

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ  
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ



## Πτυχιακή εργασία

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΚΑΜΠΤΟΥ  
ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ

Χριστίνα Γιαννούλη

Λεμεσός 2016



ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ  
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΓΕΩΠΛΗΡΟΦΟΡΙΚΗΣ

## **Πτυχιακή εργασία**

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΚΑΜΠΤΟΥ  
ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ

Χριστίνα Γιαννούλη

Σύμβουλος καθηγητής  
Δρ./κος Χρύσης Παπαλεοντίου

Λεμεσός 2016

## **Πνευματικά δικαιώματα**

Copyright © Χριστίνα Γιαννούλη, 2016

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Η έγκριση της πτυχιακής εργασίας από το Τμήμα Μηχανικής και Τεχνολογίας του Τεχνολογικού Πανεπιστημίου Κύπρου δεν υποδηλώνει απαραίτητως και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα εκ μέρους του Τμήματος.

Θα ήθελα ιδιαιτέρως να ευχαριστήσω τον επιβλέποντά μου, κ. Χρύση Παπαλεοντίου για την πολύτιμη καθοδήγησή του στην εκπόνηση αυτής της εργασίας καθώς και για τις γνώσεις που μου μετέδωσε καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας.

Χριστίνα Γιαννούλη

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως σκοπό τον σχεδιασμό και την ανάλυση μίας εξώροφης εύκαμπτης μεταλλικής κατασκευής που προορίζεται για γραφειακή χρήση. Αποτελείται από συνδέσεις ροπής μεταξύ δοκών-υποστυλωμάτων των δύο ακραίων περιμετρικών πλαισίων και απλές συνδέσεις τέμνουσας στα εσωτερικά πλαίσια. Τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται από τα περιμετρικά πλαίσια. Η στατική προσέγγιση πραγματοποιήθηκε με την χρήση ενός εμπορικού προγράμματος Staad.Pro και το κτίριο προσομοιώθηκε, αναλύθηκε και διαστασιολογήθηκε για την οριακή κατάσταση αστοχίας υπό την επίδραση βαρυτικών και σεισμικών φορτίων. Ακολουθήθηκαν οι ισχύοντες κανόνες των Ευρωκωδίκων 0, 1, 3 και 8. Πραγματοποιήθηκε ανάλυση σεισμικού σχεδιασμού με την μέθοδο των πλευρικών δυνάμεων στο χέρι καθώς και με την φασματική μέθοδο. Τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν ως προς την συμπεριφορά του συστήματος σε δύο διαφορετικές σεισμικές αναλύσεις. Τέλος, εξήχθηκαν συμπεράσματα για τα διάφορα είδη φορτίων που επιβλήθηκαν στην κατασκευή.

**Λέξεις κλειδιά:** μεταλλική κατασκευή, STAAD Pro, Ευρωκώδικες, σεισμική ανάλυση

## **ABSTRACT**

The aim of this study is the design and the analysis of a sixth floor unbraced steel structure which will be used as office building. It consists of moment connections among beams and columns in the two peripheral frames and of simple connections in the internal ones. The lateral forces are absorbed by the peripheral frames. The static approach carried out with a commercial program named Staad.Pro and the building simulated, analyzed and dimensioned for the ultimate limit state under gravity and seismic loads. The rules of Eurocodes 0, 1, 3 and 8 followed. The design seismic analysis was carried out by lateral force method and the analysis was made by and with the modal response spectrum analysis. The results were compared as for the behavior of the system under two different seismic analyses. At the end conclusions derived from the different kinds of loads that applied on the construction.

**Keywords:** steel structure, Staad.Pro, Eurocodes, seismic analysis

# ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iv
ABSTRACT .....	v
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ .....	vi
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ .....	viii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ .....	ix
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	x
1 Συστήματα Φορέων.....	1
1.1 Πλαίσια.....	1
1.2 Κατακόρυφοι Κεντρικοί Σύνδεσμοι.....	2
1.3 Κατακόρυφοι Έκκεντροι Σύνδεσμοι.....	3
1.4 Τοιχεία από Σκυρόδεμα.....	3
1.5 Σύμμικτα Διατμητικά Τοιχώματα .....	4
1.6 Αμετάθετα και Μεταθετά Πλαίσια Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 [1, 2, 3].....	4
2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	8
2.1 Γεωμετρία Κτιρίου .....	8
2.2 Στατική Κτιρίου.....	9
3 Σχεδιασμός και Προσομοίωση Μεταλλικής Κατασκευής.....	12
3.1 Σχεδιασμός .....	12
3.1.1 Δευτερεύουσες δοκοί.....	12
3.1.2 Κύριες δοκοί.....	12
3.1.3 Υποστυλώματα .....	13
3.1.4 Πλάκες / Πατώματα.....	14
3.2 Προσομοίωση.....	14
3.2.1 Γεωμετρική Μοντελοποίηση.....	14



3.3	Έλεγχοι.....	14
3.4	Υλικό κατασκευής.....	15
4	Δράσεις.....	16
4.1	Κατακόρυφες Δράσεις.....	16
4.1.1	Μόνιμα φορτία .....	16
4.1.2	Κινητά Φορτία.....	17
4.1.3	Συνδυασμοί Φορτίσεων.....	18
4.1.4	Σεισμικές Δράσεις .....	18
4.1.5	Παράμετροι σεισμικής δράσης.....	22
4.2	Ανάλυση Σεισμικής Δράσης .....	23
4.2.1	Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος [6, 11, 14].....	23
4.2.2	Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης.....	25
5	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	27
5.1	Αποτελέσματα Φασματικής Ιδιομορφικής Ανάλυσης .....	27
5.1.1	Σεισμικές Δράσεις στην κατεύθυνση xx .....	29
5.1.2	Σεισμικές Δράσεις στην κατεύθυνση zz.....	31
5.2	Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (στατικού τύπου φορτία).....	33
5.2.1	Αναλυτικός Υπολογισμός.....	33
5.2.2	Τελική ανάλυση και σχεδιαστικός έλεγχος.....	38
5.2.3	Αποτελέσματα μεθόδου βάσει του προγράμματος Staad.Pro. ....	42
5.3	Αποτελέσματα Προγράμματος.....	46
5.3.1	Διατομές Μελών.....	46
5.3.2	Έλεγχοι μελών.....	47
5.3.3	Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών .....	60
6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	62
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	64

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1: Πίνακας 3.1 του EN 1998-1 :2004 που δείχνει τις κατηγορίες των κτιρίων και τον αντίστοιχο συντελεστή σπουδαιότητας .....	16
Πίνακας 2: Πίνακας 6.9 του EN 1991-1-1:2002 που αναλύει τις κατηγορίες οροφών ανά χρήση .....	17
Πίνακας 3: Πίνακας 6.2 του EN 1991-1-1:2002 που δείχνει τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία κατασκευής .....	17
Πίνακας 4: Κατηγορίες εδαφών σύμφωνα EN 1998-1 :2004/Table 3.1 .....	20
Πίνακας 5: Τιμές συντελεστή $\phi$ αναλόγως κατηγορία φορέα του EN1998-1 .....	25
Πίνακας 6: Τιμές συντελεστή $\phi$ του EN1998-1 .....	34
Πίνακας 7: Τιμές συντελεστή $\psi$ αναλόγως χρήσης κτιρίου του EN1998-1 .....	34
Πίνακας 8: Ολικά σεισμικά πλευρικά φορτία .....	36
Πίνακας 9: Συνολικά αποτελέσματα συντελεστή $\theta$ .....	37
Πίνακας 10: Κατηγορίες διατομής αναλόγως τιμών συντελεστή συμπεριφοράς του EN1998-1 .....	38
Πίνακας 11: Συγκριτικές μετατοπίσεις του πλαισίου A που δημιουργούνται από τα επικόμβια φορτία και από φορτία σεισμού .....	45
Πίνακας 12: Συγκριτικές μετατοπίσεις του πλαισίου B που δημιουργούνται από τα επικόμβια φορτία και από φορτία σεισμού του φάσματος X .....	46
Πίνακας 13: ελέγχου περιορισμού των βλαβών .....	61

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1: Κατακόρυφοι κεντρικοί σύνδεσμοι [2].....	2
Σχήμα 2: Κατακόρυφοι έκκεντροι σύνδεσμοι [2] .....	3
Σχήμα 3: Τρισδιάστατη απεικόνιση των διατομών των γραμμικών στοιχείων του κτιρίου .....	8
Σχήμα 4: Τυπική όψη κατασκευής στην διαμήκη διεύθυνση x .....	10
Σχήμα 5: Τυπική πλάγια όψη κατασκευής στην οποία είναι ευκρινείς οι σύνδεσμοι X.....	10
Σχήμα 6: Τυπική κάτοψη κτιρίου στην οποία φαίνεται η διάταξη κύριων και δευτερευουσών δοκών καθώς και τα είδη στηρίξεων στο έδαφος.....	11
Σχήμα 7: Ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου Ι για εδάφη Α έως Ε με 5%απόσβεση βάσει του πίνακα 3.2 του EN1998-1:2004.....	22
Σχήμα 8: 1 <sup>η</sup> ιδιομορφή.....	27
Σχήμα 9: 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή.....	27
Σχήμα 10: 3 <sup>η</sup> ιδιομορφή.....	28
Σχήμα 11: 4 <sup>η</sup> ιδιομορφή.....	28
Σχήμα 12: 5 <sup>η</sup> ιδιομορφή.....	29
Σχήμα 13: 6 <sup>η</sup> ιδιομορφή.....	29
Σχήμα 14: Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα υπό την επίδραση των επικόμβιων φορτίων στα δύο ακραία πλαίσια. ....	42
Σχήμα 15: Όψη πλαισίου κατανομής ροπών κάμψεως στην διεύθυνση xx όπου εφαρμόζονται τα επικόμβια φορτία .....	43
Σχήμα 16: κατανομή διατμητικών δυνάμεων υπό την επίδραση επικόμβιων φορτίων .....	43
Σχήμα 17: Κατανομή αξονικών δυνάμεων υπό την επίδραση των επικόμβιων φορτίων .....	44

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η κατασκευή μεταλλικών κτιρίων εμφανίζει αρκετά πλεονεκτήματα σε σχέση με κτίρια από άλλα δομικά υλικά όπως είναι τα παρακάτω:

- ✓ Αυξημένη πλαστιμότητα λόγω της όλκιμης συμπεριφοράς του χάλυβα ως υλικού.
- ✓ Εγγυημένες αντοχές χάλυβα ως αποτέλεσμα της βιομηχανικής παραγωγής του.
- ✓ Μείωση των αβεβαιοτήτων παραγωγής, κατασκευής και ανέγερσης ως αποτέλεσμα του μεγάλου βαθμού προκατασκευής.
- ✓ Αυξημένη ευκαμψία με αποτέλεσμα τη μείωση των σεισμικών δυνάμεων στο φορέα και τη θεμελίωση.
- ✓ Μικρότερο βάρος και επομένως μικρότερες σεισμικές δυνάμεις.

Όμως, η ολκιμότητα του χάλυβα ως υλικού δεν εξασφαλίζει όμως από μόνη της την πλάστιμη συμπεριφορά του μεταλλικού φορέα. Για το σκοπό αυτό πρέπει να συνυπάρχει και ο κατάλληλος αντισεισμικός σχεδιασμός.

Μεταλλικοί φορείς των οποίων η πλευρική ευστάθεια, λόγω επιβολής οριζόντιων δυνάμεων, βασίζεται στις συνδέσεις ροπής μεταξύ άκαμπτων ενώσεων δοκών - υποστυλωμάτων ονομάζονται εύκαμπτοι. Βασικό χαρακτηριστικό τους είναι ότι τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται μέσω κάμψης των μελών του φορέα.

