογείων και 7 ορόφων, συνολικής επιφάνειας 5.200 τ.μ. περίπου με το μήκος του κτιρίου να φτάνει περί τα 25,14μ και το πλάτος του τα 18-19,15μ.

Το συνολικό ύψος του κτιρίου αγγίζει τα 24,98μ με το ύψος του 1<sup>ου</sup> ορόφου να είναι 5μ ενώ των υπόλοιπων ορόφων (τυπικό ύψος ορόφου) να είναι στα 3,33μ.



Σχήμα 1.10: Τυπική κάτοψη ορόφου





Σχήμα 1.11: Τυπική κάτοψη υπογείου

### 1.3Υλικά – Παραδοχές

#### 1.3.1 Υλικά κατασκευής

##### Δομικός χάλυβας

- Υποστυλώματα & Δοκοί : S275
- Μέτρο ελαστικότητας  $E=210GPa$
- Σταθερά Poisson  $\nu=0.3$

- Ειδικό Βάρος  $\gamma=76.97 \text{ kN/m}^3$
- Όριο διαρροής  $f_y=275000 \text{ kN/m}^2$
- Μέγιστη αντοχή  $f_u=430000 \text{ kN/m}^2$

### **Σκυρόδεμα C25/30**

- Μέτρο ελαστικότητας  $E=31 \text{ GPa}$
- Σταθερά Poisson  $\nu=0.2$
- Ειδικό Βάρος  $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$
- Θλιπτική αντοχή  $f_{ck}=25000 \text{ kN/m}^2$

### **1.3.2 Φορτία**

Ο σχεδιασμός μιας κατασκευής γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται ένας κατάλληλος και ισορροπημένος βαθμός αξιοπιστίας και οικονομικότητας. Μια κατασκευή πρέπει να είναι σε θέση να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις που δέχεται από το περιβάλλον και τον άνθρωπο καθόλη τη διάρκεια ζωής της και να παραμένει λειτουργική. Για το λόγο αυτό ο προσδιορισμός των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων μιας κατασκευής γίνεται ανάλογα με τον σκοπό που εξυπηρετεί δηλαδή τη χρήση της, τη θέση της αλλά και την μορφή της.

#### **• Μόνιμα φορτία**

- Ίδιο βάρος φορέα (DEAD).
- Επικαλύψεις δαπέδων (G)  $2 \text{ kN/m}^2$ .

#### **• Κινητά φορτία**

Ονομάζονται τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται από την χρήση της εκάστοτε κατασκευής από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένα αγαθών, οχημάτων κλπ. Οι τιμές αυτών βρίσκονται στους κανονισμούς (EN 1991-1-1) και τοποθετούνται με το δυσμενέστερο τρόπο στον φορέα ώστε να προσδιοριστεί και η μέγιστη επιρροή τους.

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

Σχήμα 1.12: Κατηγορίες Χρήσης[1]

– **Φορτία δαπέδων  $q = 5\text{kN/m}^2$ .**

– **Φορτίο Χιονιού**

$$s = \mu_i * C_e * C_t * S_k$$

$$C_t = C_e = 1$$

$$S_k = S_{k0} * (1 + (A/917)^2)$$

$$S_{k0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 170 \text{ m}$$

$$\text{Τελικά προκύπτει } s = 0,77 \text{ kN/m}^2$$

– **Φορτίο Ανέμου**

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, η πίεση η οποία δρά κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από τη σχέση :

$$W_e = q_{p(ze)} * C_{pe}$$

Όπου:

$Z_e$  : είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

$C_{pe}$  : είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης, ο οποίος ανάλογα με την προσβαλλόμενη επιφάνεια ονομάζεται :

καθολικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης :  $C_{pe10}$

τοπικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης :  $C_{pe1}$

$q_{p(z_e)}$ : είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$  και η οποία προκύπτει από τη

$$\text{σχέση: } q_p(z_e) = [1 + 7 * I_v(z_e)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z_e) = C_e(z_e) * q_b$$

Όπου:

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

$I_v(z_e)$ : είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z_e$

Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z_e)$  σε ύψος  $z_e$  υπολογίζεται από τις σχέσεις:

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

$$I_v(z_e) = I_v(z_{\min}) \text{ για } z_e < z_{\min}$$

Όπου :  $k_i$  :είναι ο συντελεστής στροβιλισμού

$z_{\min}$  και  $z_0$  προκύπτουν από τον πίνακα 1 του Ευρωκώδικα 1 Μέρος 1-4 που παρουσιάζεται παρακάτω .

Κατηγορία εδάφους		$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5

Σχήμα 1.13: Υπολογισμός  $Z_{min}$  και  $Z_0$ . [1]

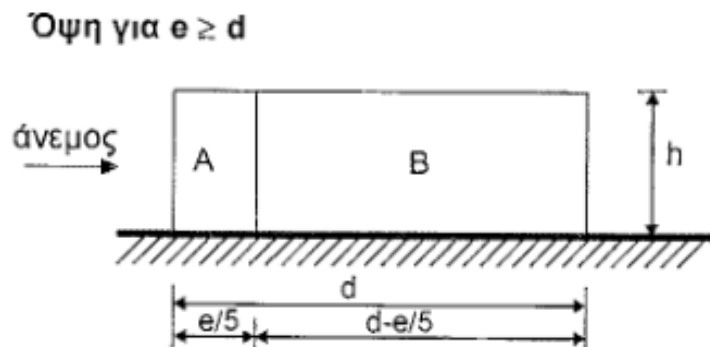
$$Με: q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2$$

$V_b$  : είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος.

Τελικά προκύπτει  $q_p = 0,637 \text{ kN/m}^2$ .

**Άνεμος κατά τη διεύθυνση Y :**

$e = 25,14 \text{ m}$  και  $d = 14 \text{ m}$  άρα



Σχήμα 1.14: Ύψη για  $e \geq d$  [1]

Τελικά έχουμε :

Προσήνεμη πλευρά : Ζώνη I –  $W_e = 0,716 \text{ kN/m}^2$

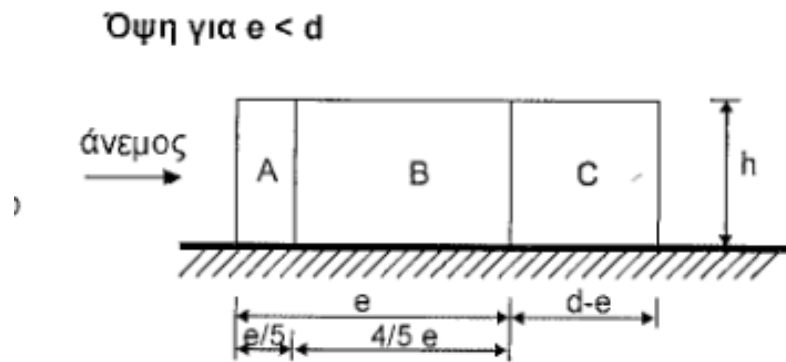
Πλευρά A : Ζώνη I –  $W_e = -1,035 \text{ kN/m}^2$

Πλευρά B : Ζώνη I –  $W_e = -0,756 \text{ kN/m}^2$

Υπήνεμη πλευρά : Ζώνη I –  $W_e = -0,43 \text{ kN/m}^2$

**Άνεμος κατά τη διεύθυνση X :**

$e = 18\text{m}$  και  $d = 25,14\text{m}$  άρα



Σχήμα 1.15: Ύψη για  $e < d$ [1]

Τελικά έχουμε

Προσήνεμη πλευρά : Ζώνη I –  $W_e = 0,716 \text{ kN/m}^2$

Πλευρά A : Ζώνη I –  $W_e = -1,035 \text{ kN/m}^2$

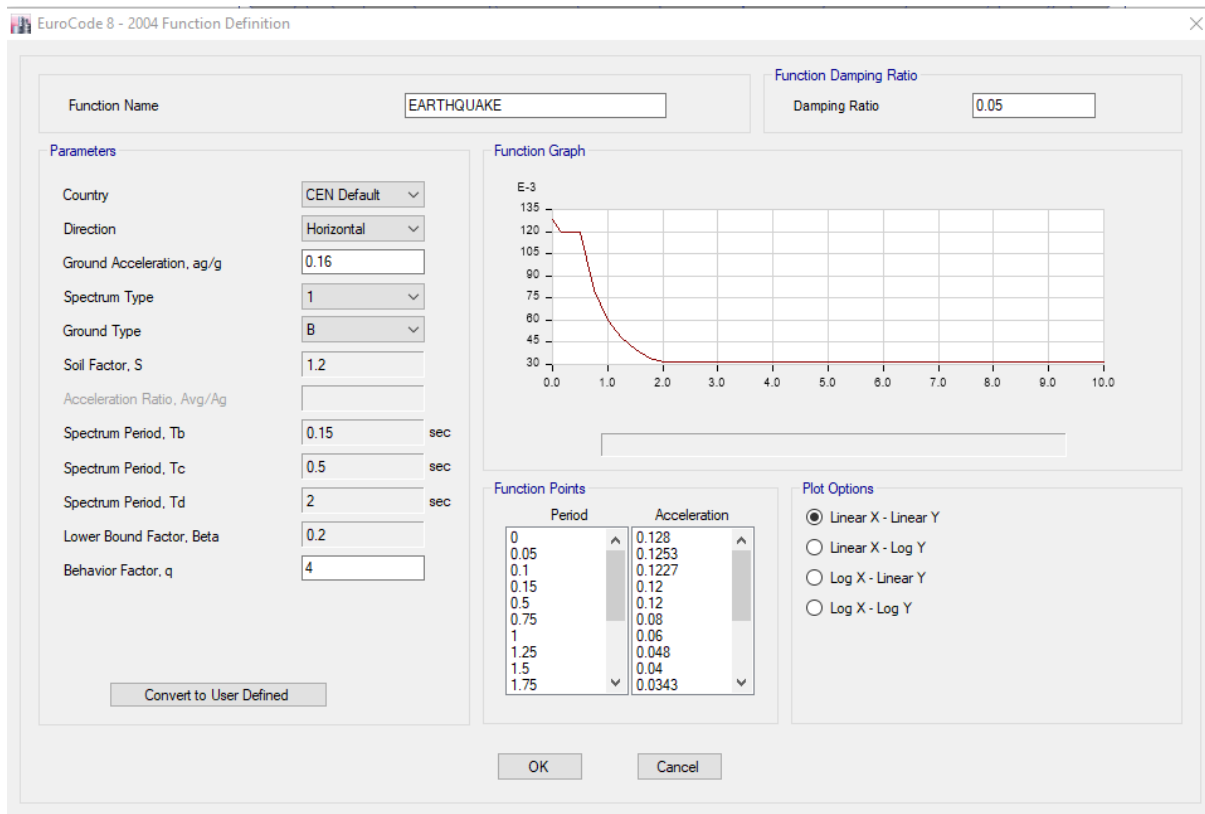
Πλευρά B : Ζώνη I –  $W_e = -0,756 \text{ kN/m}^2$

Πλευρά C : Ζώνη I –  $W_e = -0,398 \text{ kN/m}^2$

Υπήνεμη πλευρά : Ζώνη I –  $W_e = -0,43 \text{ kN/m}^2$

- **Σεισμός**

- Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I.
- Σπουδαιότητα Κτιρίου Σ3  $\gamma I=1.2$ .
- Κατηγορία Εδάφους B.
- Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς  $q=4$ .
- Απόσβεση  $\zeta=5\%$ .
- Επιτάχυνση του εδάφους  $a = 0,16m/s^2$ .
- Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας.



Σχήμα 1.16: Φάσμα σχεδιασμού βάσει EC8 στο ETABS.

### 1.3.3. Συνδυασμοί Φορτίσεων

#### Οριακή κατάσταση αστοχίας

Βασικός Συνδυασμός με βασικό μεταβλητό τα ωφέλιμα Q:

$$1) 1.35 * (DEAD+G) + 1.50 * Q + 1.50 * 0.60 * W_x$$

$$2) 1.35 * (DEAD+G) + 1.50 * Q + 1.50 * 0.60 * W_y$$

$$3) 1.35 * (DEAD+G) + 1.50 * Q + 1.50 * 0.60 * W_x -$$

$$4) 1.35 * (DEAD+G) + 1.50 * Q + 1.50 * 0.60 * W_y -$$

Βασικός Συνδυασμός με βασικό μεταβλητό τον άνεμο:

$$5) 1,35 * (DEAD+G) + 1.50 * 0.70 * Q + 1.50 * W_x$$

$$6) 1,35 * (DEAD+G) + 1.50 * 0.70 * Q + 1.50 * W_y$$

$$7) 1,35 * (DEAD+G) + 1.50 * 0.70 * Q + 1.50 * W_x -$$

$$8) 1,35 * (DEAD+G) + 1.50 * 0.70 * Q + 1.50 * W_y -$$

#### Σεισμικοί Συνδυασμοί

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

$$9) 1.00 * (DEAD+ G) + 0.60 * Q + E_x + 0.30 * E_y$$

$$10) 1.00 * (DEAD+G) + 0.60 * Q + 0.30 * E_x + E_y$$



## 2. Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Στοιχείων

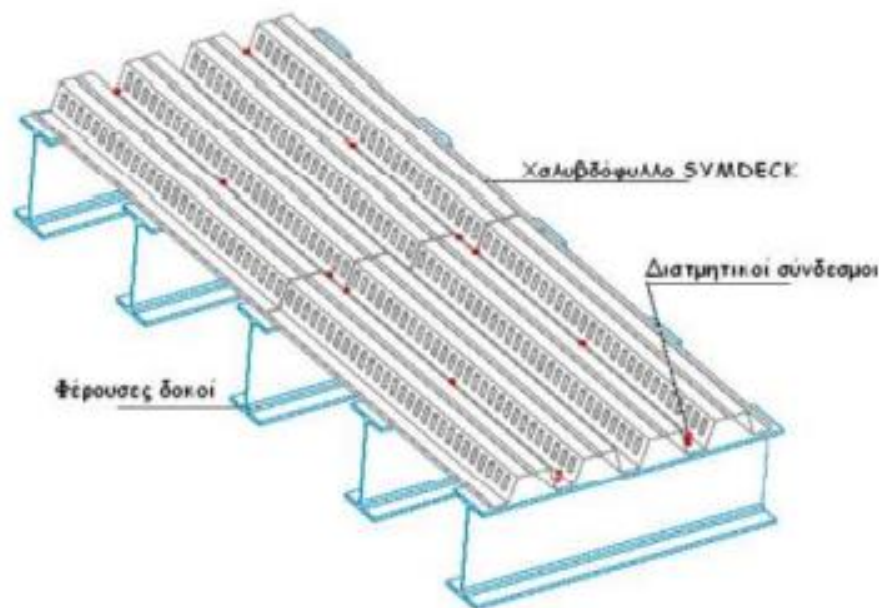
### 2.1 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Πλακών