Στην παρούσα εργασία μελετάται μία εύκαμπτη κατασκευή κατάλληλη για στέγαση γραφείων. Η κατασκευή αυτή μελετήθηκε για διαφορετικά είδη φορτίσεων και συνδυασμούς που περιλαμβάνουν σεισμικά και βαρυτικά φορτία καθώς και υπό την ταυτόχρονη επίδραση κάθετων και οριζόντιων φορτίων.

Στα επόμενα κεφάλαια αναλύονται τα διάφορα συστήματα φορέων και περιγράφεται αρχικά η κατασκευή και η προσομοίωση αυτής μέσω λογισμικού. Παρουσιάζονται οι δράσεις που καταπονούν την κατασκευή και δίνονται οι συνδυασμοί φορτίσεων για την οριακή κατάσταση αστοχίας. Επίσης παρουσιάζονται οι σεισμικές δράσεις όπως περιγράφονται στον αντίστοιχο Ευρωκώδικα 8 (ΕΚ8) και διατυπώνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (ΕΚ3). Τέλος, παρατίθενται τα αποτελέσματα και γίνεται σύγκριση των δύο μεθόδων σεισμικής ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε, για την εξαγωγή συμπερασμάτων.

# 1 Συστήματα Φορέων

Τα βασικά συστήματα φορέων αναλύονται παρακάτω και δίνονται τα ειδικά χαρακτηριστικά τους.

## 1.1 Πλαίσια

Για την παραλαβή σεισμικών δράσεων, τα μεταλλικά κτίρια διατάσσονται με διάφορα εναλλακτικά συστήματα. Ανάλογα με την διάταξη τους στην κάτοψη του κτιρίου, τα πλαίσια διακρίνονται σε:

- Χωρικά πλαίσια

Στα χωρικά πλαίσια η πλαισιακή λειτουργία υπάρχει σε όλους τους κόμβους του κτιρίου και ο φορέας είναι ένα τρισδιάστατο χωρικό πλαίσιο με συμπεριφορά παρόμοια των κτιρίων από σκυρόδεμα. Το πλεονέκτημα των χωρικών πλαισίων είναι η αυξημένη υπερστατικότητα και η δυνατότητα ανακατανομής της έντασης σε περίπτωση ανελαστικής συμπεριφοράς. Το μειονέκτημα είναι η ανάγκη διαμόρφωσης κόμβων ροπής και στους δύο κύριους άξονες των υποστυλωμάτων. Για το λόγο αυτό, στα χωρικά πλαίσια τα υποστυλώματα αποτελούνται συνήθως από κοίλες διατομές, των οποίων οι στατικές ιδιότητες στις δύο διευθύνσεις είναι παρόμοιες.

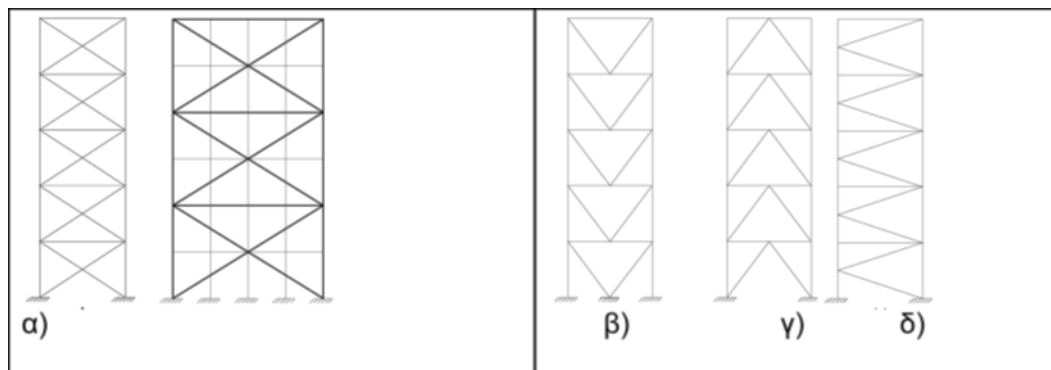
- Περιμετρικά πλαίσια

Στα περιμετρικά πλαίσια η πλαισιακή λειτουργία δημιουργείται μόνο στην περίμετρο του κτιρίου, με πρόβλεψη συνδέσεων ροπής μόνο μεταξύ δοκών και περιμετρικών υποστυλωμάτων. Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων στο εσωτερικό του κτιρίου είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας. Η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται εξ ολοκλήρου από τα περιμετρικά πλαίσια, ενώ στο εσωτερικό του κτιρίου παραλαμβάνονται μόνο φορτία βαρύτητας. Στη διάταξη αυτή, τα υποστυλώματα είναι διατομής I με τον κορμό παράλληλο στη περίμετρο, ενώ στις γωνίες του κτιρίου, όπου συναντώνται δύο κάθετα πλαίσια, χρησιμοποιούνται σταυροειδείς διατομές. Τα οριζόντια φορτία μεταφέρονται στην περίμετρο του κτιρίου μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών στις διάφορες στάθμες. Ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης στις δοκούς εξασφαλίζεται συνήθως με ενίσχυση του κόμβου ή μείωση της διατομής της δοκού.

## 1.2 Κατακόρυφοι Κεντρικοί Σύνδεσμοι

Ανάλογα με τη μορφή τους, διακρίνονται οι εξής τύποι συνδέσμων:

- Σύνδεσμοι X (Σχ. 1α)
- Σύνδεσμοι V ή Λ (Σχ. 1β, γ)
- Σύνδεσμοι K (Σχ. 1δ)



Σχήμα 1: Κατακόρυφοι κεντρικοί σύνδεσμοι [2]

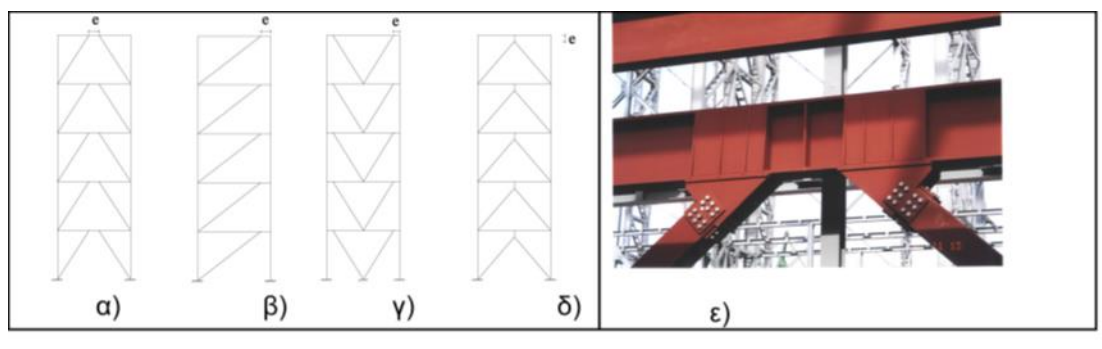
Στους συνδέσμους X ενεργή είναι συνήθως μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος. Για κτίρια σε σεισμικές περιοχές ο αντισεισμικός κανονισμός προβλέπει τα ακόλουθα σε ότι αφορά τους κεντρικούς συνδέσμους:

- Τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας είναι οι εφελκόμενες ράβδοι δικτύωσης, οι οποίες πρέπει να ικανοποιούν ορισμένες συνθήκες ολκιμότητας (π.χ. περιορισμός λυγηρότητας, περιορισμός της μείωσης της πλήρους διατομής λόγω σπών).
- Οι συνδέσεις στα άκρα των διαγωνίων πρέπει να είναι πλήρους αντοχής και να διαστασιολογούνται με δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού.
- Το ίδιο συμβαίνει με τις δοκούς και τα υποστυλώματα του συστήματος.
- Οι σύνδεσμοι K δεν επιτρέπεται να σχεδιάζονται ως φορείς απορρόφησης ενέργειας και δεν συνιστώνται σε σεισμικές περιοχές.
- Στους συνδέσμους V και Λ, δεν λαμβάνεται υπόψη για τα κατακόρυφα φορτία η στήριξη που προσφέρουν οι ράβδοι δικτύωσης στη δοκό.

### 1.3 Κατακόρυφοι Έκκεντροι Σύνδεσμοι

Οι ράβδοι δικτύωσης συντρέχουν με εκκεντρότητα στις δοκούς ή τα υποστυλώματα (Σχ. 2). Το βραχύ τμήμα της δοκού μεταξύ των ράβδων δικτύωσης ονομάζεται δοκός σύζευξης. Η δοκός σύζευξης μπορεί να είναι οριζόντια (Σχ. 2 α, β, γ, ε), ή κατακόρυφη (Σχ. 2δ). Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων μορφώνονται ως απλές συνδέσεις τέμνουσας, όταν η δοκός σύζευξης δε γειτνιάζει με το υποστύλωμα (Σχήματα 2 α, δ). Σε αντίθετη περίπτωση μορφώνονται ως συνδέσεις ροπής.

Οι ανελαστικές παραμορφώσεις αναπτύσσονται στις δοκούς σύζευξης, οι οποίες διαστασιολογούνται για αντοχή έναντι των εντατικών μεγεθών της ανάλυσης. Προς αύξηση της πλαστιμότητας, προβλέπονται στις δοκούς σύζευξης ενισχύσεις στον κορμό τους. Τα τμήματα των δοκών εκτός της περιοχής σύζευξης, τα υποστυλώματα και οι ράβδοι δικτύωσης συμπεριφέρονται οιονεί ελαστικά και διαστασιολογούνται για ικανοτικές δυνάμεις.



Σχήμα 2: Κατακόρυφοι έκκεντροι σύνδεσμοι [2]

Οι συνδέσεις στα άκρα των ράβδων δικτύωσης μορφώνονται ως απλές αρθρωτές συνδέσεις ή ως συνδέσεις ροπής. Στην πρώτη περίπτωση λειτουργούν ως αμφιαρθρωτές, καταπονούνται μόνο από αξονικές δυνάμεις και έχουν μήκος λυγισμού ίσο με το πραγματικό μήκος τους. Αν οι συνδέσεις μορφωθούν ως συνδέσεις ροπής καταπονούνται τόσο από αξονικές δυνάμεις, όσο και από ροπές. Το πλεονέκτημα έναντι των αρθρωτών συνδέσεων είναι η μείωση του μήκους λυγισμού, τουλάχιστον εντός του επιπέδου του συνδέσμου.

### 1.4 Τοιχεία από Σκυρόδεμα

Η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται μέσω τοιχωμάτων από σκυρόδεμα (π.χ. κλιμακοστάσια, πυρήνες ανελκυστήρων), ενώ το χαλύβδινο πλαίσιο παραλαμβάνει μόνο

τα φορτία βαρύτητας. Οι κανόνες διάταξης των τοιχωμάτων είναι παρόμοιοι με τους κανόνες για τους κατακόρυφους συνδέσμους. Η σύνδεση των μεταλλικών δοκών με τα τοιχώματα γίνεται συνήθως με μετωπικές πλάκες και βλήτρα.