#### 2.1.1 Γενικά

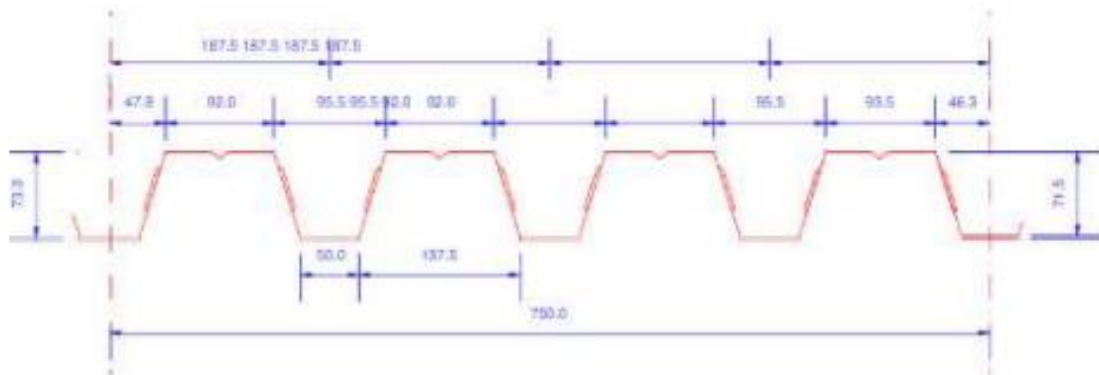
Η χρήση σύμμικτων πλακών τα τελευταία χρόνια είναι αρκετά δημοφιλής και έχει συμβάλει στο να αυξηθούν οι μεταλλικές κατασκευές σε οικοδομικά έργα. Οι σύμμικτες πλάκες παρουσιάζουν ένα σημαντικό αριθμό πλεονεκτημάτων σε σχέση με τις συνήθεις Ω.Σ μερικά εκ των οποίων είναι οι μικρότεροι χρόνοι κατασκευής, η επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων, η επίτευξη μικρότερων στατικών υψών καθώς και η μεγαλύτερη αντοχή έναντι πυρκαγιάς.

#### 2.1.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτης Πλάκας

Επιλέχθηκε το τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο Symdeck 73. Το άνω πέλμα του έχει ενισχυθεί έναντι τοπικού λυγισμού ενώ στον κορμό υπάρχουν νευρώσεις που προσδίδουν μεγαλύτερη συνάφεια μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος για την καλύτερη μεταφορά των διατμητικών δυνάμεων που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών. Παρακάτω φαίνεται η τυπική διάταξη και η γεωμετρία του συγκεκριμένου χαλυβδόφυλλου.



Σχήμα 2.1: Τυπική διάταξη χαλυβδόφυλλου Symdeck 73.



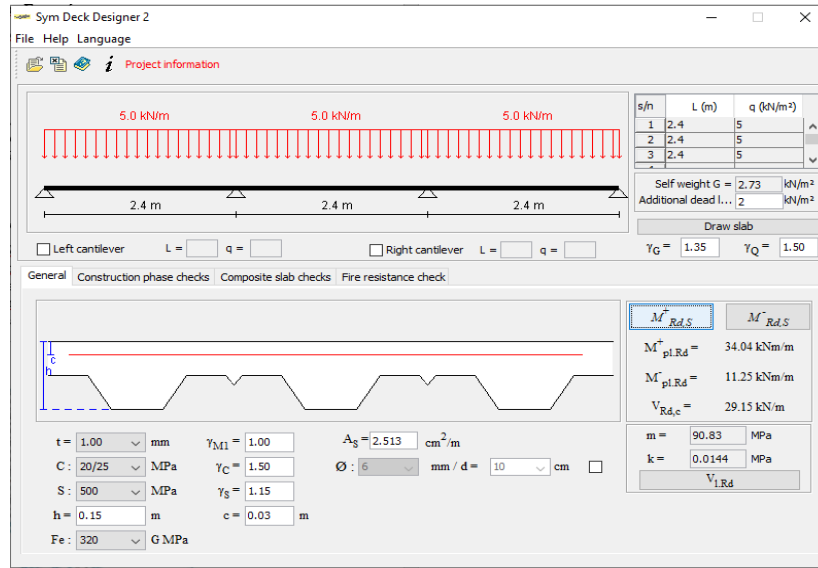
Σχήμα 2.2: Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου Symdeck 73.

Ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών θα γίνει με τη βοήθεια του προγράμματος Symdeck Designer της εταιρίας ΕΛΑΣΤΡΟΝ.

Επιλέγεται :

- Πάχος Πλάκας :  $h_{πλ} = 15\text{cm}$
- Πάχος χαλυβδόφυλλου :  $t_p = 1\text{mm}$
- $c = 30\text{mm}$
- Πλέγμα  $\Phi 8/30$

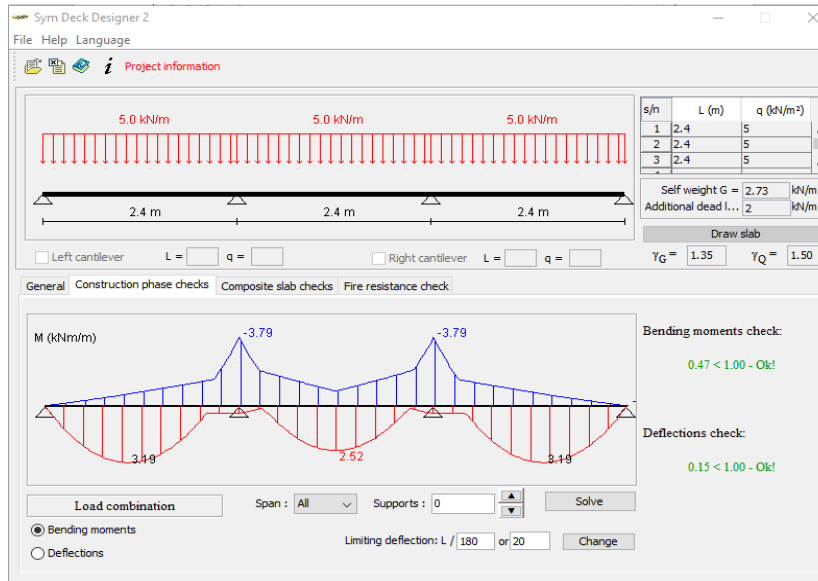
Υπολογισμός της αντοχής του χαλυβδόφυλλου καθώς και ο έλεγχος της πλάκας στη φάση κατασκευής και λειτουργίας.



Σχήμα 2.3: Υπολογισμός αντοχής χαλυβδόφυλλου Symdeck 73.

Στην φάση κατασκευής τα ασκούμενα φορτία είναι

1. Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου
2. Ίδιο βάρος σκυροδέματος
3. Φορτία διάστρωσης (κινητά)

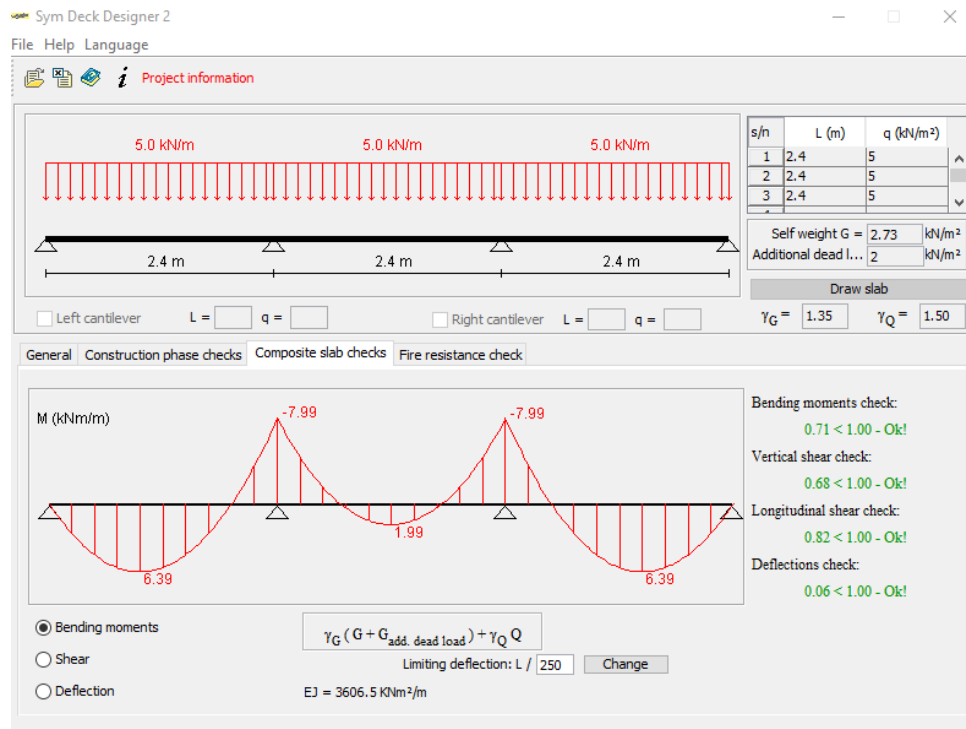


Σχήμα 2.4: Έλεγχος της σύμμικτης πλάκας στο στάδιο κατασκευής

Στη φάση λειτουργίας τα φορτία σχεδιασμού είναι τα εξής :

1. Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου
2. Ίδιο βάρος σκυροδέματος
3. Πρόσθετα μόνιμα  $G = 2 \text{ kN/m}^2$
4. Κινητά φορτία  $q = 5 \text{ kN/m}^2$

Φόρτιση σχεδιασμού πλάκας :  $\gamma_G (G + G_{ADL}) + \gamma_Q Q$

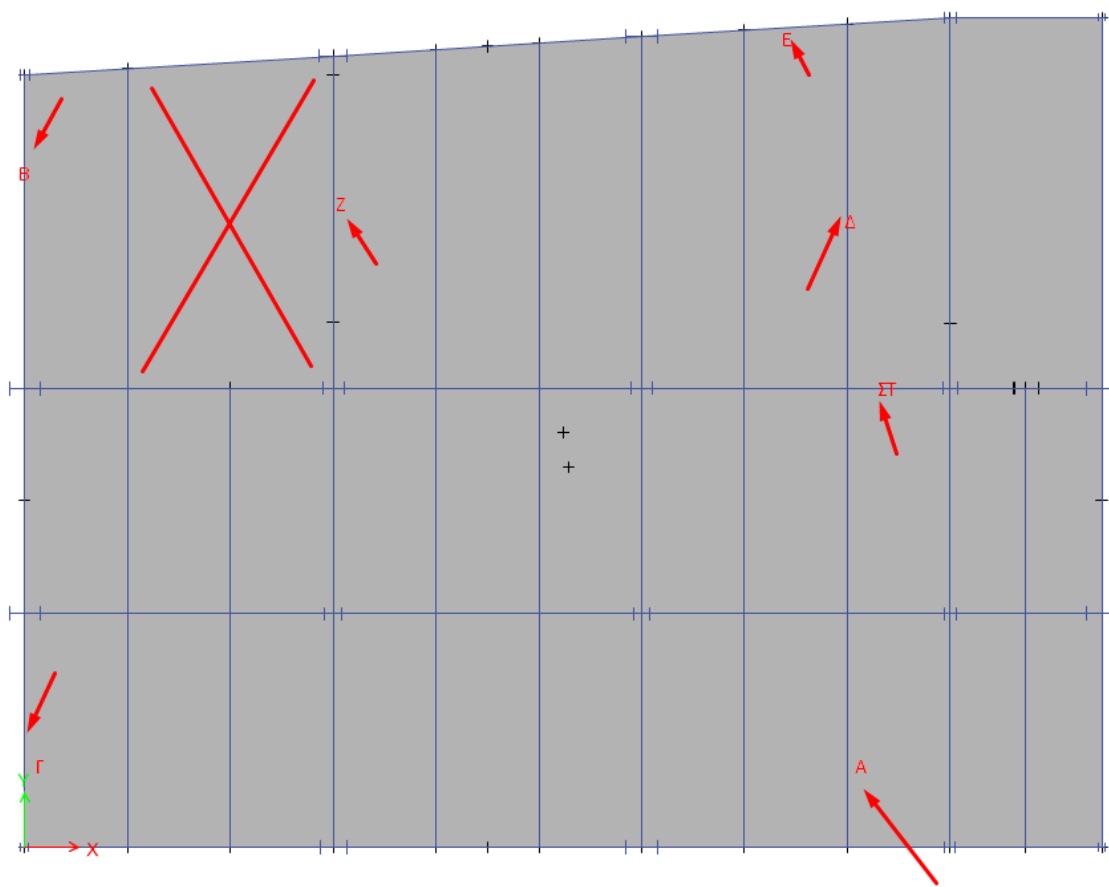


Σχήμα 2.5: Έλεγχος της σύμμικτης πλάκας

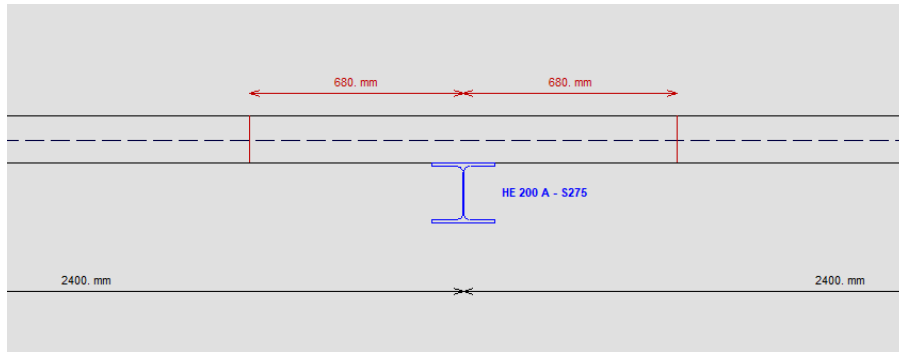
## 2.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Δοκών

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων δοκών πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator 3.1. Η διαστασιολόγηση έγινε για τις δοκούς του δυσμενέστερου (αυτές με το μεγαλύτερο μήκος) ανοίγματος (σχ.2.6) που υπάρχει στο φορέα έως ότου να πληρούνται όλοι οι έλεγχοι του προγράμματος.