## 1.5 Σύμμικτα Διατμητικά Τοιχώματα

Τοιχώματα τέτοιας μορφής έχουν χρησιμοποιηθεί με μεγάλη επιτυχία στην Ιαπωνία. Υψηλά κτίρια με σύμμικτα τοιχώματα συμπεριφέρθηκαν άριστα κατά το σεισμό του Kobe. Συνήθως αποτελούνται από:

- Μία μεταλλική πλάκα και σκυρόδεμα από τη μία πλευρά.
- Μία μεταλλική πλάκα πλήρως εγκιβωτισμένη στο σκυρόδεμα.
- Δύο εξωτερικές μεταλλικές πλάκες με ενδιάμεσο έγχυτο σκυρόδεμα.

Η σύμμικτη λειτουργία χάλυβα-σκυροδέματος εξασφαλίζεται με διατμητικούς συνδέσμους συγκολλημένους στις μεταλλικές πλάκες. Το σκυρόδεμα εμποδίζει την ανάπτυξη τοπικού διατμητικού λυγισμού στις χαλύβδινες πλάκες. Έτσι αποφεύγονται οι νευρώσεις, οι οποίες έχουν μεγάλο κατασκευαστικό κόστος. Το παρόν σύστημα τοιχωμάτων είναι, όπως και το προηγούμενο, κατάλληλο προς εφαρμογή τόσο για νέα κτίρια, όσο και για ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων.

Η ιδανική τοποθέτηση των στοιχείων δυσκαμψίας (συνδέσμων, πλαισίων ροπής κλπ.) είναι σε συμμετρική διάταξη, κατά μήκος της περιμέτρου του κτιρίου. Με αυτό τον τρόπο, εξασφαλίζεται η πλευρική ευστάθεια και κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις και η όσο το δυνατόν μεγαλύτερη δυστρεψία του κτιρίου. Παρόλα αυτά συνήθως αρχιτεκτονικοί ή λειτουργικοί περιορισμοί δυσκολεύουν μια τέτοια επιλογή. Έτσι, τα τοιχώματα, ως τμήματα κλιμακοστασίων ή ανελκυστήρων, βρίσκονται συνήθως στο εσωτερικό και όχι στη περίμετρο του κτιρίου, με αποτέλεσμα να μειώνεται η δυστρεψία του. Η τοποθέτηση συνδέσμων στη περίμετρο είναι συχνά προβληματική, λόγω των παραθύρων και άλλων ανοιγμάτων.

## 1.6 Αμετάθετα και Μεταθετά Πλαίσια Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 [1, 2, 3]

Προκειμένου να εξεταστεί η επίδραση της πλευρικής μετατόπισης, θα πρέπει να προσδιοριστεί ο συντελεστής κρίσιμου φορτίου,  $\lambda_{cr}$ , δηλ. ο λόγος μεταξύ του συνολικού κατακόρυφου φορτίου που θα προκαλούσε εντός επιπέδου η πλευρική αστάθεια του



πλαίσιου και των πραγματικών κατακόρυφων φορτίων σχεδιασμού. (Ο Ευρωκώδικας 3 Μέρος 1-1 χρησιμοποιεί το αντίστροφο αυτού του συντελεστού, που είναι  $1/\lambda_{cr} = V_{Sd} / V_{cr}$ , για την αξιολόγηση αυτή). Από τη στιγμή που έχει γίνει η προκαταρκτική διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων, μπορεί να γίνει εκτίμηση της τιμής  $V_{Sd} / V_{cr}$  για τα υποστυλώματα που είναι πιο κρίσιμα από πλευράς φορτίσεως. Αυτή η προκαταρκτική εκτίμηση απαιτείται να επαληθευτεί όταν περατωθεί η ανάλυση του φορέα.

*Προσεγγιστική μέθοδος για τον υπολογισμό του συντελεστού αυτού για πολυώροφα κτίρια μπορεί να εφαρμοσθεί. Ωστόσο η μέθοδος αυτή δεν είναι κατάλληλη για τυπικά μονώροφα βιομηχανικά κτίρια. Όταν η τιμή του  $\lambda_{cr}$  είναι επαρκώς μεγάλη, δηλ.  $\lambda_{cr} \geq 10$  (ή αν ο λόγος  $V_{Sd} / V_{cr}$  είναι επαρκώς μικρός  $\leq 0,1$ ) το πλαίσιο ταξινομείται ως **πλαίσιο χωρίς πλευρική μετατόπιση** και συνεπώς είναι αρκετή ανάλυση πρώτης τάξεως.*

Όταν το πλαίσιο κατατάσσεται στην κατηγορία πλαισίων **με πλευρική μετατόπιση**, απαιτείται ανάλυση δευτέρας τάξεως. Ωστόσο, για αρκετές κατασκευές επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί ανάλυση πρώτης τάξεως, υπό την προϋπόθεση ότι οι εσωτερικές δυνάμεις και ροπές επαυξάνονται κατάλληλα ώστε να ληφθούν υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξεως (δηλ. με έναν έμμεσο τρόπο). Η παραμόρφωση των μελών ενδέχεται να έχει επίδραση σε σχετικά λυγηρά μέλη τύπου δοκού-υποστυλώματος πλαισίων με ή χωρίς πλευρική μετατόπιση. Αν και η χρήση λυγηρών μελών σε πλαίσια δεν είναι συνήθης, είναι σκόπιμο να ελεγχθεί εάν η επιρροή της παραμορφώσεως των μελών πρέπει να ληφθεί υπόψη ή όχι. Ο EC3 αναφέρεται στην ανάγκη να ελέγχεται η σπουδαιότητα των ατελειών των μελών για συγκεκριμένους τύπους δοκών-υποστυλωμάτων σε πλαίσια με πλευρική μετατόπιση μόνο. Εξαιτίας της απουσίας ειδικών απαιτήσεων σχετικά με την επίδραση της παραμορφώσεως των μελών λόγω της φορτίσεως, ο έλεγχος για τη σπουδαιότητα των αρχικών ατελειών μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί ως μία εκτίμηση της σπουδαιότητας τοπικών φαινομένων δευτέρας τάξεως (**P-δ**) για ένα μέλος.

Η διαδικασία που χρησιμοποιείται για τον εντοπισμό των λυγηρών μελών είναι παραπλήσια με αυτήν που χρησιμοποιείται για την ταξινόμηση των πλαισίων σε πλαίσια με ή χωρίς πλευρική μετατόπιση. Η διαφορά είναι ότι ο συντελεστής που χρησιμοποιείται τώρα είναι  $1/\lambda_{cr} = N_{Sd} / N_{cr}$  για μέλη τύπου δοκού-υποστυλώματος μόνο. Όταν  $N_{Sd} / N_{cr} \geq 0,25$  για κάθε τέτοιο μέλος, τότε είναι απαραίτητο να εισάγονται ατέλειες μελών (τουλάχιστον για αυτά τα μέλη) στην καθολική ανάλυση και να χρησιμοποιείται γενική ανάλυση δευτέρας τάξεως. Κατά τον υπολογισμό του  $N_{cr}$  χρησιμοποιείται ως μήκος λυγισμού το πραγματικό μήκος του

μέλους. Η ατέλεια που θα χρησιμοποιηθεί σχετίζεται με τον τύπο του μέλους και την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού.

Επίσης για τις ατέλειες μελών και παραμορφώσεων ισχύουν ότι οι επιρροές ατελειών μέλους μπορούν να αγνοηθούν κατά τη γενική ανάλυση του πλαισίου, εκτός ειδικών περιπτώσεων με λυγηρά μέλη. Στις περιπτώσεις όπου μπορεί να αγνοηθεί, η επίδραση υποτίθεται ότι έχει συμπεριληφθεί στην κατάλληλη σχέση λυγισμού.

Ο περιορισμός της αναγκαιότητας λήψης ατελειών σε μέλη μόνο των μεταθετών πλαισίων δεν μπορεί να εξηγηθεί ικανοποιητικά, μια και τα φαινόμενα επιρροών **P-δ** υπάρχουν και στα μέλη των αμετάθετων πλαισίων. Συμπερασματικά πρέπει να χρησιμοποιούνται οι καμπύλες λυγισμού στα μέλη αμετάθετων πλαισίων ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι επιρροές αυτές.

Ατέλειες μελών με τυποποιημένες διατομές (γεωμετρικές ατέλειες ή παραμένουσες τάσεις) πρέπει μερικές φορές, σχετικά σπάνια, να ληφθούν υπόψη στη γενική ανάλυση. Τούτο γίνεται, όταν απαιτείται, δίδοντας μία κατάλληλη αρχική καμπυλότητα. Η χρήση γενικής ανάλυσης δευτέρας τάξεως που περιλαμβάνει τόσο γενικές επιρροές (**P-Δ**) όσο και τοπικές (**P-δ**) επιρροές δευτέρας τάξεως είναι απαραίτητη στις περιπτώσεις αυτές. Μη τυποποιημένες διατομές (μέλη μεταβλητής διατομής και αλλαγές διατομής κατά μήκος τους) μπορούν να αναλυθούν με θεωρία δευτέρας τάξεως όπου έχει συμπεριληφθεί το κατάλληλο σχήμα αρχικής καμπύλωσης.

Η ενσωμάτωση αρχικών τοπικών ατελειών μέλους στη γενική ανάλυση οδηγεί στην τροποποίηση των δράσεων και ροπών του μέλους καθ' όλο το μήκος του (σε σύγκριση με το όταν δε συμπεριλαμβάνονται). Η τοπική επιρροή δευτέρας τάξεως εξαιτίας των μετατοπίσεων του μέλους (**γνωστή ως P-δ επιρροή**) θα επιτείνει περισσότερο την τροποποίηση αυτή. Παρόλο που αυτές οι επιρροές δεν αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 3 Μέρος 1-1, υπονοείται ότι πρέπει να ληφθούν υπόψη μόνο σε μέλη όπου η ατέλειά τους πρέπει να συμπεριληφθεί στη γενική ανάλυση (τουλάχιστον όσον αφορά μέλη σταθερής διατομής). Όμως θα ήταν υπερβολικό να χρησιμοποιηθεί μια γενική ανάλυση δευτέρας τάξεως σε όλα τα λυγηρά μέλη αμετάθετων όσο και μεταθετών πλαισίων. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην επιρροή που έχει η διεύθυνση της αρχικής καμπυλότητας ατέλειας στις τιμές δράσεων και ροπών που προκύπτουν για το μέλος.

Τέλος, **κατάταξη μιας πλαισιωτής κατασκευής** (ή συστήματος εξασφάλισης) σε μεταθετή ή αμετάθετη κατηγορία βασίζεται στην τιμή του λόγου του συνολικού κατακόρυφου φορτίου σχεδιασμού  $V_{sd}$  που δρα στον φορέα προς την ελαστική κρίσιμη τιμή  $V_{cr}$  που προκαλεί πλευρική αστάθεια (λυγισμική αστοχία μεταθετού τύπου).

Προφανώς, όσο πλησιέστερα είναι η τιμή του φορτίου που εφαρμόζεται στο κρίσιμο φορτίο, τόσο μεγαλύτερος ο κίνδυνος αστάθειας και τόσο μεγαλύτερες οι συνολικές επιρροές δευτέρας τάξεως στην κατασκευή (επιρροές P- Δ).

Η κατηγοριοποίηση γίνεται ως ακολούθως :

- $V_{sd} / V_{cr} \leq 0,1$  η κατασκευή θεωρείται αμετάθετη
- $V_{sd} / V_{cr} > 0,1$  η κατασκευή θεωρείται μεταθετή.