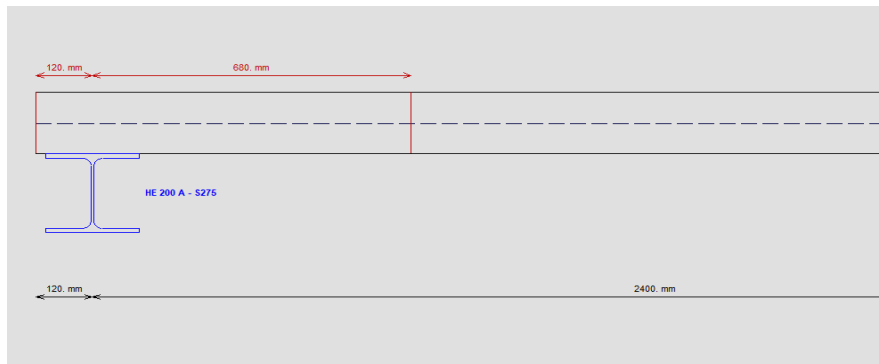
Έλεγχος πραγματοποιήθηκε για τις δυσμενέστερες κύριες δοκούς, δευτερεύουσες δοκούς, και διαδοκίδες έως ότου να πληρούνται όλοι οι έλεγχοι του προγράμματος. Παρακάτω φαίνονται τα σχήματα με τους ελέγχους στο πρόγραμμα ABC.



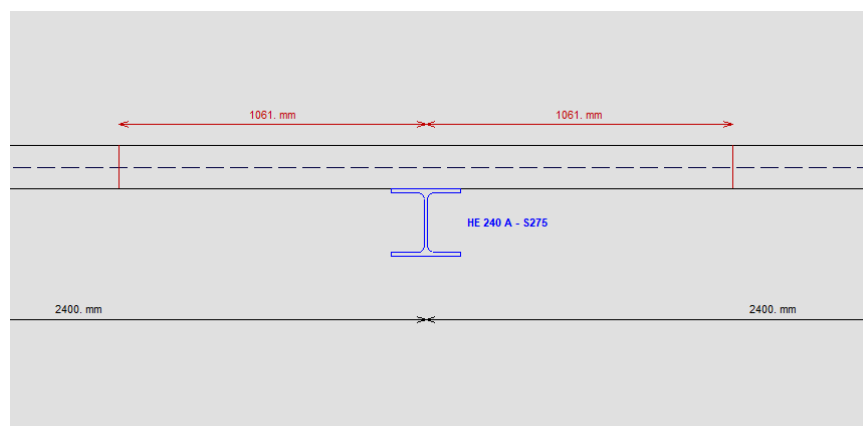
Σχήμα 2.6 : Κάτοψη με τις δοκούς και διαδοκίδες που ελέγχθηκαν στο ABC



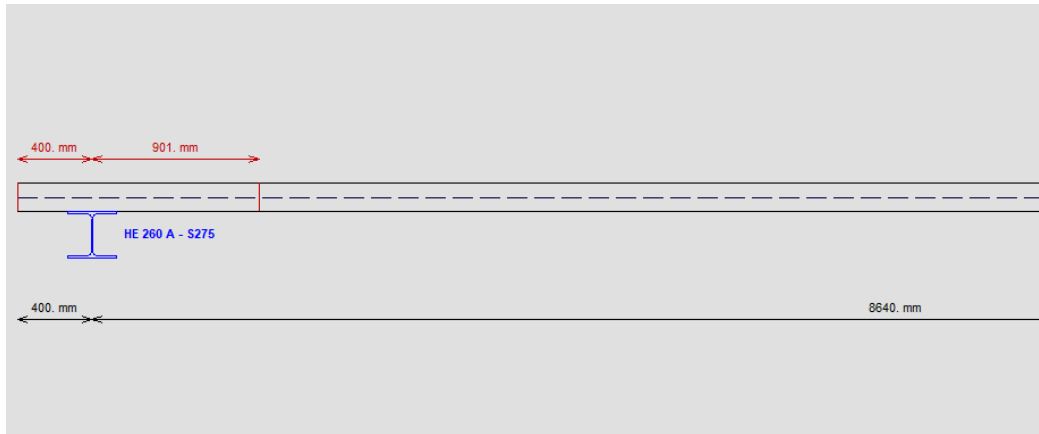
Σχήμα 2.7: Έλεγχος της διαδοκίδας Α



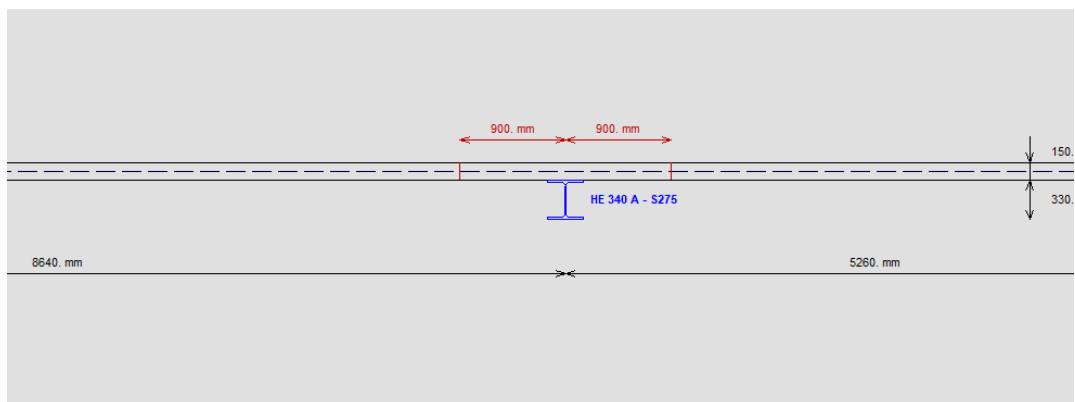
Σχήμα 2.8: Έλεγχος των δοκών Β&Γ (δευτερεύουσες-διαφορετικά μήκη)



Σχήμα 2.9: Έλεγχος της διαδοκίδας Δ

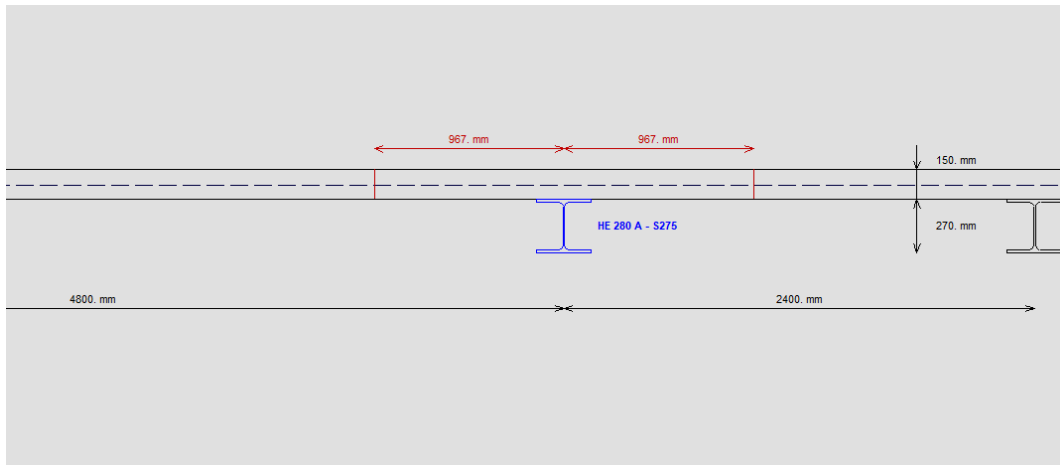


Σχήμα 2.10 : Έλεγχος της κύριας δοκού Ε



Σχήμα 2.11: Έλεγχος της κύριας δοκού ΣΤ

Τέλος πραγματοποιήθηκε έλεγχος και διαστασιολόγηση των δοκών μεγάλου ανοίγματος (Z) , δηλαδή στο πλαίσιο της σκάλας που βρίσκεται στο πίσω αριστερά μέρος του κτιρίου όπου έχουμε επιπρόσθετο το φορτίο της σκάλας .



Σχήμα 2.12: Έλεγχος διαδοκίδας Z

Αφού επιλέχθηκαν διατομές μέσω του ABC έγινε επαλήθευση του ελέγχου επάρκειας διατομών και μέσω του προγράμματος προσομοίωσης του φορέα (ETABS) .



## 3.Προσομοίωση Κτιρίου στο Λογισμικό Ανάλυσης

### 3.1 Γενικά

Για την στατική και δυναμική ανάλυση του φορέα καθώς και για τη διαστασιολόγηση του έγινε χρήση του λογισμικού ETABS | BUILDING ANALYSIS AND DESIGN. Έγινε χρήση γραμμικών στοιχείων τύπου beam elements που συνδέονται μεταξύ τους κεντροβαρικά. Οι πλάκες (σύμμικτες) θεωρήθηκε πως λειτουργούν διαφραγματικά. Και στις δύο διευθύνσεις οι δοκοί ελευθερώθηκαν στα άκρα τους θεωρώντας ότι τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται από τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Οι υπόλοιπες φορτίσεις τοποθετήθηκαν ως ομοιόμορφα κατανεμημένες στις δευτερεύουσες δοκούς ώστε στη συνέχεια να μεταφέρονται στις κύριες και στα υποστυλώματα. Με την ίδια λογική προσομοιώθηκε και το φορτίο από το βάρος της σκάλας για διευκόλυνση στην επίλυση του φορέα.

Αρχικά σχεδιάστηκε ο τρισδιάστατος κάρναβος με στάθμη ορόφων .

1<sup>ος</sup> όροφος : 5,00m

2<sup>ος</sup> όροφος : 8,33m

3<sup>ος</sup> όροφος : 11,66m

4<sup>ος</sup> όροφος : 14,99m

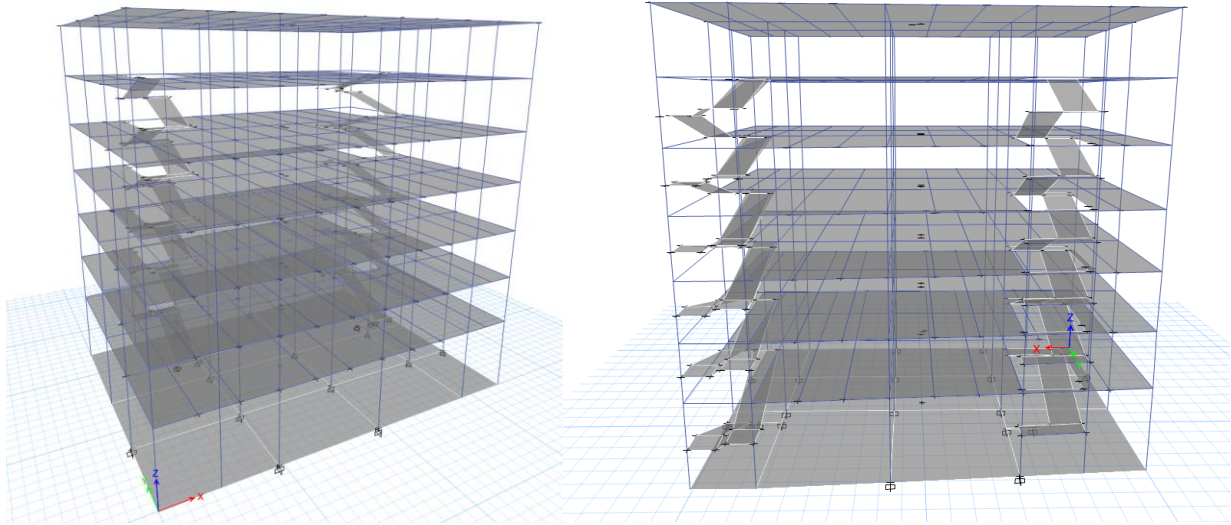
5<sup>ος</sup> όροφος : 18,32m

6<sup>ος</sup> όροφος : 21,65m

7<sup>ος</sup> όροφος : 24,98m

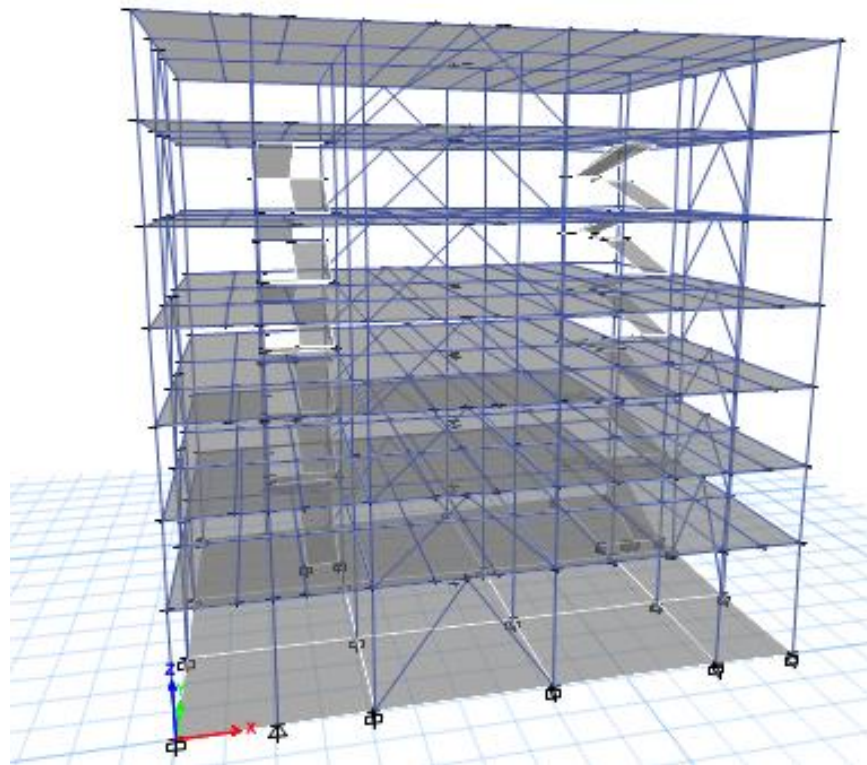
Στη συνέχεια ορίστηκαν τα υλικά, οι διατομές των μελών, το φάσμα σεισμού και οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως αυτοί αναφέρθηκαν στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο.

Προσομοιώνοντας τα παραπάνω προκύπτει ο φορέας .



Σχήμα 3.1-3.2: Τρισδιάστατος Φορέας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου  $\Lambda$  παραλαμβάνουν μόνο αξονική δύναμη, ορίστηκαν δηλαδή απελευθερώσεις μέλους δικτυώματος.



Σχήμα 3.3: Τελικός Φορέας με συνδέσμους δυσκαμψίας

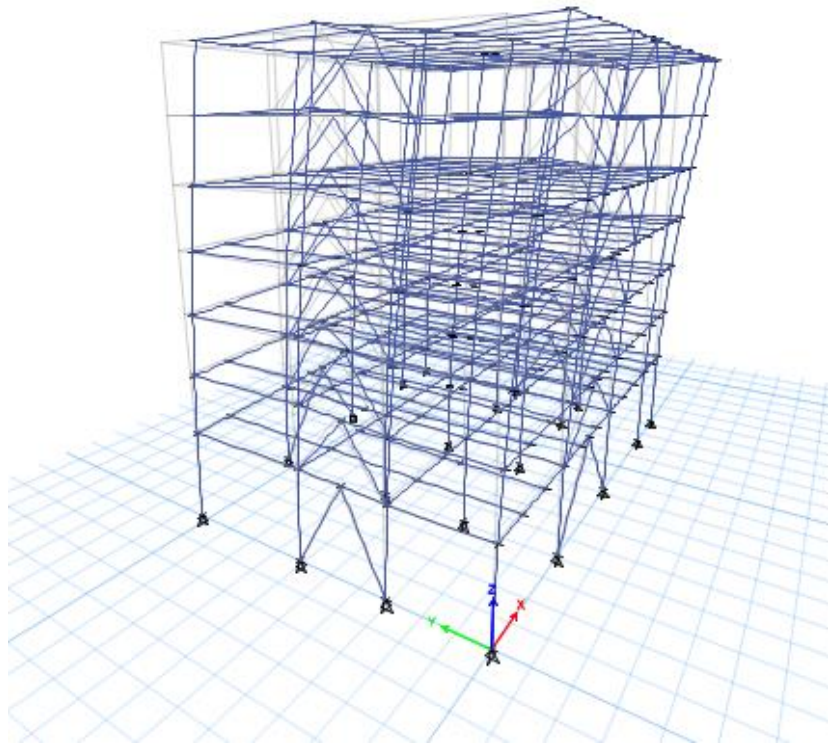
### 3.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Από τα ποσοστά συμμετοχής της μάζας που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση εκτιμάται η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στη συμπεριφορά της κατασκευής. Η απαίτηση ικανοποιείται αν ληφθεί υπόψη το 90% της συνολικής μάζας του φορέα γεγονός που επιτυγχάνεται στην 5<sup>η</sup> ιδιομορφή του φορέα.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες και σημαντικότερες ιδιομορφές του φορέα.

#### *1<sup>η</sup> ιδιομορφή*

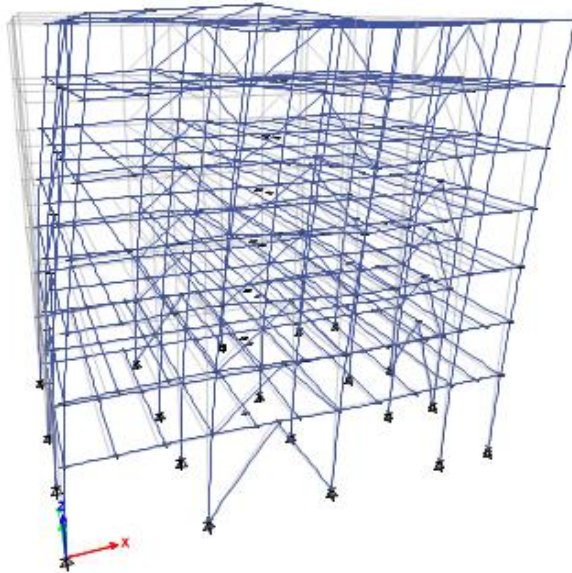
με ιδιοπερίοδο  $T_1 = 0,672\text{sec}$  και δρώσα ιδιομορφική μάζα κατά Y σε ποσοστό 66%.



Σχήμα 3.4 : 1<sup>η</sup> Ιδιομορφή κατά Y

### 2<sup>η</sup> ιδιομορφή

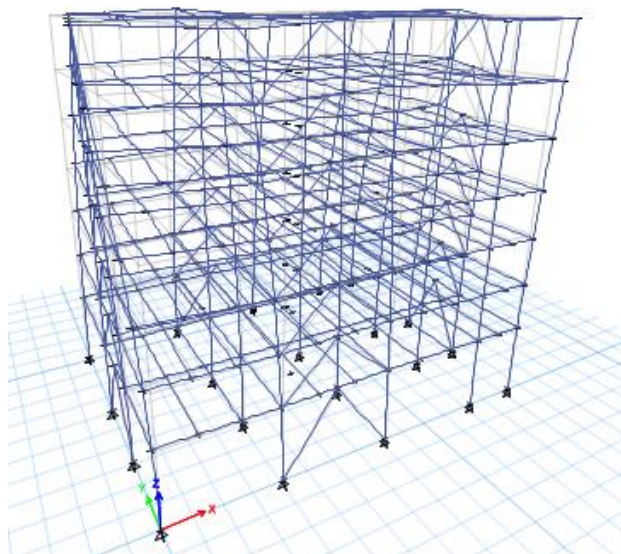
με ιδιοπερίοδο  $T_2 = 0,59\text{sec}$  και δρώσα ιδιομορφική μάζα κατά X σε ποσοστό 71%.



Σχήμα 3.5: 2<sup>η</sup> Ιδιομορφή κατά X

### 3<sup>η</sup> ιδιομορφή

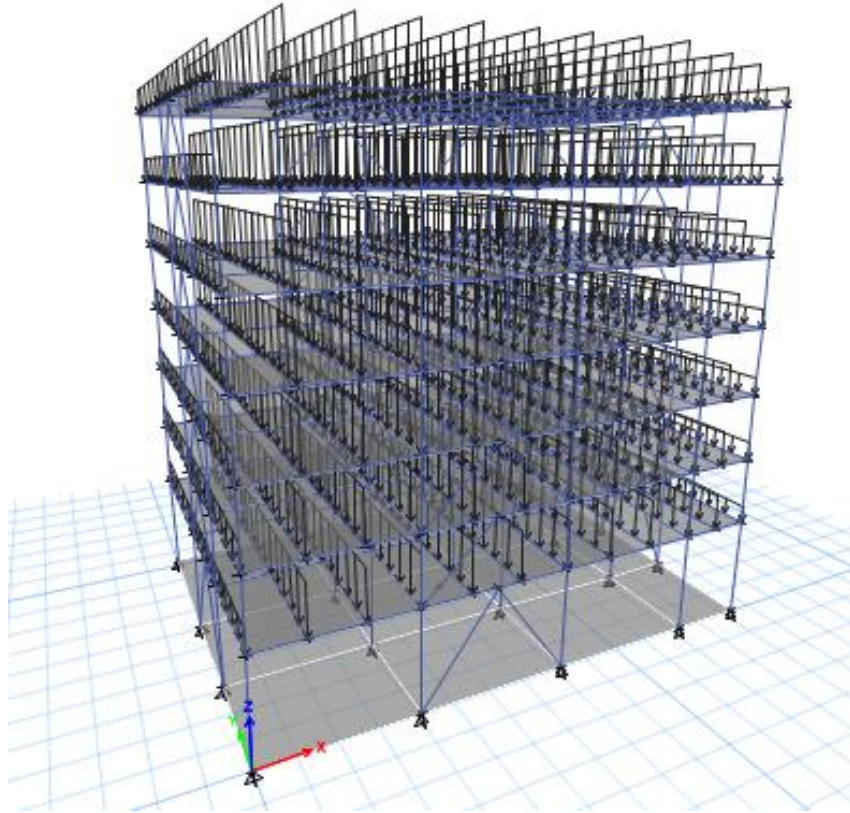
με ιδιοπερίοδο  $T_3 = 0,474\text{sec}$  και δρώσα ιδιομορφική μάζα στρεπτική περί τον Z σε ποσοστό 68%.



Σχήμα 3.6: 3<sup>η</sup> Ιδιομορφή περί τον Z

### 3.3 Φορτίσεις

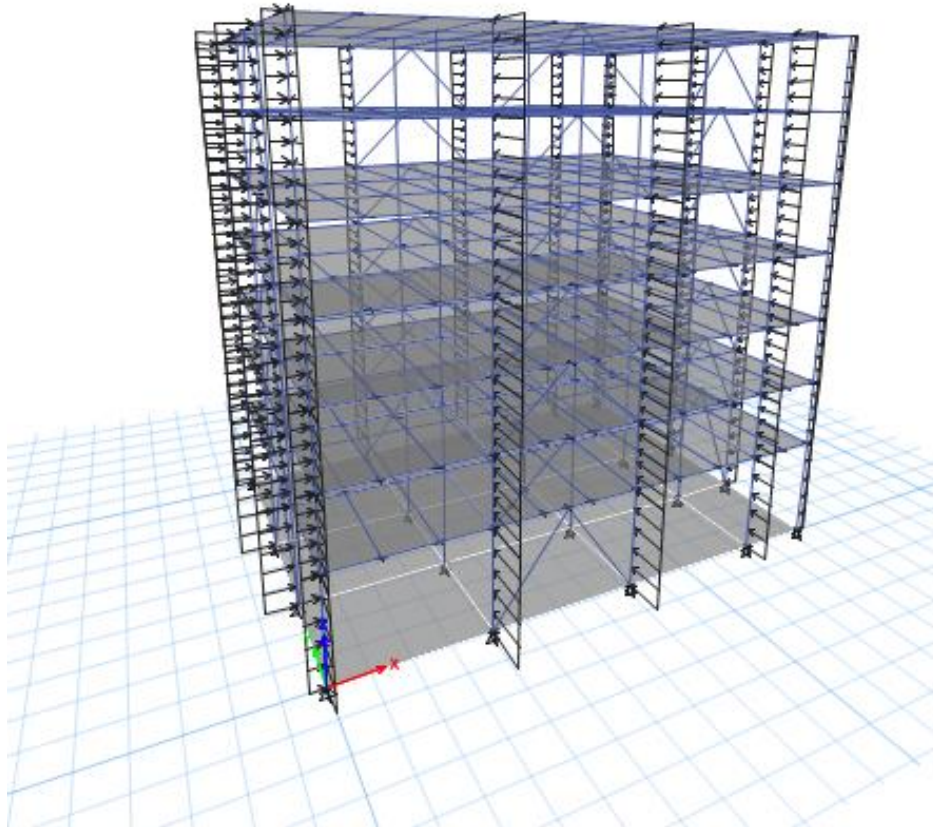
- Ίδιο βάρος : υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό ανάλυσης Etabs
- Πρόσθετα μόνιμα : τοποθετήθηκαν στις διαδοκίδες γραμμικά ομοιόμορφα καταναμημένα ανάλογα με το πλάτος επιρροής τους.