Η κατάταξη μπορεί να γίνει και με τον ακόλουθο τρόπο:

- $\lambda_{cr} = V_{cr}/V_{sd} \geq 10$  η κατασκευή θεωρείται αμετάθετη •  $\lambda_{cr} = V_{cr}/V_{sd} < 10$  η κατασκευή θεωρείται μεταθετή

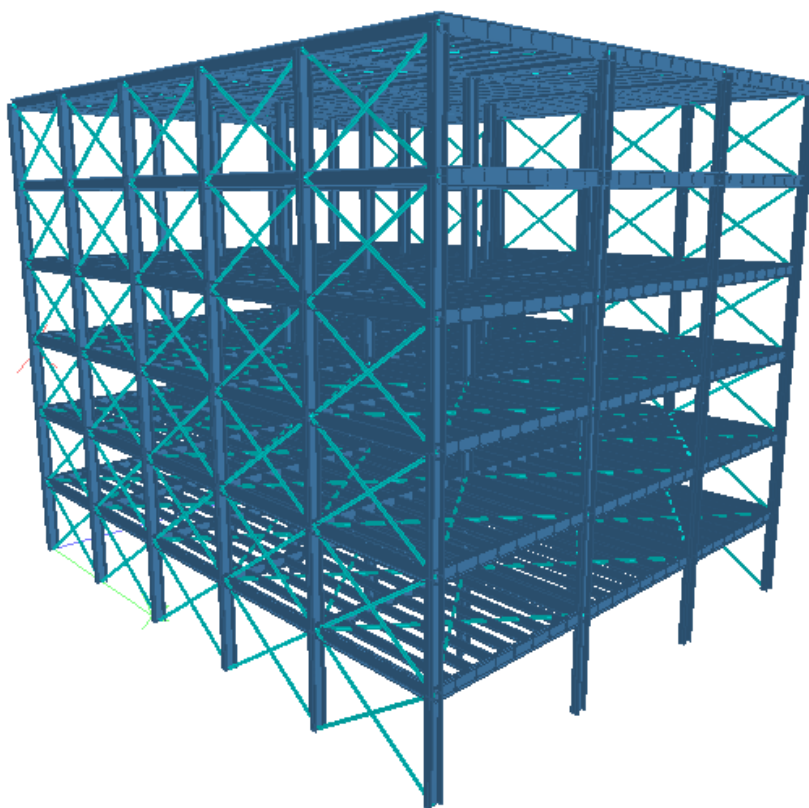
## 2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

### 2.1 Γεωμετρία Κτιρίου

Η συγκεκριμένη μεταλλική κατασκευή είναι ένα πενταόροφο μεταλλικό κτίριο διαστάσεων (24m)x(30m) και αφορά χρήση γραφείων. Στην διαμήκη διεύθυνσή του έχει 3 ανοίγματα των 8.0m, ενώ στην εγκάρσια έχει 5 ανοίγματα των 6.0m. Η κάτοψη κάθε ορόφου καταλαμβάνει  $720\text{m}^2$ . Το ισόγειο και οι 5 όροφοι έχουν ύψος 4m, συνεπώς το συνολικό του ύψος της κατασκευής είναι 24m. Η αρχιτεκτονική του κτηρίου αποτελείται από έναν κάνναβο με φαντώματα των 8m κατά την διεύθυνση του άξονα x και 6m κατά την διεύθυνση του άξονα y.

Διευκρινίζεται πως το ύψος κάθε ορόφου μετριέται από τα κέντρα βάρους των δοκών, ενώ οι αποστάσεις των ανοιγμάτων μετριοούνται από τα κέντρα βάρους των υποστυλωμάτων. Επιπλέον, τα υποστυλώματα του ισογείου θεωρούνται πακτωμένα στη βάση τους για τα πλαίσια ροπής και αρθρωμένα για τα υπόλοιπα απλά πλαίσια.

Η χαρακτηριστική τρισδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής παρατίθεται κάτωθι.



Σχήμα 3: Τρισδιάστατη απεικόνιση των διατομών των γραμμικών στοιχείων του κτιρίου

## 2.2 Στατική Κτιρίου

Το κτίριο αποτελείται από έξι πλαίσια στην κατεύθυνση  $xx$ . Τα έξι πλαίσια αποτελούνται από τρία ανοίγματα των 8m (Σχ. 3). Στην κατεύθυνση  $y$  το κτίριο αποτελείται από τέσσερα απλά πλαίσια με πέντε ανοίγματα των 6m (Σχ. 4).

Το κτίριο αποτελείται από σύστημα δύο πλαισίων πλευρικής σταθεροποίησης κατά τον άξονα  $zz$  που εκφράζεται με τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας  $X$ , σε όλο το ύψος του κτιρίου. Η κάθετη διάταξη των συνδέσμων σταθεροποίησης φαίνεται στο σχήμα 4. Στο σχήμα αυτό φαίνεται επίσης η συνέχεια των υποστυλωμάτων σε όλο το ύψος του κτιρίου και οι αρθρωτές συνδέσεις. Οι συνδέσεις μεταξύ των μελών είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας. Τα δύο περιφερειακά πλαίσια σχεδιάστηκαν ως συνεχείς φορείς κατά την διεύθυνση  $xx$  και αποτελούν πλαίσια ροπής για την παραλαβή των σεισμικών δράσεων. Οι συνδέσεις μεταξύ τους είναι συνδέσεις ροπής. Τα υπόλοιπα εσωτερικά πλαίσια σχεδιάστηκαν ως απλοί φορείς με την απελευθέρωση των ροπών  $Mz$  στα άκρα των δοκών που περιέχουν (κύριων και δευτερευουσών).

Οι δοκοί διακρίνονται σε κύριες και δευτερεύουσες. Το πλάτος επιρροής κάθε δευτερεύουσας δοκού είναι 1m. Το πλάτος επιρροής κύριας δοκού που διευθετείται στην διεύθυνση  $xx$  είναι 6m ενώ αν διευθετείται στην διεύθυνση  $zz$  είναι 8m. Τα πλάτη επιρροής των εξωτερικών κύριων δοκών μειώνονται στο μισό από ότι των εσωτερικών.

Το ύψος του κάθε ορόφου ανέρχεται στα 4m. Τα υποστυλώματα θεωρούνται ως συνεχή σε όλο το ύψος του κτιρίου από την βάση έως την οροφή. Θα πρέπει επίσης, να σημειωθεί ότι τα υποστυλώματα έχουν όλα τον ισχυρό τους άξονα σε μια διεύθυνση.

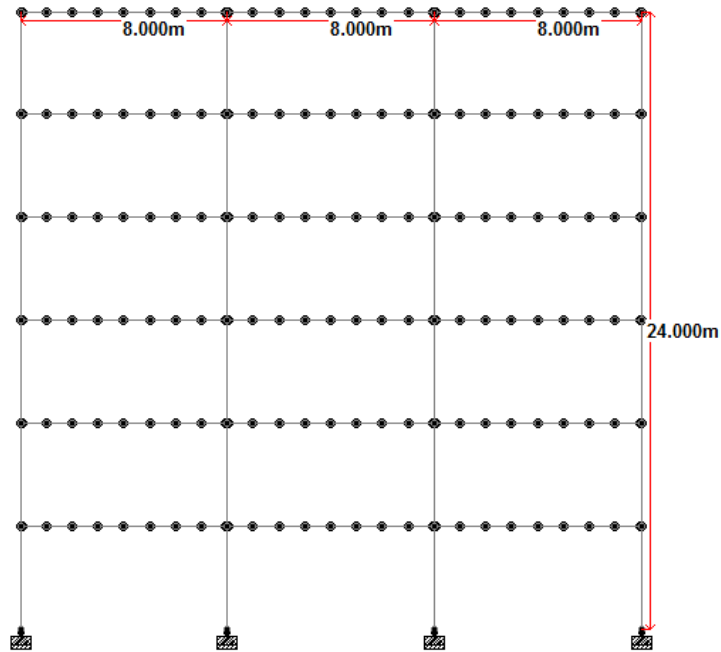
Οι στηρίξεις είναι πακτώσεις στα πλαίσια ροπής και αρθρώσεις στα υπόλοιπα.

Το κτίριο σταθεροποιείται μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας των ορόφων. Αυτό επιτυγχάνεται με επίπεδα δικτυώματα σε κάθε όροφο τα οποία είναι άκαμπτα.

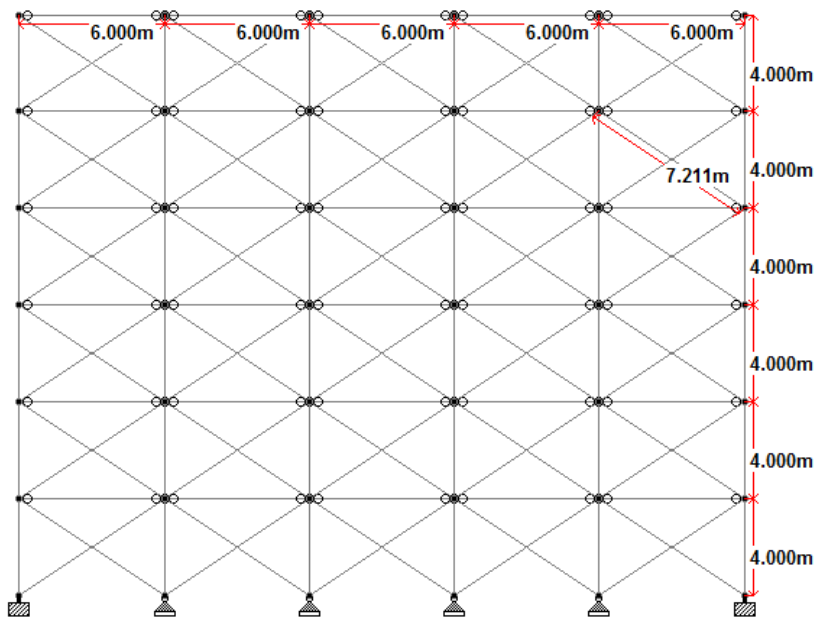
Στα εσωτερικά πλαίσια δεν τοποθετούνται διαγώνιοι σύνδεσμοι  $X$  και η σταθεροποίησή τους βασίζεται στην ευστάθεια των εξωτερικών πλαισίων και στην διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων και της οροφής.

Οι απλές συνδέσεις των εσωτερικών πλαισίων μπορούν να παραλάβουν μόνο εντός επιπέδου δυνάμεις. Γενικά, θα πρέπει να υπάρχουν απλές συνδέσεις όπου είναι δυνατόν ώστε να επιτευχθεί οικονομία.

Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται οι όψεις των πλαισίων στη διαμήκη διεύθυνση (x) (Σχ. 4) και στην εγκάρσια (z) (Σχ. 5).



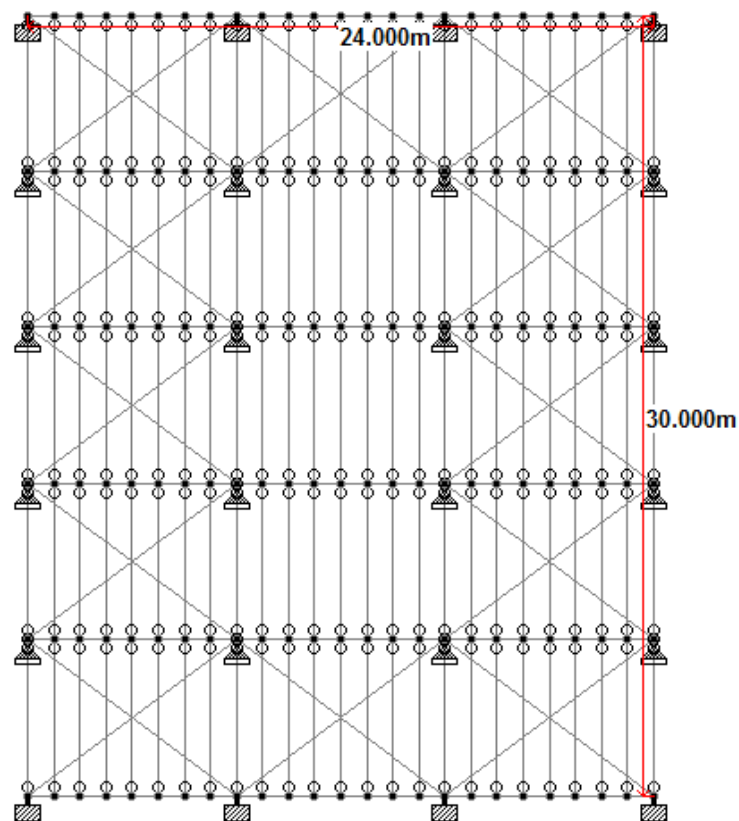
Σχήμα 4: Τυπική όψη κατασκευής στην διαμήκη διεύθυνση x



Σχήμα 5: Τυπική πλάγια όψη κατασκευής στην οποία είναι ευκρινείς οι σύνδεσμοι X

Θα πραγματοποιείται μία επιλογή διατομής για τις κύριες δοκούς και μία για τις δευτερεύουσες. Τα υποστυλώματα έχουν την ίδια διατομή σε όλους τους ορόφους για απλοποίηση της διαδικασίας σχεδιασμού και ανάλυσης και για την μεγαλύτερη ταχύτητα της επαναληπτικής διαδικασίας.

Τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής μεταφέρονται από τις δευτερεύουσες δοκούς στις κύριες και αυτές με την σειρά τους τα μεταφέρουν στα υποστυλώματα και από εκεί στην θεμελίωση.



**Σχήμα 6:** Τυπική κάτοψη κτιρίου στην οποία φαίνεται η διάταξη κύριων και δευτερευουσών δοκών καθώς και τα είδη στηρίξεων στο έδαφος

Ιδιαιτερότητα του συγκεκριμένου φορέα αποτελούν τα σχετικά μεγάλα ανοίγματα των δοκών καθώς και μη κανονικότητα σε κάτοψη. Καθ' ύψος είναι κανονικό. Περιμετρικά θεωρήθηκε ότι το κτήριο καλύπτεται με μπατική τοιχοποιία. Θεωρούνται επίσης μετακινούμενα διαχωριστικά ως εσωτερικοί τοίχοι.

### **3 Σχεδιασμός και Προσομοίωση Μεταλλικής Κατασκευής**

Η βασική γεωμετρία ενός πλαισίου αντιπροσωπεύεται από τους κεντροβαρικούς άξονες των μελών. Τα μέλη παριστάνονται από γραμμικά στοιχεία τοποθετημένα στους κεντροβαρικούς τους άξονες,

Τα μέλη και οι κόμβοι προσομοιώθηκαν, για την ανάλυση, κατά τρόπον ο οποίος να αντικατοπτρίζει ικανοποιητικά την αναμενόμενη συμπεριφορά τους υπό την αντίστοιχη φόρτιση.

#### **3.1 Σχεδιασμός**

##### **3.1.1 Δευτερεύουσες δοκοί**

Οι δευτερεύουσες δοκοί στα συστήματα ορόφων και οροφής βρίσκονται στην διεύθυνση Βορρά – Νότου και στηρίζουν την πλάκα που φέρει το μεταλλικό έλασμα και έγχυτο σκυρόδεμα. Οι δευτερεύουσες δοκοί στηρίζονται στα έξι πλαίσια και μεταφέρουν στα μέλη των πλαισίων αυτών όλα τα φορτία των ορόφων. Οι δευτερεύουσες δοκοί συνδέονται με απλές συνδέσεις στις κύριες δοκούς. Είναι διατομής ΙΡΕ με κάμψη στον κύριο άξονα από τα εγκάρσια φορτία βαρύτητας. Το φορτίο της πλάκας των πατωμάτων θεωρείται ότι παρέχει ικανοποιητική και συνεχή πλευρική στήριξη στις δευτερεύουσες δοκούς του κάθε ορόφου μέσω τριβής στο άνω πέλμα των δοκών το οποίο βρίσκεται σε θλίψη σε όλο το μήκος τους για τα φορτία βαρύτητας. Επομένως, οι δευτερεύουσες δοκοί των ορόφων θα σχεδιαστούν θεωρώντας ότι δεν υπόκεινται σε μείωση της καμπτικής αντοχής τους λόγω φαινομένων στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Τα φορτία των ορόφων μεταφέρονται με ομοιόμορφη κατανομή σε όλο το μήκος των δευτερευουσών δοκών με πλάτος επιρροής 1m. Οι δευτερεύουσες δοκοί θα σχεδιαστούν ως αμφιέριστες αμφιαρθρωτές με άνοιγμα την εγκάρσια απόσταση μεταξύ των πλαισίων στήριξης (6m), θεωρώντας ότι έχουν συνεχή πλευρική στήριξη στο θλιβόμενο άνω πέλμα από τα φορτία βαρύτητας.

##### **3.1.2 Κύριες δοκοί**

Η ευστάθεια του κτιρίου στην διεύθυνση Ανατολής – Δύσης επιτυγχάνεται με τους διαγώνιους συνδέσμους στα ακραία κάθετα πλαίσια και οι δοκοί συνδέονται μεταξύ τους με απλές συνδέσεις στα άκρα τους και στα πέλματα των υποστυλωμάτων. Οι δοκοί μεταφέρουν



στα άκρα των υποστυλωμάτων τις διατμητικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα άκρα τους λόγω των εγκάρσιων φορτίων βαρύτητας, ενώ δεν αναπτύσσεται ροπή αφού οι συνδέσεις είναι απλές. Οι κύριες δοκοί συνδέονται στο κέντρο βάρους των αξόνων των υποστυλωμάτων. Η μεταφορά φορτίων από τις δευτερεύουσες δοκούς στις κύριες είναι συνεχής και αυτό έχει ως συνέπεια το φορτίο πατώματος να θεωρηθεί ότι μεταφέρεται στις κύριες δοκούς ως ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλο το μήκος του ανοίγματος τους. Οι δευτερεύουσες δοκοί θεωρούνται ότι παρέχουν πλευρική στήριξη εκτός του επιπέδου κάμψης στα σημεία που εδράζονται στις κύριες δοκούς των ορόφων και της οροφής για έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Για τον σχεδιασμό των κύριων δοκών όλων των ορόφων των πλαισίων ροπής, το μη στηριζόμενο μήκος λυγισμού για έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό είναι 8m.

Στην διεύθυνση Βορρά – Νότου η ευστάθεια του κτιρίου επιτυγχάνεται με απλή πλαισιακή σύνδεση στα ακραία πλαίσια και οι δοκοί συνδέονται μεταξύ τους με συνδέσεις ροπής στα άκρα τους. Οι δοκοί μεταφέρουν στα άκρα των υποστυλωμάτων διατμητικές δυνάμεις καθώς και ροπές. Η σύνδεση δοκών - υποστυλωμάτων είναι η ίδια όπως περιγράφηκε πιο πάνω. Τα πλαίσια αυτά παραλαμβάνουν τις σεισμικές δράσεις.

### **3.1.3 Υποστυλώματα**

Τα εξωτερικά υποστυλώματα των δύο πλαισίων ροπής παραλαμβάνουν δυνάμεις βαρύτητας και οριζόντιες δυνάμεις του σεισμού οι οποίες θα συνυπολογιστούν πιο κάτω μέσω συνδυασμών φόρτισης. Τα υποστυλώματα των εσωτερικών πλαισίων καθώς και τα υποστυλώματα των δύο πλαισίων με κατεύθυνση Ανατολή – Δύση παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο κεντρικές αξονικές δυνάμεις. Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων είναι απλές στα εσωτερικά πλαίσια και στα ακραία με κατεύθυνση Ανατολή – Δύση και ροπής στα δύο ακραία πλαίσια με κατεύθυνση Βορρά - Νότου. Τα υποστυλώματα στα εσωτερικά πλαίσια αναπτύσσουν μόνο αξονικές δυνάμεις από τα φορτία βαρύτητας ενώ δεν καταπονούνται από τα οριζόντια φορτία. Πρέπει να γίνει έλεγχος για καμπτικό λυγισμό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό όπως και τα υποστυλώματα των ακραίων πλαισίων. Για λυγισμό εντός επιπέδου το μήκος λυγισμού της δοκού είναι το συνολικό της άνοιγμα ενώ για λυγισμό εκτός επιπέδου θεωρείται ότι οι δευτερεύουσες δοκοί παρέχουν ικανοποιητική πλευρική στήριξη.

### **3.1.4 Πλάκες / Πατώματα**

Οι πλάκες μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία στις δοκούς αλλά και τα οριζόντια μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας τους. Στα μεταλλικά κτήρια χρησιμοποιούνται συνήθως οι σύμμικτες πλάκες, οι οποίες κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο εκχύνεται σε χαλυβδόφυλλα, τραπεζοειδούς μορφής.

Σε κάθε όροφο μοντελοποιήθηκε το διάφραγμα του πατώματος μέσω οριζόντιων διαγώνιων συνδέσμων στο επίπεδο τους, έτσι ώστε να αποφευχθούν προβλήματα ευστάθειας. Συνεπώς ο κάθε όροφος σταθεροποιήθηκε. Η διαφραγματική σύνδεση αφορά επίσης και την ευστάθεια της συνολικής κατασκευής αφού τα εσωτερικά πλαίσια που συνδέονται με απλές συνδέσεις μεταξύ τους εάν δεν συνδέονταν διαφραγματικά με τα εξωτερικά σταθεροποιημένα πλαίσια θα λειτουργούσε κάθε ένα από αυτά σαν ασταθής μηχανισμός.

## **3.2 Προσομοίωση**

### **3.2.1 Γεωμετρική Μοντελοποίηση**

Στο γεωμετρικό μοντέλο του δομικού συστήματος η αρίθμηση των κόμβων και μελών πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας τις εντολές Repeat Statements (Repeat και Repeat All). Καθορίστηκαν οι συντεταγμένες κάθε κόμβου και η σύνδεση των μελών δηλώνοντας τον αρχής και τον κόμβο τέλους κάθε μέλους. Δόθηκε επίσης το υλικό κατασκευής του κτιρίου το οποίο είναι ο χάλυβας καθώς και τα είδη στηρίξεων μεταξύ δοκών – υποστυλωμάτων και υποστυλωμάτων – υποστυλωμάτων. Είναι λογικό ότι για την δημιουργία αρθρώσεων αφαιρέθηκαν βαθμοί ελευθερίας από κάποιους κόμβους ενώ για την δημιουργία συνδέσεων ροπής δεσμεύτηκαν και οι έξι βαθμοί ελευθερίας σε κάθε αντίστοιχο κόμβο.

Δόθηκαν επίσης αρχικές διατομές για κάθε είδος δοκού και υποστυλώματος και οι συνδυασμοί φορτίσεων.

Τα φορτία υπολογίστηκαν ως γραμμικά φορτία τα οποία τοποθετήθηκαν στις δευτερεύουσες δοκούς και αυτές με την σειρά τους τα μεταφέρουν στις κύριες και αυτές στα υποστυλώματα.

Οι συνδυασμοί φορτίων και τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν δίνονται πιο κάτω.