Σχήμα 3.7: Πρόσθετα μόνιμα φορτία

- Ωφέλιμα φορτία : αντιμετωπίζονται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο όπως τα πρόσθετα μόνιμα

- Φορτία ανέμου : τοποθετήθηκαν στα υποστυλώματα της κατασκευής γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα ανάλογα με το πλάτος επιρροής τους. Ενδεικτικά δείχνουμε τα τελικά φορτία του ανέμου διεύθυνσης +X

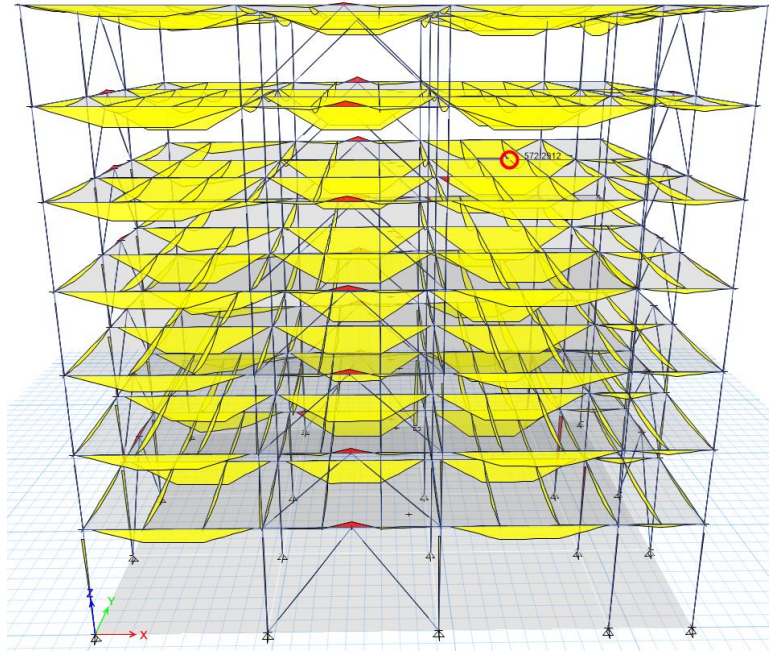


Σχήμα 3.8: Φορτία ανέμου +X

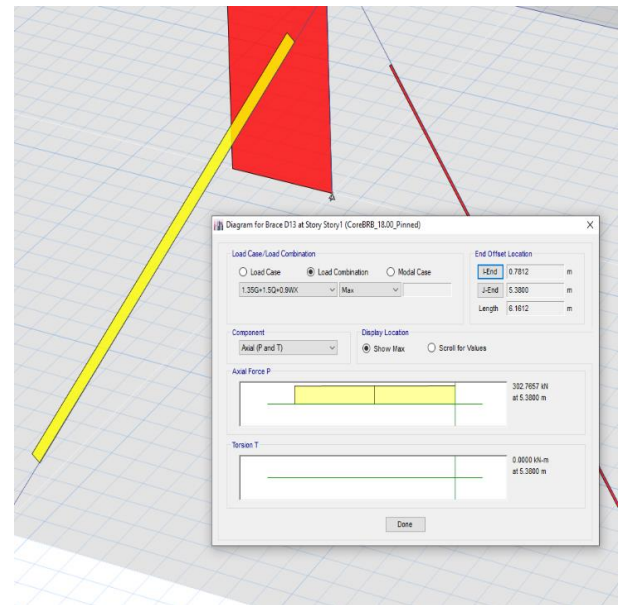
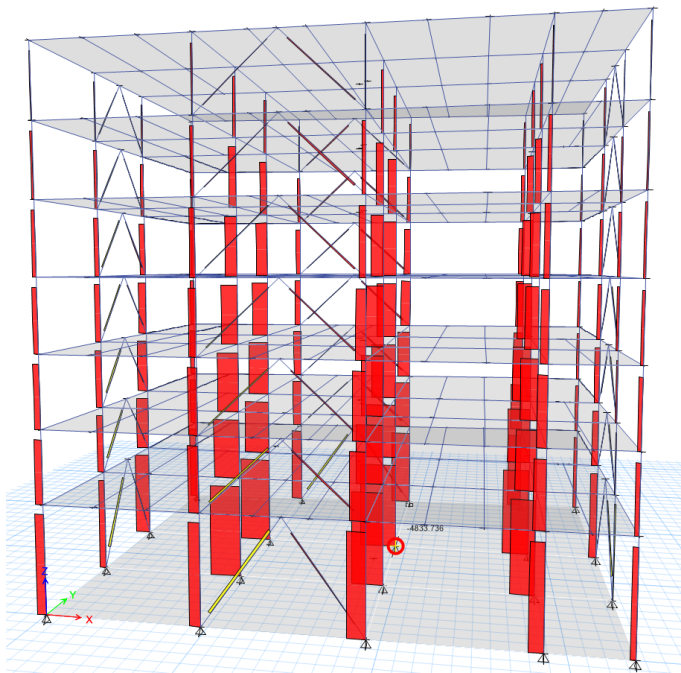
### 3.4 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών

Στην συνέχεια ακολουθούν ενδεικτικά κάποια βασικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών για τους εξής συνδυασμούς φόρτισης

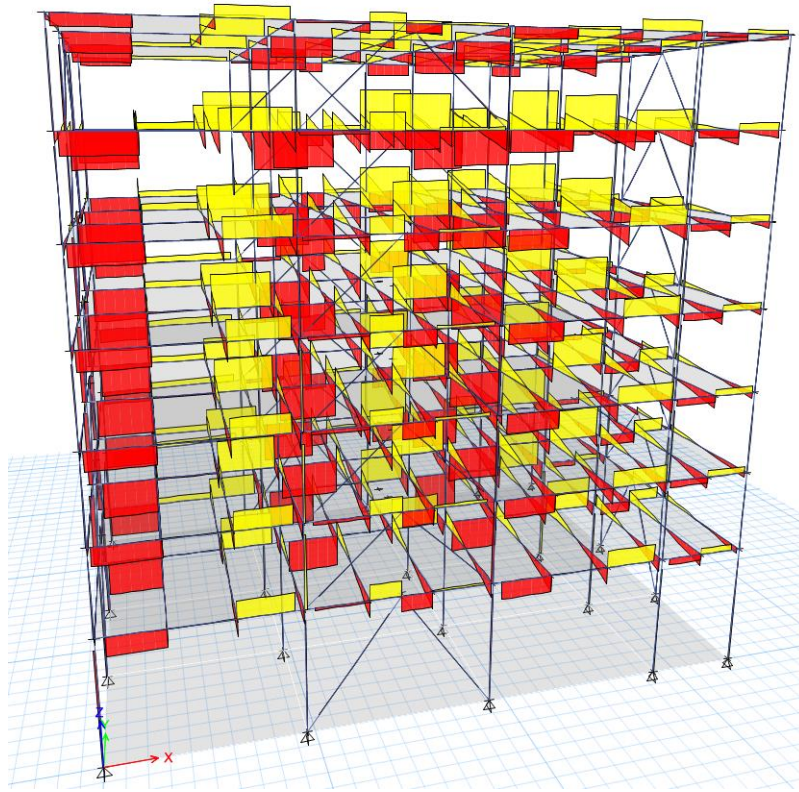
- a. Οριακή κατάσταση αστοχίας :  $1.35 * (DEAD+G) + 1.50 * Q + 1.50 * 0.60 * W_x$



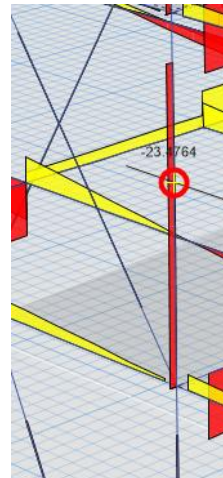
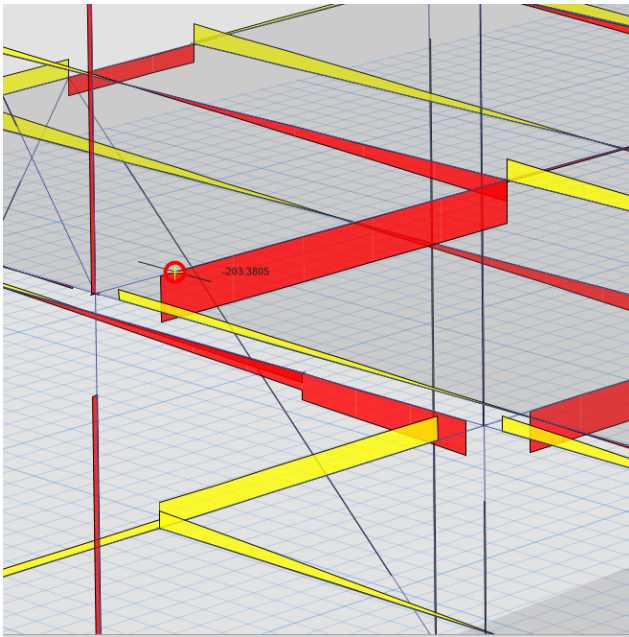
Σχήμα 3.9: Διάγραμμα καμπτικών ροπών για και μέγιστη ροπή στατικούς συνδυασμούς



Σχήμα 3.10-3.11: Διάγραμμα αξονικών και μέγιστη φόρτιση για στατικούς συνδυασμούς



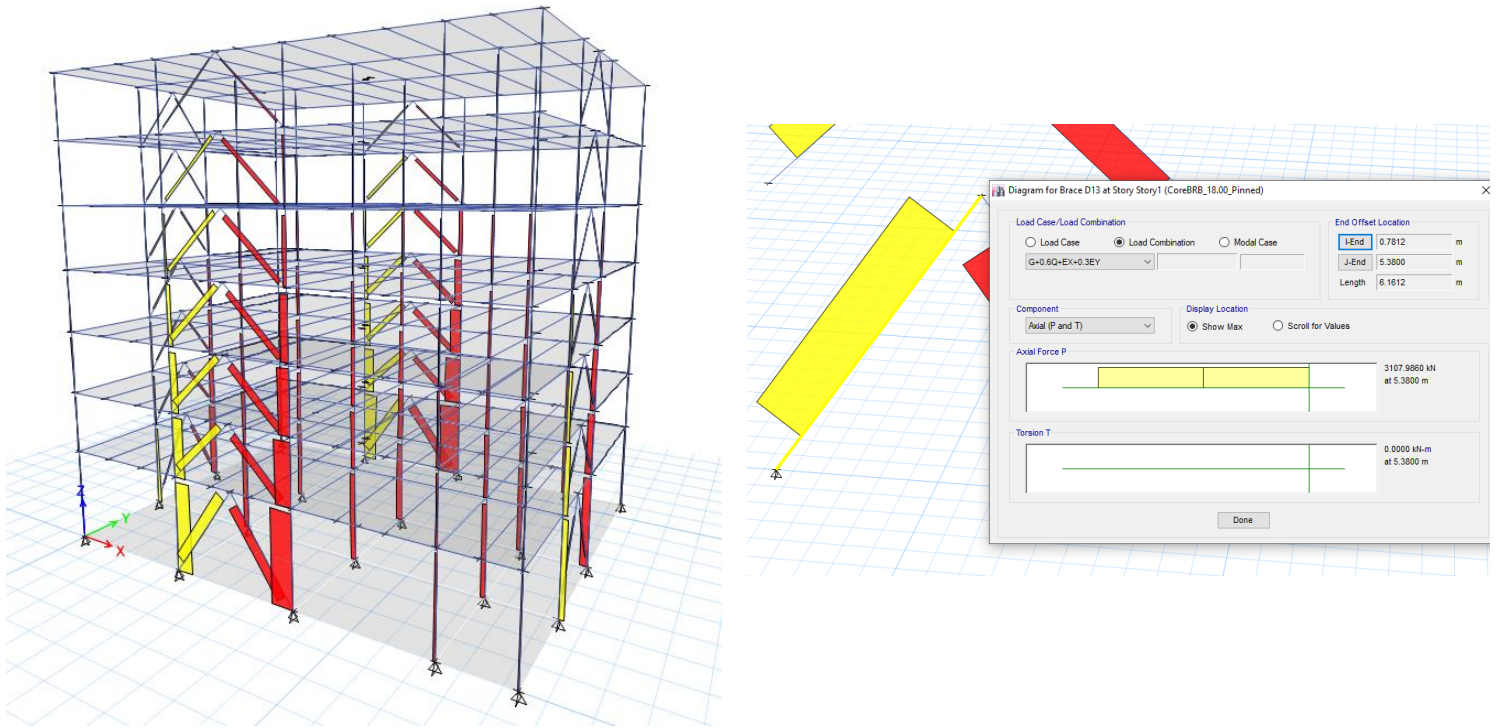
Σχήμα 3.12: Διάγραμμα τεμνουσών για στατικούς συνδυασμούς



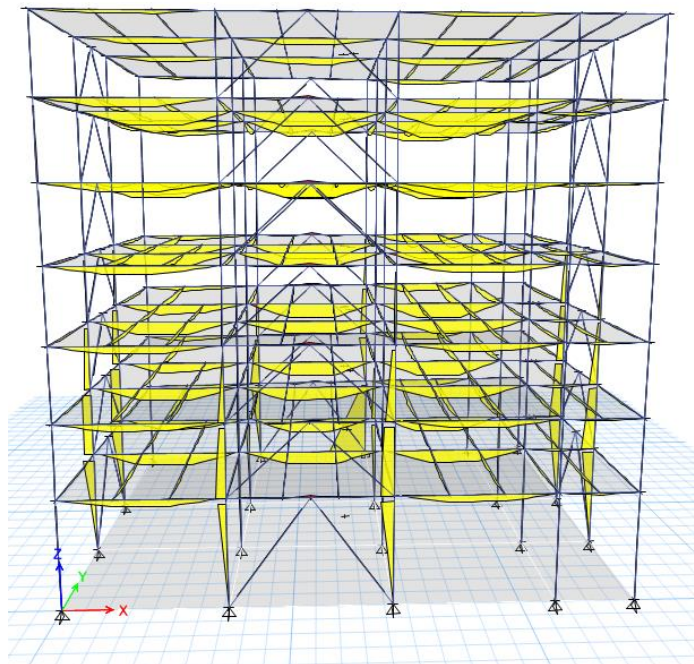
Σχήμα 3.13-3.14: Μέγιστη τέμνουσα δοκών και υποστυλωμάτων για στατικούς συνδυασμούς