## **3.3 Έλεγχοι**

Τα μέλη του μεταλλικού φορέα υπόκεινται στους παρακάτω ελέγχους μέσω του εμπορικού προγράμματος StaadPro.

➤ Εφελκυόμενα μέλη

Τα εφελκυόμενα μέλη ελέγχονται σε εφελκυσμό [15].

➤ Θλιβόμενα μέλη

Τα θλιβόμενα μέλη ελέγχονται σε αξονική θλίψη και σε λυγισμό [15].

➤ Κυρίως καμπτόμενα μέλη (Δοκοί) [15]

Τα μέλη που υπόκεινται σε κάμψη ελέγχονται σε εφελκυσμό, υπό αξονική θλίψη, σε λυγισμό και σε ροπή κάμψης, μονοαξονική ή διαξονική, με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης. Η ταυτόχρονη παρουσία της τέμνουσας δύναμης λαμβάνεται υπόψιν με την απομείωση της πλαστικής καμπτικής αντίστασης. Στην περίπτωση μίας μη πλευρικά εξασφαλισμένης δοκού γίνεται ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό δοκών. Τέλος όπου απαιτείται γίνεται ο έλεγχος σε διατμητικό λυγισμό.

➤ Κυρίως θλιβόμενα μέλη (Υποστυλώματα)

Τα μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπής ελέγχονται σε κάμψη και αξονική δύναμη, κάμψη και αξονικό εφελκυσμό, κάμψη και αξονική θλίψη. Εφαρμόζονται τα κατάλληλα κριτήρια που ισχύουν για τα κυρίως καμπτόμενα μέλη, τα εφελκυόμενα και τα θλιβόμενα μέλη.

### 3.4 Υλικό κατασκευής

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κατασκευών. Αυτό ισχύει και για το κτιριακό έργο που μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία. Για τα μέλη του χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S355 με τιμές σχεδιασμού:

- Μέτρο ελαστικότητας:  $E = 210\ 000\ \text{MPa}$  [3]
- Λόγος Poisson:  $\nu = 0.3$  [ ]
- Ειδικό βάρος:  $\gamma = 78.5\ \text{kN/m}^3$  [3]
- Όριο διαρροής:  $f_y = 355\ 000\ \text{kN/m}^2$  [3]
- Εφελκυστική αντοχή:  $f_u = 470\ 000\ \text{kN/m}^2$  [3]
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής:  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  ανά  $^{\circ}\text{C}$  (για  $T \leq 100\ ^{\circ}\text{C}$ ) [3]

## 4 Δράσεις

Οι δράσεις επί της κατασκευής είναι τα φορτία βαρύτητας και τα φορτία λόγω σεισμού. Αρχικά αναλύονται σε ξεχωριστές περιπτώσεις φόρτισης και στην συνέχεια σε συνδυασμούς φορτίσεων με συντελεστές για ολοκληρωμένη μελέτη του μοντέλου κατασκευής.

### 4.1 Κατακόρυφες Δράσεις

Θεωρείται πως η Κατηγορία Χρήσης του κτιρίου είναι για γραφειακή χρήση, δηλαδή Κατηγορίας B(II)(Πιν.1). Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων δίνονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1-1 [8], αν και με αρκετές απλοποιήσεις.

**Πίνακας 1: Πίνακας 3.1 του EN 1998-1 :2004 που δείχνει τις κατηγορίες των κτιρίων και τον αντίστοιχο συντελεστή σπουδαιότητας**

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια			
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.			
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.			
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.			
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.			
<b>Κατηγορία Σπουδαιότητας</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>
<b>Συντελεστής Σπουδαιότητας <math>\gamma_1</math></b>	0,80	1,00	1,20	1,40

Δε λήφθηκαν υπόψη συγκεντρωμένες δράσεις αλλά μόνο ομοιόμορφα κατανεμημένες ως εξής:

#### 4.1.1 Μόνιμα φορτία

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. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου.

1. Μόνιμο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο λόγω του ίδιου βάρους των πλακών και των επικαλύψεων:  $g_k=5.5 \text{ kN/m}^2$

Θεωρούνται σύμμικτες πλάκες ύψους 0.1m που φέρουν φορτίο 2.5 kN/m<sup>2</sup>

Θεωρείται τοιχοποιία = 2 kN/m<sup>2</sup>

Θεωρούνται λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, μόνωση, σύμμικτη πλάκα κτλ ) = 1kN/m<sup>2</sup>

Το ίδιο βάρος της κατασκευής υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Η οροφή θεωρείται επισκέψιμη και ανήκει στην κατηγορία I, όπως φαίνεται στον Πίνακα 2. Από πίνακα 6.2 του EN 1991-1-1:2002 [8] θεωρείται ότι δέχεται το ίδιο φορτίο με τις υπόλοιπες πλάκες (Πίν. 3).

**Πίνακας 2: Πίνακας 6.9 του EN 1991-1-1:2002 που αναλύει τις κατηγορίες οροφών ανά χρήση**

Categories of loaded area	Specific Use
H	Roofs not accessible except for normal maintenance and repair.
I	Roofs accessible with occupancy according to categories A to <del>(AC)</del> G <del>(AE)</del>
K	Roofs accessible for special services, such as helicopter landing areas

**Πίνακας 3: Πίνακας 6.2 του EN 1991-1-1:2002 που δείχνει τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία κατασκευής**

Categories of loaded areas	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Category A</b>		
- Floors	1,5 to <u>2,0</u>	<u>2,0</u> to 3,0
- Stairs	<u>2,0</u> to 4,0	<u>2,0</u> to 4,0
- Balconies	<u>2,5</u> to 4,0	<u>2,0</u> to 3,0
<b>Category B</b>	2,0 to <u>3,0</u>	1,5 to <u>4,5</u>
<b>Category C</b>		
- C1	2,0 to <u>3,0</u>	3,0 to <u>4,0</u>
- C2	3,0 to <u>4,0</u>	2,5 to 7,0 ( <u>4,0</u> )
- C3	3,0 to <u>5,0</u>	<u>4,0</u> to 7,0
- C4	4,5 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> to 7,5	3,5 to <u>4,5</u>
<b>category D</b>		
- D1	<u>4,0</u> to 5,0	3,5 to 7,0 ( <u>4,0</u> )
- D2	4,0 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>

Όλες οι δευτερεύουσες δοκοί της κατασκευής έχουν πλάτος επιρροής 1m. Συνεπώς το ισοδύναμο μόνιμο φορτίο μετατρέπεται σε  $g_k=5.5$  kN/m για κάθε όροφο.

#### 4.1.2 Κινητά Φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κτλ.

Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους και για το λόγο αυτό προσδιορίζονται στατιστικά με τιμές που προκύπτουν από τους κανονισμούς.

2. Κινητό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στις πλάκες:  $q_k=3\text{kN/m}^2$  (EN1991-1/Table 6.2)[8].
3. Κατανεμημένες δράσεις στις δοκούς από εσωτερικά μετακινούμενα διαχωριστικά πλαίσια:  $q_k=1\text{kN/m}^2$ .

Ολικό κινητό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο  $q_k=4\text{kN/m}^2$ . Λόγω του πλάτους επιρροής το ισοδύναμο κινητό φορτίο είναι  $q_k=4\text{kN/m}$ .

- ✓ Δεν λαμβάνονται υπόψη δράσεις λόγω χιονιού και ανέμου.

#### 4.1.3 Συνδυασμοί Φορτίσεων

Η κατασκευή ελέγχθηκε για φορτίσεις που περιλαμβάνουν φορτία βαρύτητας και σεισμικά στην οριακή κατάσταση αστοχίας και στις σεισμικές δράσεις όπως φαίνεται κάτωθι.

- I.  $1.35G+1.5Q$
- II.  $G+0.3Q\pm E_x\pm 0.3E_z$
- III.  $G+0.3Q\pm E_z\pm 0.3E_x$

#### 4.1.4 Σεισμικές Δράσεις

Η σεισμική δράση σχεδιασμού  $A_{Ed}$  ορίζεται ως το γινόμενο της σεισμικής δράσης αναφοράς  $A_{ER}$  επί τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$ . Οι τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας δίνονται από τον Πίνακα 1 της παραγράφου 4.1.

##### 4.1.4.1 Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$ .

Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κτλ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_I=1,00$ .

#### 4.1.4.2 Συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μεταλαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα .

Ο συντελεστής αυτός επιλέγεται βάση της κατηγορίας πλαστιμότητας ως εξής:

- Μεσαία (ΚΠΜ): Εφαρμόζεται μικρότερος συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  και λιγότερο αυστηρές κατασκευαστικές διατάξεις και γίνονται λιγότεροι έλεγχοι.
- Υψηλή (ΚΠΥ): Εφαρμόζεται μεγαλύτερος συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  και περισσότερο αυστηρές κατασκευαστικές διατάξεις και γίνονται περισσότεροι έλεγχοι.

#### 4.1.4.3 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Οι σεισμικές ζώνες της Κύπρου όπως έχουν εκδοθεί από την Επιτροπή Αναθεώρησης των Ζωνών του Κυπριακού Αντισεισμικού Κώδικα. Οι τρεις σεισμικές ζώνες φαίνονται στον χάρτη και αναφέρονται σε αναμενόμενες εδαφικές επιταχύνσεις κάτω από δυναμικές συνθήκες (σε περίπτωση σεισμού) με 10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια. Οι τιμές δίνονται σαν ποσοστά της επιτάχυνσης της βαρύτητας  $g$ , όπου  $g=9.81\text{m/s}^2$ . Η παρούσα κατασκευή βρίσκεται στην σεισμική ζώνη 3 με  $A_{gR}=0.25g$



Εικόνα 1: Χάρτης σεισμικών ζωνών Κύπρου [14]

#### 4.1.4.4 Εδαφικές Συνθήκες

Η σεισμικότητα εξαρτάται από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες και το έδαφος κατηγοριοποιείται όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα. Το παρόν κτήριο εδράζεται σε

έδαφος κατηγορίας C. Για τον καθορισμό ενός εδάφους θα πρέπει να γίνεται γεωλογική μελέτη με εξαίρεση:

- κτήρια σπουδαιότητας I επί εδαφών A, B, C
- κτήρια σπουδαιότητας II επί εδαφών A, B
- μονώροφα κτήρια σπουδαιότητας III επί εδαφών A, B

και υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν καθιζήσεις και βλάβες από σεισμούς σε γειτονικά εδάφη ή κτήρια. Ειδικά για εδάφη κατηγορίας S<sub>1</sub> και S<sub>2</sub> απαιτείται ειδική μελέτη.

**Πίνακας 4: Κατηγορίες εδαφών σύμφωνα EN 1998-1 :2004/Table 3.1**

Κατηγορία Εδάφους	$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)
A Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	—	—
B Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50	70-250
D Χαλαρή έως μετρίως χαλαρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5 έως 20m και υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s			
S <sub>1</sub> ≥ 10m μαλακή άργιλος/ίλύς με δείκτη πλαστικότητας $PI > 40$ και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	—	10-20
S <sub>2</sub> Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S <sub>1</sub>			

#### 4.1.4.5 Φάσμα Σχεδιασμού [6, 11, 14]

Το φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιείται για να υπολογιστεί η σεισμική δράση σχεδιασμού. Γενικά οι φορείς έχουν την ικανότητα να απορροφούν τη σεισμική ενέργεια στη μετελαστική περιοχή λόγω πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών. Αυτή η δυνατότητα λαμβάνεται υπόψη σχεδιάζοντας ελαστικά μεν αλλά χρησιμοποιώντας φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό φάσμα απόκρισης με το συντελεστή συμπεριφοράς ( $q$ ). Το φάσμα αυτό ονομάζεται “φάσμα σχεδιασμού” (Σχ. 7). Ο συντελεστής συμπεριφοράς αποτελεί μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων επί του φορέα εάν η απόκρισή του ήταν εξολοκλήρου ελαστική με 5% απόσβεση, προς το λόγο εκείνων των σεισμικών δυνάμεων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Ο δείκτης συμπεριφοράς εξαρτάται από την κατηγορία πλαστιμότητας του φορέα και από την κανονικότητα (σε κάτοψη και καθ’ ύψος) αυτού. Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$ , προκύπτει από τις εξής σχέσεις:



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

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

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_g \end{cases}$$

όπου:

$S_d(T)$  είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

$T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

$a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας C ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ )

$T_B$  είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

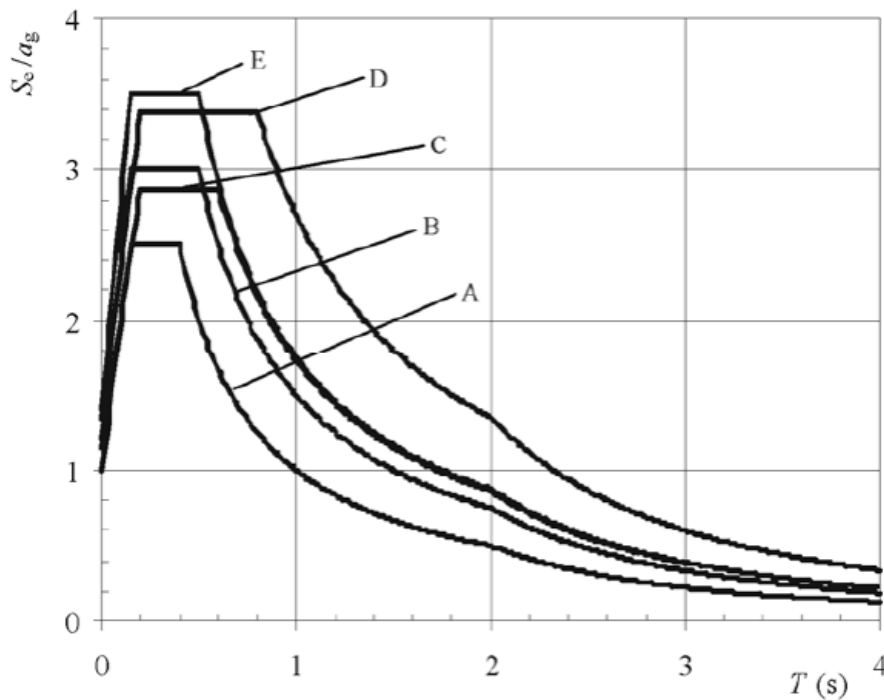
$T_D$  είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

$S$  είναι ο συντελεστής εδάφους

$q$  είναι συντελεστής συμπεριφοράς

$\beta$  είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή  $\beta=0,2$ .

Στις άνω σχέσεις δεν υπεισέρχεται η απόσβεση καθώς λαμβάνεται έμμεσα υπόψη κατά τον ορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς. Οι τιμές των παραμέτρων παραμένουν ως έχουν για το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Για την κατακόρυφη συνιστώσα το φάσμα σχεδιασμού υπολογίζεται από τις ίδιες σχέσεις, χρησιμοποιώντας της χαρακτηριστικές περιόδους του ελαστικού φάσματος κατακόρυφης απόκρισης, αντικαθιστώντας την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση ( $a_g$ ) με την κατακόρυφη ( $a_{vg}$ ) και θέτοντας το συντελεστή εδαφικής κατηγορίας ( $S$ ) ίσο με τη μονάδα.



Σχήμα 7: Ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου Ι για εδάφη Α έως Ε με 5%απόσβεση βάσει του πίνακα 3.2 του EN1998-1:2004

#### 4.1.5 Παράμετροι σεισμικής δράσης

Η μεταλλική κατασκευή για γραφειακή χρήση, τοποθετείται στην Λεμεσό, συνεπώς όσον αφορά τον σεισμό θα χρησιμοποιηθούν τα εξής δεδομένα:

- ✓ Σεισμική ζώνη 3 με εδαφική επιτάχυνση αναφοράς  $A_{gR}=0.25g$  και εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $a_g=\gamma_I \times a_{gR}$ , όπου  $\gamma_I=1$  και  $a_g=2.45m/s^2$
- ✓ Κινητό φορτίο  $Q=4kN/m^2$
- ✓ Μόνιμο Φορτίο  $G=5.5 kN/m^2$
- ✓ Φάσμα οριζόντιας ελαστικής απόκρισης τύπου Ι
- ✓  $S = 1,15$
- ✓ Έδαφος C με χαρακτηριστικές περιόδους:
  - $T_B= 0.20s, T_C= 0.6s, T_D=2.0s$
- ✓ Συντελεστής συμπεριφοράς  $q=4$
- ✓ Απόσβεση 5%

- ✓ Χρήση ελαστικού φάσματος απόκρισης Ευρωκώδικα 8 τύπος 1 για απόσβεση 5%.
- ✓ Κατηγορία σπουδαιότητας II
- ✓ Κατηγορία πλαστιμότητας μέση : Ductility Class Medium) (EN1998-1/Table 6.1).
- ✓ Συντελεστής συμπεριφοράς  $q=4$

## 4.2 Ανάλυση Σεισμικής Δράσης

Η ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς πραγματοποιήθηκε με δύο τρόπους. Αρχικά με την Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος μέσω του προγράμματος Staad.Pro δευτερευόντως πραγματοποιώντας υπολογισμούς με το χέρι για την μέθοδο Οριζόντιας Φόρτισης ώστε να υπάρχουν κάποια συγκρίσιμα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο επόμενο κεφάλαιο.

### 4.2.1 Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος [6, 11, 14]

Γενικά αυτή η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες τις περιπτώσεις. Με αυτή τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη το σύνολο των ιδιομορφών με σημαντική συνεισφορά στη συνολική απόκριση του φορέα. Αυτή η απαίτηση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη για καθεμία από τις κύριες διευθύνσεις και ικανοποιείται είτε όταν το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μάζων για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα, είτε λαμβάνουμε ως σημαντικές αυτές με ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας μεγαλύτερο από το 5% της συνολικής μάζας του φορέα. Όταν δεν ικανοποιούνται αυτές οι απαιτήσεις τότε ο ελάχιστος αριθμός,  $k$ , ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη σε ένα χωρικό προσομοίωμα πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο εξής απαιτήσεις:

- ✓  $k \geq 3\sqrt{n}$
- ✓  $T_k \leq 0.20s$

όπου:

$k$  ο αριθμός των ιδιομορφών

$n$  ο αριθμός των ορόφων πάνω από τη θεμελίωση ή την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης

$T_k$  η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής  $k$

Έτσι για κάθε ιδιομορφή προκύπτει σύμφωνα με την ιδιοπερίοδο της η μέγιστη απόκριση της (μετακίνηση ή επιτάχυνση) από το φάσμα σχεδιασμού. Αυτή πολλαπλασιασμένη με τον

συντελεστή συμμετοχής κάθε ιδιομορφής και την ιδιοτιμή για κάθε βαθμό ελευθερίας δίνει την μέγιστη απόκριση. Η ίδια διαδικασία δίνει τις μέγιστες αποκρίσεις των υπολοίπων σημαντικών ιδιομορφών. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες αφενός δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα, αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος  $X$  συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

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

Τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων, οριζοντίων και κατακόρυφων, που θα χρησιμοποιηθούν για των υπολογισμό των εντατικών μεγεθών προκύπτουν από τις εξής σχέσεις:

- $G'' + {}''0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_z$
- $G'' + {}''0.3Q \pm E_z \pm 0.3E_x$

όπου:

"+" σημαίνει επαλληλία με

$E_x$  είναι τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων στη διεύθυνση  $x$

$E_z$  είναι τα αποτελέσματα των ίδιων σεισμικών δράσεων στη διεύθυνση  $z$

Στον υπολογισμό μαζών λαμβάνονται υπόψη οι μάζες που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό:

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

όπου:

$\psi_{E,i} = \phi \cdot \psi_{2i}$  είναι ο συντελεστής συνδυασμού ο οποίος λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα τα φορτία  $q_{k,i}$  να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο το φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού. Με το μειωτικό συντελεστή  $\phi$  λαμβάνεται υπόψη η μειωμένη συμμετοχή των μαζών των κινητών φορτίων στην κίνηση του φορέα λόγω μη στερεάς σύνδεσής τους. Οι τιμές του  $\phi$  λαμβάνονται από τον εξής πίνακα:

**Πίνακας 5: Τιμές συντελεστή φ αναλόγως κατηγορία φορέα του EN1998-1**

Κατηγορία φορέα	Όροφος	φ
A – C	Δώμα	1,0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0,8
	Όροφοι με μη συσχετισμένες χρήσεις	0,5
D - F		1,0

#### **4.2.2 Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης**

Η εφαρμογή του συγκεκριμένου τύπου ανάλυσης μπορεί να γίνει μόνο σε κτίρια η απόκριση των οποίων δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις υψηλότερες ιδιομορφές ανάλυσης, αλλά κυριαρχείται από τη θεμελιώδη ιδιομορφή (EC8 §4.3.3.2.1(1)). Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται σε κτίρια που ακολουθούν τα κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος (EC8 §4.2.3.3) και έχουν θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους ταλάντωσης στις δυο κύριες διευθύνσεις μικρότερες από 2.0s και  $4T_C$  (εδώ συγκεκριμένα έδαφος C:  $T_c = 0.6\text{sec}$ ) Η απαίτηση που σχετίζεται με τις ιδιοπεριόδους καλύπτεται στην περίπτωση κατασκευών μέσου ύψους (κάτω από 10-15 ορόφους). Αντίστοιχα, από τα κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος τα σημαντικότερα αφορούν:

- συνεχή κατακόρυφα φέροντα συστήματα,
- σταθερή ή ελαφρώς και ομαλά μειούμενη μάζα και δυσκαμψία από τη βάση προς την κορυφή του κτιρίου,
- συνυπολογισμό τυχόν σημαντικής μη-κανονικότητας καθ' ύψος (EC8 §4.3.6.3.2),
- διαμόρφωση καθ' ύψος εσοχών που πληρούν συγκεκριμένες προϋποθέσεις (EC8 §4.2.3.3(5)).

Ο υπολογισμός της σεισμικής τέμνουσας βάσης, στην οποία θα βασιστεί ο προσδιορισμός των οριζόντιων φορτίων του κάθε ορόφου, γίνεται από την εξίσωση (EC8 §4.3.3.2.2):

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda$$

Στην παραπάνω σχέση,  $S_d$  είναι η τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού (EC8 §3.2.2.5) στην περίοδο  $T_1$ ,  $m$  η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από τη θεμελίωση (EC8 §3.2.4(2)), και  $\lambda$  συντελεστής διόρθωσης της μάζας του κτιρίου που ενεργοποιείται κατά την 1 η ιδιομορφή.

Προσεγγιστικά, για κτίρια με ύψος έως 40m, η τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου μπορεί να εκτιμηθεί από την εξίσωση (EC8 §4.3.3.2.2(3)):

$$T_1 = C_t H^{0.75}$$

Στην παραπάνω σχέση, ο συντελεστής  $C_t$  λαμβάνει τιμή 0.085 για πλαίσια από χάλυβα, ενώ  $H$  είναι το ύψος, σε μέτρα (m), του κτιρίου πάνω από τη θεμελίωση.