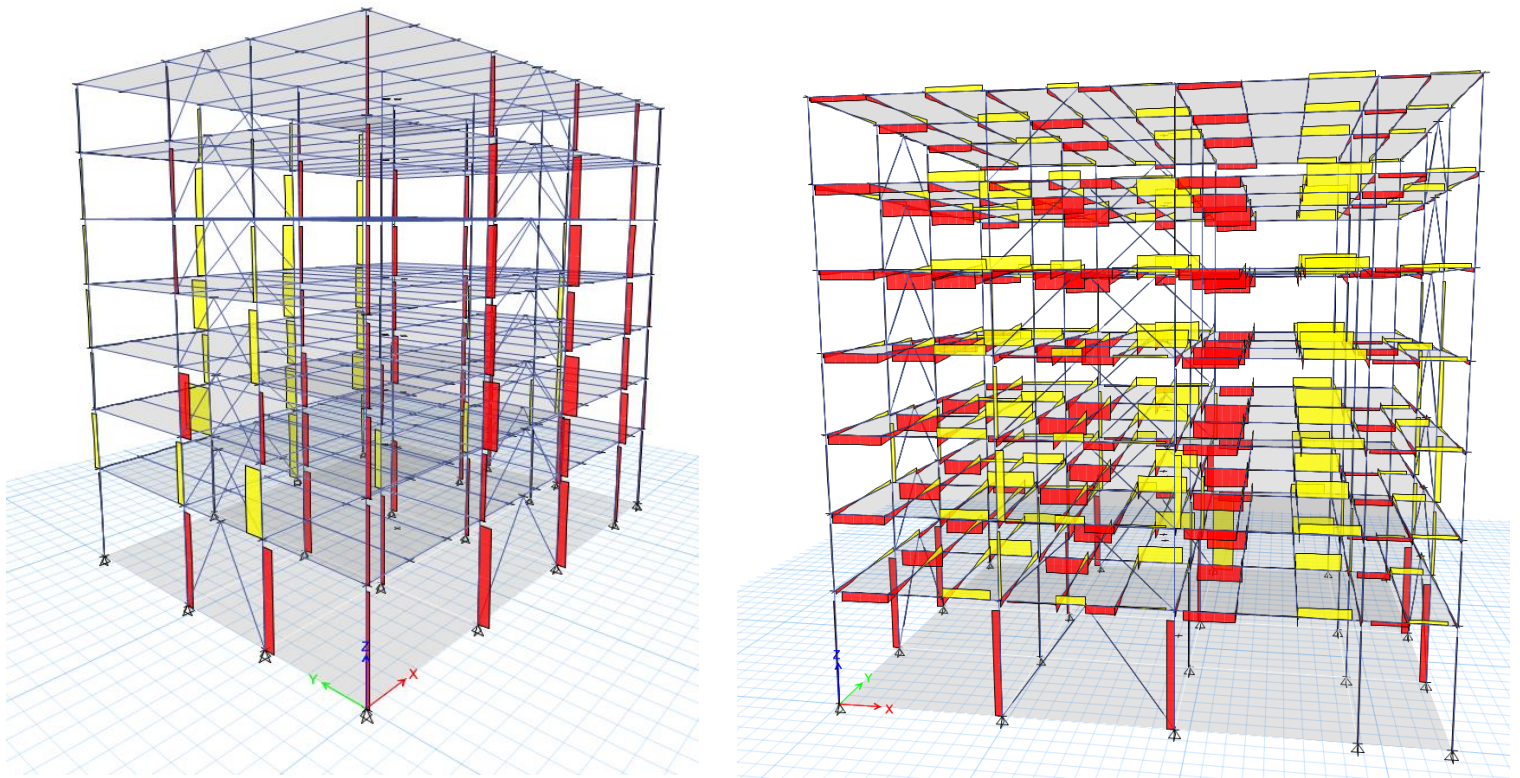
b. Σεισμική φόρτιση :  $DEAD+G+0.6Q+Ex+0.3Ey$



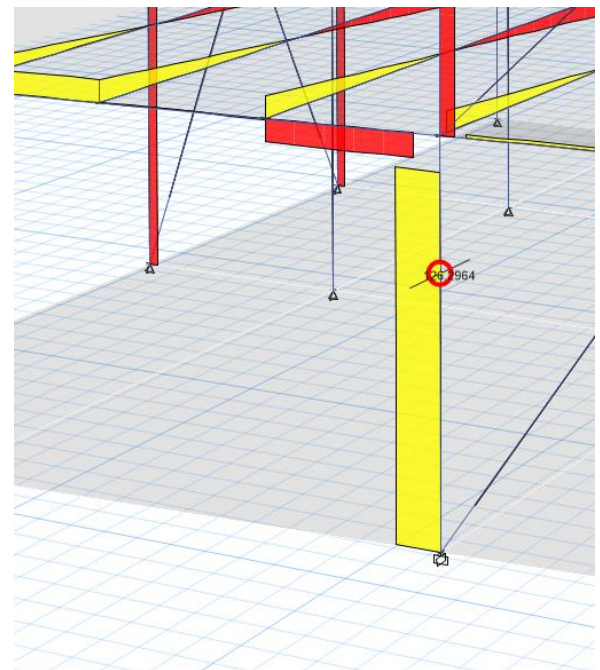
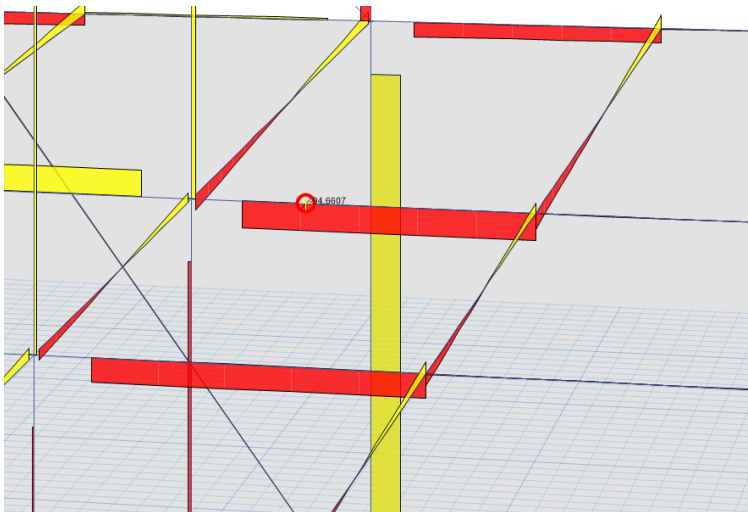
Σχήμα 3.15-3.16: Διάγραμμα αξονικών και μέγιστη φόρτιση για σεισμικούς συνδυασμούς



Σχήμα 3.17: Διάγραμμα καπτικών ροπών για σεισμικούς συνδυασμούς



Σχήμα 3.18-3.19: Διαγράμματα τεμνουσών για σεισμικούς συνδυασμούς



Σχήμα 3.20-3.21: Μέγιστη τέμνουσα δοκών και υποστυλωμάτων για σεισμικούς συνδυασμούς

## 4. Μελέτη και διαστασιολόγηση

### 4.1 Φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης

Για πολυώροφα πλαίσια, οι επιρροές 2ας τάξης λόγω πλευρικής μετάθεσης υπολογίζονται αυξάνοντας τα οριζόντια φορτία  $H_{Ed}$  (π.χ. άνεμο) και τα ισοδύναμα φορτία  $V_{Ed}$  λόγω ατελειών, καθώς και άλλες πιθανές επιρροές λόγω μετάθεσης σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης. Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων του συστήματος δεν μπορούν να υπολογιστούν μονάχα βάση κριτηρίων αντοχής. Οι παραμορφώσεις πρέπει να είναι ελεγχόμενες, έτσι ώστε να περιοριστούν όσο το δυνατόν γίνεται τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Αυτό γίνεται υπολογίζοντας το συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου  $\theta$ .

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

Έχουμε :

$\theta$  : συντελεστής ευαισθησίας

$P_{tot}$  : συνολικό βαρυντικό φορτίο

$d_r$  : σχετική μετακίνηση

$h$  : ύψος ορόφου

$V_{tot}$  = σεισμική τέμνουσα ορόφου

Η μελέτη των φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξης εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή ευαισθησίας  $\theta$  , σύμφωνα με τα εξής :

- $\theta < 0,1$  τότε μπορούν να αμεληθούν τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης τελείως
- $0,1 < \theta < 0,2$  τότε τα φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης λαμβάνονται υπόψη προσεγγιστικά . Αφού γίνει υπολογισμός του συντελεστή  $\alpha_{cr}$  (σχέση 2.1) θα πολλαπλασιάσουμε τα αντίστοιχα σεισμικά φορτία και μετακινήσεις
- $0,2 < \theta < 0,3$  πρέπει να αναλυθούν και να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης

### Συντελεστής ευαισθησίας κτιρίου στον άξονα X

Πίνακας 4.1: Συντελεστής ευαισθησίας κτιρίου κατά X

EX QUAKE					
ΟΡΟΦΟΣ	H(mm)	Ptot(kN)	Vtot(kN)	dr(mm)	θ
7	3300	2538.2	-684.4	37.37	0.042
6	3300	6246.1	-1651.7	38.71	0.044
5	3300	9958.5	-2471.9	36.44	0.044
4	3300	13677.8	-3145.1	31.51	0.042
3	3300	17408.2	-3671.5	26.27	0.038
2	3300	21149.5	-4050.0	19.87	0.031
1	5000	25031.4	-4289.2	17.95	0.021

Άρα για σεισμό διεύθυνσης X έχουμε  $\theta_{\max} = 0.044$

οπότε και προκύπτει

$$\alpha_{cr,x} = \frac{1}{1 - \theta_{\max}} = 1,046$$

### Συντελεστής ευαισθησίας κτιρίου στον άξονα Y

Πίνακας 4.2: Συντελεστής ευαισθησίας κτιρίου κατά Y

EY QUAKE					
ΟΡΟΦΟΣ	H(mm)	Ptot(kN)	Vtot(kN)	dr(mm)	θ
7	3300	2538.2	-335.1	51.22	0.118
6	3300	6246.1	-1031.7	51.29	0.094
5	3300	9958.5	-1992.0	46.65	0.071
4	3300	13677.8	-2516.0	39.62	0.065
3	3300	17408.2	-3003.9	31.23	0.055
2	3300	21149.5	-3354.7	21.06	0.040
1	5000	25031.4	-3676.1	14.81	0.020

Άρα για σεισμό διεύθυνσης Y έχουμε  $\theta_{\max} = 0.117$

οπότε και προκύπτει

$$\alpha_{cr,y} = \frac{1}{1 - \theta_{\max}} = 1,133$$

## 4.2 Ικανοτικός σχεδιασμός – Διαστασιολόγηση συνδέσμων δυσκαμψίας BRB

Σύμφωνα με τη μελέτη για να γίνει μία σωστή διαστασιολόγηση των συνδέσμων δυσκαμψίας θα πρέπει να ικανοποιούνται ένας αριθμός από ελέγχους-περιορισμούς.

- ❖ Έλεγχος λυγερότητας : δε θα πραγματοποιηθεί καθώς έχουμε συνδέσμους δυσκαμψίας άνευ λυγισμού.
- ❖ Η αντοχή διαρροής της διατομής των συνδέσμων δυσκαμψίας να είναι μεγαλύτερη της αξονικής δύναμης που τα καταπονεί , δηλαδή  
 $N_{pl.,Rd} > N_{Ed}$
- ❖ Ικανοποίηση μιας ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς των συνδέσμων δυσκαμψίας. Δηλαδή θα πρέπει η μέγιστη και η ελάχιστη υπεραντοχή τους να μην διαφέρουν παραπάνω από 25%.

$$\text{Δηλαδή θέλουμε να ισχύει η σχέση : } \frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} \leq 0,25$$

Αφού προσανξήσουμε το σεισμό διεύθυνσης X κατά  $a_{cr,x}$  και το σεισμό διεύθυνσης Y κατά  $a_{cr,y}$  ελέγχουμε το μοντέλο μας .

Επαυξημένοι συνδυασμοί φόρτισης :

Κατά X :

$$1.00*(DEAD+ G) + 0.60*Q + E_x + 0.30*E_y \rightarrow$$

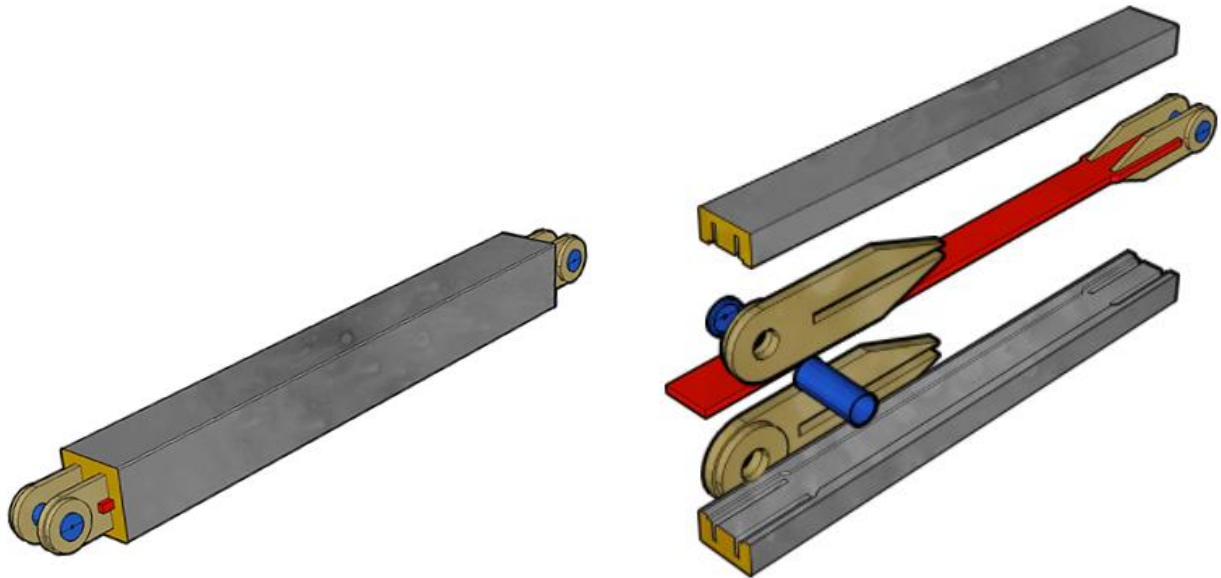
$$1.00*(DEAD+ G) + 0.60*Q + E_x*a_{cr,x} + 0.30*E_y*a_{cr,y} = 1.00*(DEAD+ G) + 0.60*Q + 1.046*E_x + 0.339*E_y$$

Κατά Y :

$$1.00*(DEAD+G) + 0.60*Q + 0.30*E_x + E_y \rightarrow$$

$$1.00*(DEAD+G) + 0.60*Q + 0.30*E_x*a_{cr,x} + E_y*a_{cr,y} = 1.00*(DEAD+ G) + 0.60*Q + 0.3138*E_x + 1.133*E_y$$

Όπως αναφέρθηκε στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο έγινε χρήση συνδέσμων δυσκαμψίας της παρακάτω μορφής . Η ονομασία Core10rinned μαρτυρά τον τύπο των BRB, το πάχος του χαλύβδινου ελάσματος (εδώ πχ 10mm) και τον τύπο σύνδεσης (rinned) όπως φαίνεται στο σχήμα.



Στην εικόνα που ακολουθεί δίνονται οι διαστάσεις (εμβαδό, μήκη) και ο τρόπος σύνδεσης της συγκεκριμένης διατομής μέσα από το λογισμικό ανάλυσης.

CoreBrace BRB Section Dimensions		
Overall Depth (for drawing only)	304.8	mm
Overall Width (for drawing only)	304.8	mm
Area of Yielding Core, Asc	64.5	cm <sup>2</sup>
Connection Type	Pinned	

Σχήμα 4.1: Διαστάσεις διατομής Core10rinned

Στη συνέχεια δίνονται τα αποτελέσματα διαστασιολόγησης των συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 4.3: Διαστασιολόγηση ράβδων διεύθυνσης X

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ BRB ΚΑΤΑ X				
STORY	BRACE	SECTION	Ned/Nrd	Ω
1	D13	Core18pinned	0.681	1.468
	D14	Core18pinned	0.724	1.381
	D15	Core18pinned	0.76	1.316
	D16	Core18pinned	0.698	1.433
2	D13	Core14pinned	0.68	1.471
	D14	Core14pinned	0.692	1.445
	D15	Core13pinned	0.79	1.266
	D16	Core13pinned	0.693	1.443
3	D13	Core11pinned	0.704	1.420
	D14	Core11pinned	0.787	1.271
	D15	Core12pinned	0.802	1.247
	D16	Core12pinned	0.705	1.418
4	D13	Core10pinned	0.645	1.550
	D14	Core10pinned	0.729	1.372
	D15	Core11pinned	0.8	1.250
	D16	Core11pinned	0.678	1.475
5	D13	Core8.5pinned	0.642	1.558
	D14	Core8.5pinned	0.719	1.391
	D15	Core8.5pinned	0.79	1.266
	D16	Core8.5pinned	0.73	1.370
6	D13	Core8pinned	0.693	1.443
	D14	Core8pinned	0.672	1.488
	D15	Core8pinned	0.653	1.531
	D16	Core8pinned	0.65	1.538

$$\Omega_{\min} = 1.246$$

$$\Omega_{\max} = 1.557$$

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} = 0.249 \leq 0,25$$

Πίνακας 4.4: Διαστασιολόγηση ράβδων διεύθυνσης Y

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ BRB ΚΑΤΑ Y				
STORY	BRACE	SECTION	Ned/Nrd	$\Omega$
1	D17	Core19pinned	0.792	1.263
	D18	Core19pinned	0.779	1.284
	D19	Core17pinned	0.755	1.325
	D20	Core17pinned	0.74	1.351
2	D17	Core14pinned	0.762	1.312
	D18	Core14pinned	0.777	1.287
	D19	Core12pinned	0.747	1.339
	D20	Core12pinned	0.725	1.379
3	D17	Core13pinned	0.758	1.319
	D18	Core13pinned	0.773	1.294
	D19	Core11pinned	0.74	1.351
	D20	Core11pinned	0.715	1.399
4	D17	Core11pinned	0.787	1.271
	D17	Core11pinned	0.795	1.258
	D18	Core9pinned	0.749	1.335
	D19	Core9pinned	0.719	1.391
5	D20	Core9pinned	0.757	1.321
	D17	Core9pinned	0.779	1.284
	D18	Core8pinned	0.677	1.477
	D19	Core8pinned	0.652	1.534
6	D20	Core8pinned	0.641	1.560
	D17	Core8pinned	0.64	1.563
	D18	Core8pinned	0.639	1.565
	D19	Core8pinned	0.638	1.567

$$\Omega_{\min} = 1.257$$

$$\Omega_{\max} = 1.567$$

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} = 0.243 \leq 0,25$$



### 4.3 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

Σύμφωνα με τον κανονισμό τα υποστυλώματα θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής :

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

- $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό του υποστυλώματος σύμφωνα με τον EN1993, η οποία περιλαμβάνει αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης  $M_{Ed}$ , τη ροπή σχεδιασμού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- $N_{Ed,G}$  είναι η αξονική δύναμη που καταπονεί το υποστυλώμα και οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- $N_{Ed,E}$  είναι η αξονική δύναμη που καταπονεί το υποστυλώμα και οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού
- $\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής
- $\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  για όλες τις διαγώνιους

Έτσι λοιπόν για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων θα πρέπει να αυξήσουμε την ένταση των σεισμικών φορτίσεων κατά  $A_{x,y} = 1,1 * \gamma * \Omega_{min}$  αντίστοιχα σε κάθε διεύθυνση.

$$A_x = 1.1 * 1.25 * 1.246 = 1.71$$

$$A_y = 1.1 * 1.25 * 1.257 = 1.73$$

Επαυξημένοι συνδυασμοί με βάση τους οποίους θα διαστασιολογηθούν τα υποστυλώματα :

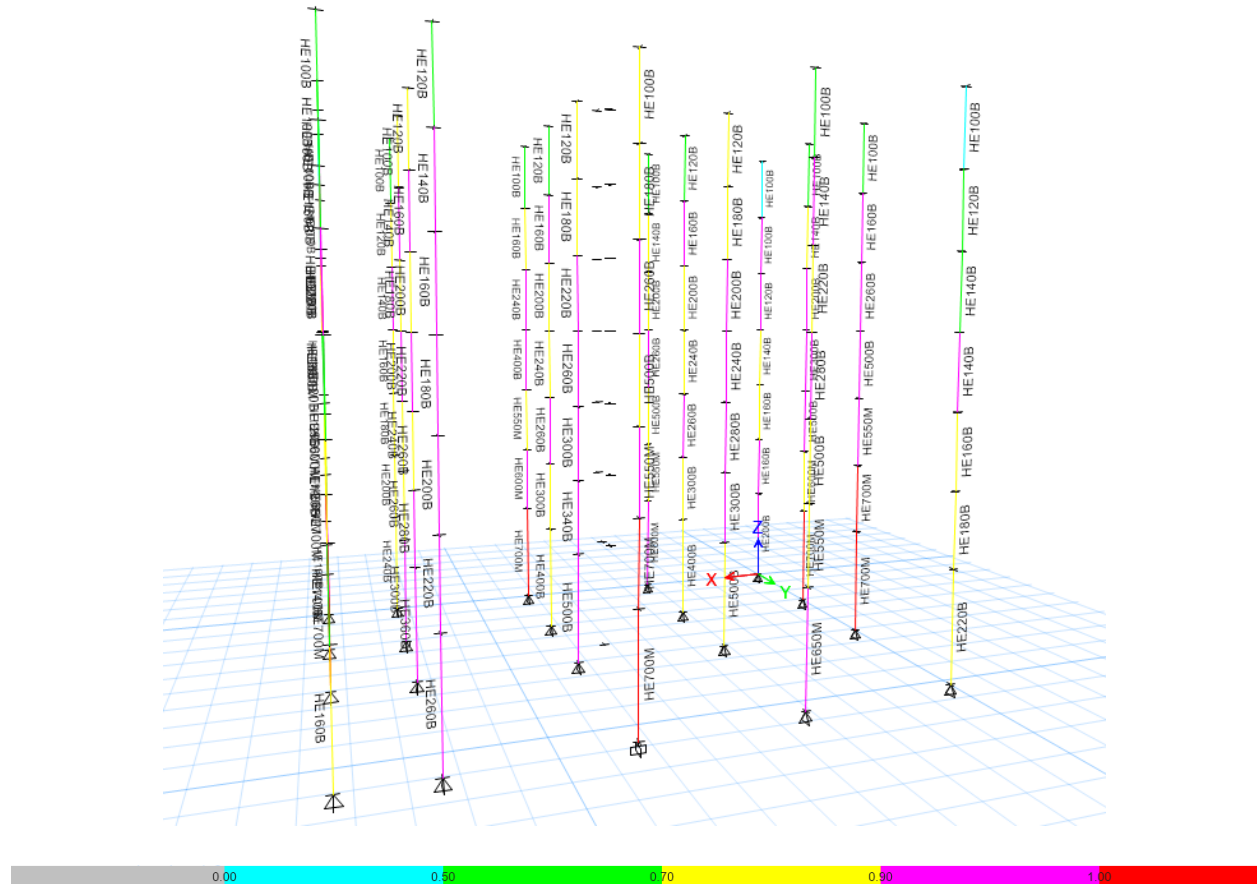
Κατά X :

$$\begin{aligned} & 1.00 * (DEAD + G) + 0.60 * Q + E_x * A_x * a_{cr,x} + 0.30 * E_y * A_y * a_{cr,y} = \\ & = 1.00 * (DEAD + G) + 0.60 * Q + 1.78 * E_x + 0.588 * E_y \end{aligned}$$

Κατά Y :

$$1.00*(DEAD+G) + 0.60*Q + 0.30*A_x*E_x a_{cr,x} + E_y*A_y*a_{cr,y} =$$
$$= 1.00*(DEAD+ G) + 0.60*Q + 0.535*E_x + 1.96*E_y$$

Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν τα υποστυλώματα που φαίνονται παρακάτω καθώς και ο έλεγχος αυτών :



Σχήμα 4.2: Διαστασιολόγηση Υποστυλωμάτων

#### 4.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

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

- I. Κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$\gamma = \frac{dr * v}{h} \leq 0.5\% = \gamma_{max}$$

II. Κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

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

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

$$\gamma = \frac{dr * v}{h} \leq 1\% = \gamma_{max}$$

$d_r$  : σχετική παραμόρφωση ορόφου

$h$  : το ύψος του κάθε ορόφου

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

Στη δική μας περίπτωση έχουμε κτίριο με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία, οπότε και θέλουμε να ισχύει :

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

Διεύθυνση X

Πίνακας 4.5: Γωνιακές Παραμορφώσεις Ορόφων κατά X

Διεύθυνση X			
ΟΡΟΦΟΣ	H(mm)	dr(mm)	γ(%)
7	3300	37.366	0.45
6	3300	38.706	0.47
5	3300	36.444	0.44
4	3300	31.506	0.38
3	3300	26.266	0.32
2	3300	19.866	0.24
1	5000	17.952	0.14

Διεύθυνση Υ

Πίνακας 4.6: Γωνιακές Παραμορφώσεις Ορόφων κατά Υ

Διεύθυνση Υ			
ΟΡΟΦΟΣ	H(mm)	dr(mm)	γ(%)
7	3300	51.22	0.62
6	3300	51.294	0.62
5	3300	46.652	0.57
4	3300	39.616	0.48
3	3300	31.23	0.38
2	3300	21.06	0.26
1	5000	14.806	0.12

## 5. Έλεγχος βασικών μελών σε πυρκαγιά

Στη συνέχεια θα ελεγχθούν κάποια βασικά μέλη της κατασκευής (μιας δοκού και ενός υποστυλώματος ισογείου) σε πυρκαγιά με βάση την αντοχή των μελών.

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

### *Δείκτης Πυραντίστασης*

Ορίζεται ο χρόνος από την έναρξη της φωτιάς μέχρι την αστοχία του μέλους. Ο κατ' ελάχιστο απαιτούμενος δείκτης πυραντίστασης ορίζεται γενικώς στους κτιριοδομικούς κανονισμούς ανάλογα με το είδος, το μέγεθος, την χρήση του κτιρίου.

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

Στην περίπτωση που δούμε ότι δεν ικανοποιείται ο έλεγχος των 60 λεπτών και ενισχύσουμε τα μέλη, τότε θα στοχεύσουμε στο να έχει το υποστύλωμα ελάχιστο δείκτη πυραντίστασης τα 90 λεπτά και η δοκός τα 60 λεπτά. Αυτό για την επίτευξη μεγαλύτερης ασφάλειας των δομικών στοιχείων καθώς και για να αποφευχθεί η πρόωρη αστοχία των υποστυλωμάτων και υπάρξει σημαντική και μη προβλεπόμενη ανακατανομή της έντασης. (π.χ. μηχανισμός ορόφου).

### 5.1 Έλεγχος μη μονωμένης δοκού

#### Δοκός

Στοιχεία δοκού που επιλέχθηκε προς έλεγχο :

Μήκος - 7,2 m

Διατομή - HEA200

Συνδυασμός φορτίων υπό πυρκαγιά -  $G + \psi_1 * Q$ , με  $\psi_1 = 0,5$

Πρόβλημα πλευρικής αστάθειας δεν υπάρχει, αφού προστατεύεται από την πλάκα σκυροδέματος.

Τέμνουσα δύναμη -  $V_{fi,Ed} = 33,68$  kN

Ροπή κάμψης -  $M_{fi,Ed} = 59,23$  kN/m

### 5.1.1 Κρίσιμη θερμοκρασία λόγω κάμψης :

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

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

Συντελεστής Προσαρμογής  $\kappa_1 = 0.70$

Συντελεστής Προσαρμογής  $\kappa_2 = 1.0$

Συντελεστής Υλικού  $\gamma_{M1} = 1.0$

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

Πλαστική Ροπή αντοχής  $M_{pl,Rd} = W_{pl} * f_y / \gamma_{M0} = 118,11 \text{ kN/m} > M_{Ed}$

$$M_{fi,t,Rd} = 168,72 * k_{y\theta}$$

Εξισώνουμε  $M_{fi,t,Rd}$  με  $M_{fi,Ed}$  και βρίσκουμε ότι :

Μειωτικός Συντ.  $k_{y\theta} = 0.35$

Κρίσιμη τιμή τάσης διαρροής  $f_{y\theta} = k_{y\theta} * f_y = 9,625 \text{ kN/cm}^2$

Τελικά προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω  $\theta_{a,cr} = 650 \text{ }^\circ\text{C}$

### 5.1.2 Κρίσιμη θερμοκρασία λόγω διάτμησης :

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

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

Συντελεστής Υλικού  $\gamma_{M1} = 1.0$

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

Πλαστική αντοχή σε τέμνουσα  $V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = 287,05 > V_{Ed}$

$$V_{fi,t,Rd} = 287,058 * k_{y\theta}$$

Εξισώνουμε  $V_{fi,t,Rd}$  με  $V_{fi,Ed}$  και βρίσκουμε ότι :

$$k_{y\theta} = 0.117$$

$$\text{Κρίσιμη τιμή τάσης διαρροής } f_{y\theta} = k_{y\theta} * f_y = 3,22 \text{ kN/cm}^2$$

Τελικά προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω  $\theta_{a,cr} = 694 \text{ }^\circ\text{C}$

### 5.1.3 Υπολογισμός Διατιθέμενου Δείκτη Πυραντίστασης

Δυσμενέστερο σενάριο είναι αυτό με το μικρότερο  $\theta_{a,cr}$ .

$$\text{Συντελεστής Διατομής } A_m / V = 100,1 / 53,8 = 1,86 \text{ cm}^{-1} = 186 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Άρα προκύπτει } t_{\text{διατ}} = 15,2 \text{ min} < t_{\text{απαιτ}} = 60 \text{ min}$$

## 5. 2 Έλεγχος μονωμένης δοκού

### Δοκός

Στοιχεία δοκού που επιλέχθηκε προς έλεγχο :

Μήκος - 7,2 m

Διατομή - HEA200

Συνδυασμός φορτίων υπό πυρκαγιά -  $G + \psi_1 * Q$ , με  $\psi_1 = 0,5$

Τέμνουσα δύναμη -  $V_{fi,Ed} = 33,68 \text{ kN}$

Ροπή κάμψης -  $M_{fi,Ed} = 59,23 \text{ kN/m}$

### 5.2.1 Κρίσιμη θερμοκρασία λόγω κάμψης :

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

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

Συντελεστής Προσαρμογής  $\kappa_1 = 0.85$

Συντελεστής Προσαρμογής  $\kappa_2 = 1.0$

Συντελεστής Υλικού  $\gamma_{M1} = 1.0$

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

Πλαστική Ροπή αντοχής  $M_{pl,Rd} = W_{pl} * f_y / \gamma_{M0} = 118,11 \text{ kN/m} > M_{Ed}$

$M_{fi,t,Rd} = 139 * k_{y,\theta}$

Εξισώνουμε  $M_{fi,t,Rd}$  με  $M_{fi,Ed}$  και βρίσκουμε ότι :

Μειωτικός Συντ.  $k_{y,\theta} = 0.426$

Κρίσιμη τιμή τάσης διαρροής  $f_{y\theta} = k_{y,\theta} * f_y = 11,71 \text{ kN/cm}^2$

Τελικά προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω  $\theta_{a,cr} = 618,33 \text{ }^\circ\text{C}$

*Δεδομένα μονωτικού υλικού*

Πάχος  $d = 25 \text{ mm}$  και

Συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας  $\lambda = 0,25 \text{ W/mK}$

$d/\lambda = 0.1$

Συντελεστής Διατομής  $A_p/V = S/A = 109,66 \text{ m}^{-1}$

$t_{\text{διατ}} = 81,5 \text{ min} > t_{\text{απ}} = 60 \text{ min}$



## 5.3 Έλεγχος μη μονωμένου υποστυλώματος

### 5.3.1 Γενικά

#### Υποστώλωμα

Στοιχεία υποστυλώματος (ενδιάμεσου ορόφου) που επιλέχθηκε προς έλεγχο :

Διατομή - HEB220

Η διατομή αυτή έχει ελεγχθεί σε κανονικές συνθήκες υπό στατικά και δυναμικά φορτία και εδώ ελέγχεται μόνο το κατά πόσο καλύπτει τους απαιτούμενους ελέγχους σε συνθήκες πυρκαγιάς.

Συνδυασμός φορτίων υπό πυρκαγιά -  $G + \psi_1 * Q$  , με  $\psi_1 = 0,5$

Δρώσα αξονική δύναμη  $N_{Ed} = 566.27 \text{ kN}$

Δρώσα τέμνουσα δύναμη  $V_{Ed} = 3,33 \text{ kN}$

Δρώσα ροπή κάμψης  $M_{y,Ed} = 5,67 \text{ kNm}$

Δρώσα ροπή κάμψης  $M_{z,Ed} = 6,2 \text{ kNm}$

$$A_m/V = 1,24 \text{ cm}^{-1} = 124 \text{ m}^{-1}$$

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω για τα υποστυλώματα θέλουμε  $t = 90 \text{ min}$  θερμοκρασία για την οποία υπολογίζουμε  $\theta_{a,cr}$  σύμφωνα με το τον συντελεστή σχήματος που υπολογίστηκε.

$$\text{Τελικά } \theta_{a,cr} = 998,44 \text{ }^\circ\text{C}$$

Στη συνέχεια υπολογίζουμε τους μειωτικούς συντελεστές της τάσης διαρροής για την κρίσιμη θερμοκρασία που υπολογίσαμε.

$$k_{y,\theta} = 0,043$$

$$k_{p,\theta} = 0,035$$

$$k_{E,\theta} = 0,0258$$

### 5.3.2 Έλεγχος σε τέμνουσα

Η αντοχή έναντι τέμνουσας δίνεται από τη σχέση :

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

$$k_{y,\theta} = 0,043$$

$$V_{Ed} = 3,33 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 331,83 \text{ kN}$$

$$V_{fi,t,Rd} = 14,26 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{fi,t,Rd} = 0,24$$

### 5.3.3 Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη

Η αντοχή σε κάμψη δίνεται από τη σχέση :

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

Η αντοχή σχεδιασμού έναντι λυγισμού  $N_{b,fi,t,Rd}$  δίνεται από τη σχέση :

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

όπου :

- $\chi_{fi}$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για καμπτικό λυγισμό στην κατάσταση σχεδιασμού πυρκαγιάς
- $k_{y,\theta}$  : μειωτικός συντελεστής για την τάση διαρροής του χάλυβα
- $\kappa_{E,\theta}$  : μειωτικός συντελεστής για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής του διαγράμματος τάσεων – παραμορφώσεων που αντιστοιχεί σε θερμοκρασία  $\theta_{a,cr}$
- Το μήκος λυγισμού  $l_{fi}$  στην περίπτωση ενός πλαισίου όπου κάθε όροφος περιλαμβάνει ένα χωριστό πυροδιαμέρισμα με αντοχή σε πυρκαγιά, το μήκος λυγισμού  $l_{fi}$  ενός συνεχούς υποστυλώματος σε ένα ενδιάμεσο όροφο μπορεί να λαμβάνεται ως  $0,5h$  και στον ανώτερο όροφο ως  $0,7h$  , όπου  $h$  το ύψος του αντίστοιχου ορόφου.

Η αντοχή σχεδιασμού  $R_{fi,t,d}$  έναντι λυγισμού για ένα μέλος που υπόκειται σε συνδυασμένη κάμψη και αξονική θλίψη ελέγχεται με την ικανοποίηση των δύο παρακάτω σχέσεων (σχέση 5.1, σχέση 5.2):

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

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

Προκύπτουν τα παρακάτω :

Λυγηρότητα = 53,13cm

Ανηγμένη λυγηρότητα συνήθους κατάσταση  $\lambda_{LT} = 0,615$

Ανηγμένη λυγηρότητα κατάσταση πυρκαγιάς  $\lambda_{LT,\theta} = 0,52$

Συντελεστής  $\alpha = 0,6$

Μειωτικός συντελεστής  $\varphi_{LT,\theta,com} = 0.81$

Μειωτικός συντελεστής για πλευρικο λυγισμό  $\chi_{LT,fi} = 0.698$

Ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda_y = 0.61$

Ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda_z = 0,78$

Ανηγμένη λυγηρότητα σε συνθήκες πυρκαγιάς  $\lambda_{y,\theta} = 0,78$

Ανηγμένη λυγηρότητα σε συνθήκες πυρκαγιάς  $\lambda_{z,\theta} = 1,06$

Συντελεστής  $\varphi_{y,\theta} = 1,17$

Συντελεστής  $\varphi_{z,\theta} = 1,33$

Μειωτικός συντελεστής καμπτικού λυγισμού  $\chi_{y,fi} = 0,489$

Μειωτικός συντελεστής καμπτικού λυγισμού  $\chi_{z,fi} = 0,468$

Μειωτικός συντελεστής καμπτικού λυγισμού  $\chi_{min,fi} = \min(0,489 / 0,468) = 0,468$

Συντελεστής  $k_y = -9,76$

Συντελεστής  $k_z = -10,24$

Ροπή πόδα = 6,11kNm

Ροπή κορυφής = -3.95kNm

Λόγος ροπής  $\Psi = 0,64$

Συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμ. Ροπής  $\beta_{mi,\Psi} = 1,352$

Συντελεστής  $\mu_{LT} = \min \{0,9, 0,15\lambda_{z,\theta} * \beta_{mi,\Psi} - 0,15\} = 0,064$

Συντελεστής  $k_{LT} = 0,28 < 1$

Τώρα μπορούμε να ελέγξουμε τις σχέσεις 5.1 και 5.2

$$\frac{N_{fLEd}}{\chi_{min,fl} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fl}}} + \frac{k_y * M_{y,fLEd}}{W_{pl,y} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fl}}} + \frac{k_y * M_{z,fLEd}}{W_{pl,z} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fl}}} = 1,18 > 1$$

$$\frac{N_{fLEd}}{\chi_{z,fl} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fl}}} + \frac{k_{LT} * M_{y,fLEd}}{\chi_{LT,fl} * W_{pl,y} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fl}}} + \frac{k_z * M_{z,fLEd}}{W_{pl,z} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fl}}} = 0,8 < 1$$

Άρα χρειαζόμαστε μόνωση υποστυλώματος.

#### 5.4 Έλεγχος μονωμένου υποστυλώματος

Παραπάνω διαπιστώθηκε ανεπάρκεια του ελεγχόμενου υποστυλώματος σε συνθήκες πυρκαγιάς. Γι' αυτό αποφασίστηκε να γίνει ενίσχυση και προστασία αυτού με πλάκες ορκοτοβάμβακα.

Κατά συνέπεια :

Πάχος μονωτικού  $d = 50\text{mm}$

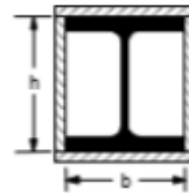
Συντελεστής θερμ. αγωγιμότητας  $\lambda = 0,25\text{W/m}^{\circ}\text{C}$

Λόγος  $d/\lambda = 0,20$

$$A_m/V = 2*(b+h)/V = 96,7\text{m}^{-1}$$

Για  $d/\lambda = 0,2$  και  $A_m/V = 96,7$  σε  $t = 90$  έχουμε :

$$\theta_a = 401^{\circ}\text{C}$$



$d_i / \lambda_i = 0,20$ $\left[ \frac{\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{W}} \right]$		Συντελεστής διατομής $A_p/V$ ( $\text{m}^{-1}$ )												
		χρόνος $t$ [min]	θερμο- κρασία αέρα $v_a$ [ $^{\circ}\text{C}$ ]	10	20	30	50	100	150	200	250	300	350	400
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
15	739	26	33	39	51	80	108	134	158	181	203	224		
30	842	35	50	64	91	154	209	258	302	341	376	407		
45	902	44	68	90	133	225	302	366	421	467	507	542		
60	945	54	87	118	174	292	385	458	510	568	609	644		
75	979	65	106	145	215	354	457	536	598	648	689	723		
90	1006	75	125	172	253	410	521	603	666	715	755	787		
105	1029	85	145	198	291	461	577	660	723	771	809	839		
120	1049	96	164	224	326	508	627	711	772	818	854	882		

Για αυτή την θερμοκρασία υπολογίστηκαν οι παρακάτω συντελεστές απομείωσης των ιδιοτήτων του χάλυβα.

$$k_{y,\theta} = 1,0$$

$$k_{p,\theta} = 0,43$$

$$k_{E,\theta} = 0,706$$

Ελέγχονται ξανά οι σχέσεις 5.1 και 5.2 και πλέον έχουμε επάρκεια υποστυλώματος σε πυρκαγιά.

$$\frac{N_{fI,Ed}}{\chi_{min,fI} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fI}}} + \frac{k_y * M_{y,fI,Ed}}{W_{ply} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fI}}} + \frac{k_y * M_{z,fI,Ed}}{W_{plx} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fI}}} < 1$$

$$\frac{N_{fI,Ed}}{\chi_{z,fI} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fI}}} + \frac{k_{LT} * M_{y,fI,Ed}}{\chi_{LT,fI} * W_{ply} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fI}}} + \frac{k_z * M_{z,fI,Ed}}{W_{plx} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fI}}} < 1$$

## Βιβλιογραφία

1. Ερμόπουλος Ι., Ευρωκώδικας 1 , «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, 2<sup>η</sup> έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2004). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
8. EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
9. EN1991-1-2, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Fire Loads», CEN, 2004
10. EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
11. EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
12. EN1992-4-1, Eurocode 2: «Design of fastenings for use in concrete, General»
13. EN1992-4-2, Eurocode 2: «Design of fastenings for use in concrete, Headed Fasteners»
14. EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
15. EN1993-1-2, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-2: Structural Fire Design»
16. EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005
17. EN1993-1-13, Eurocode 3: “Steel beams with large web openings”, working draft March 2016
18. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. – «Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 (www.elastron.gr)».
19. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. – «Εγχειρίδιο χρήσης SymDeck Designer».
20. Ντάσκα Άννα Θ., «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας», Αθήνα 2015
21. Κατσιμίχα Παναγιώτα, «Μελέτη δεκαώροφης πολυτελούς ξενοδοχειακής μονάδας», Αθήνα 2017
22. Γεώργιος Θ. Μπέκας, «Σχεδιασμός και αποτίμηση συμπεριφοράς κανονικού πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας άνευ λυγισμού», Αθήνα 2016
23. <https://corebrace.com/>