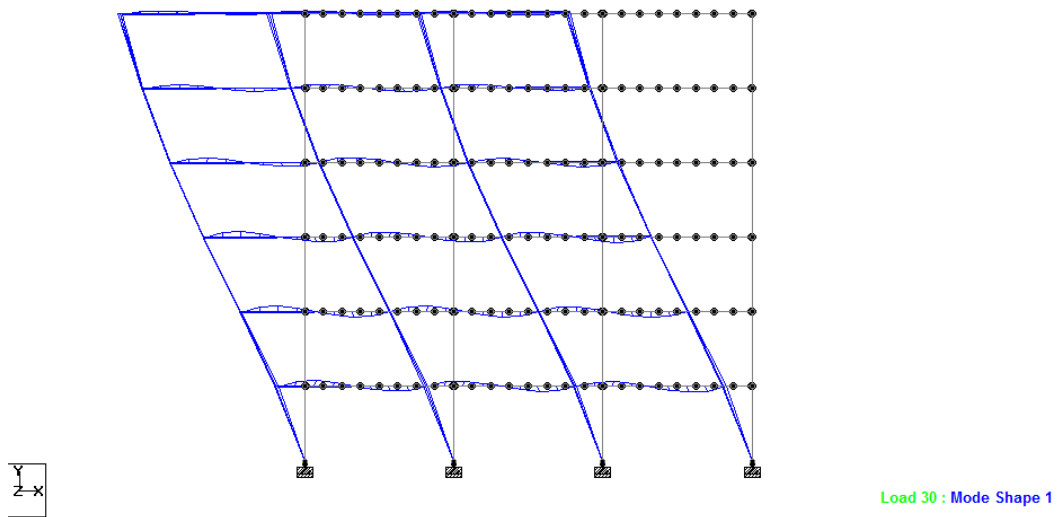
Η καθ' ύψος κατανομή της σεισμικής τέμνουσας βάσης σε καθεμία από τις οριζόντιες διευθύνσεις ανάλυσης του κτιρίου, στην απλούστερη περίπτωση που η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις γραμμικά αυξανόμενες με το ύψος, μπορεί να γίνει με την εξίσωση:  $F_i = F_b (z_i \cdot m_i) / \sum z_j m_j$

Στην εξίσωση αυτή,  $z$  είναι τα ύψη των μαζών  $m$  πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης

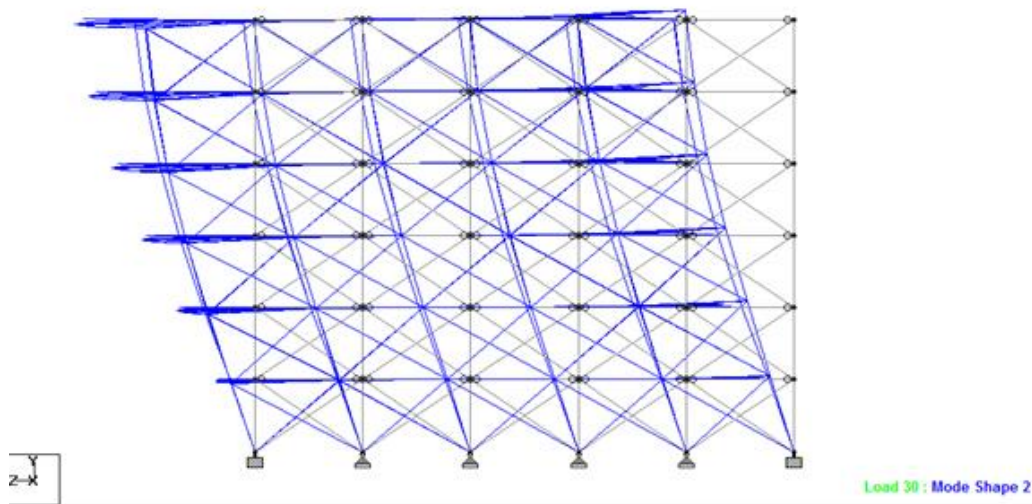
## 5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### 5.1 Αποτελέσματα Φασματικής Ιδιομορφικής Ανάλυσης

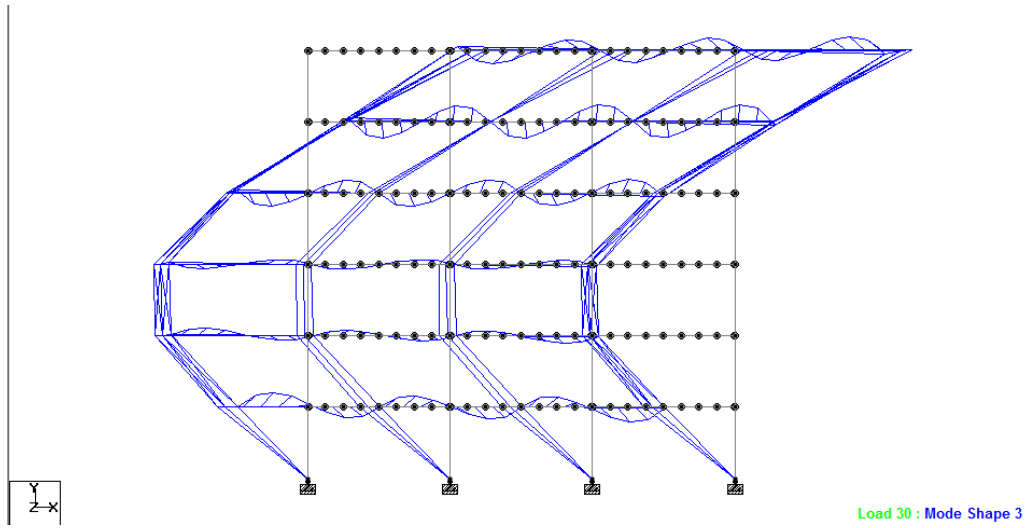
Η μέθοδος ιδιομορφικής ανάλυσης εφαρμόστηκε μέσω του προγράμματοςStaad.Pro και οι έξι ιδιομορφές που χρησιμοποιήθηκαν έδωσαν τα εξής αποτελέσματα για τον σεισμό σε κατεύθυνση xx και zz.



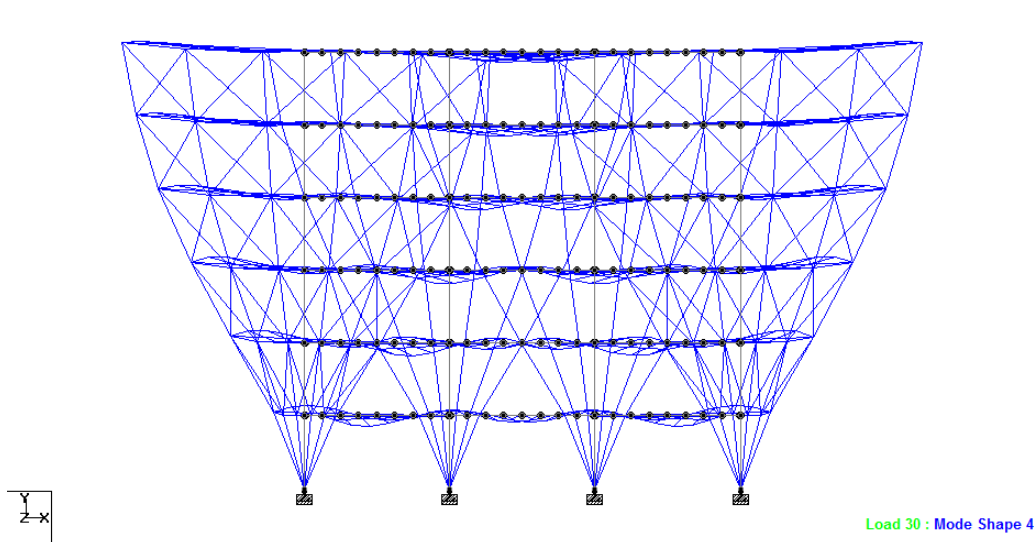
Σχήμα 8: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή



Σχήμα 9: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή

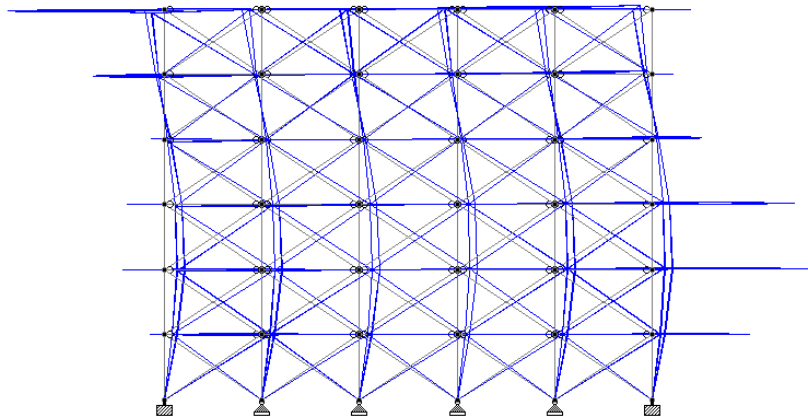


Σχήμα 10: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή



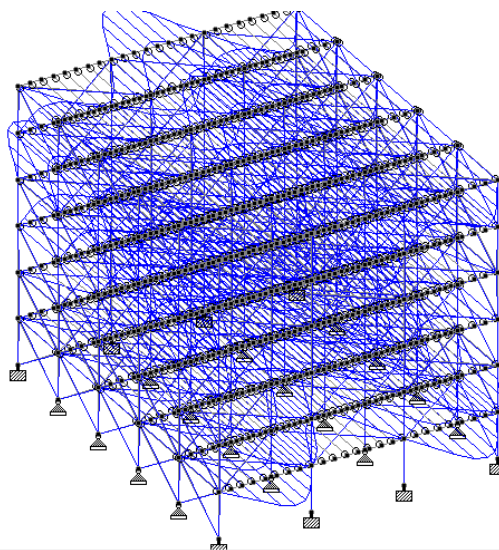
Σχήμα 11: 4<sup>η</sup> ιδιομορφή





Load 40 : Mode Shape 5

Σχήμα 12: 5<sup>η</sup> ιδιομορφή



Load 30 : Mode Shape 6

Σχήμα 13: 6<sup>η</sup> ιδιομορφή

Τα αποτελέσματα της σεισμικής ανάλυσης δίνονται παρακάτω. Η κατεύθυνση  $xx$  αντιπροσωπεύεται μέσω του load case 30 και η κατεύθυνση  $zz$  μέσω του load case 40.

### 5.1.1 Σεισμικές Δράσεις στην κατεύθυνση $xx$

Τα αποτελέσματα μέσω του προγράμματος είναι τα κάτωθι.

MODE	MODAL WEIGHT (MODAL MASS TIMES g) IN KN			GENERALIZED WEIGHT
	X	Y	Z	
1	3.268515E+04	1.055295E-04	1.026203E-20	1.812883E+04
2	3.419262E-18	2.578772E-14	3.388036E+04	1.559259E+04
3	4.804665E+03	9.219660E-04	4.335615E-21	1.821697E+04
4	6.508819E-14	1.725941E-16	1.874825E-02	1.598478E+04
5	2.633843E-10	1.686759E-03	1.717645E+03	7.817465E+03
6	1.406244E-07	9.166768E-03	4.035940E+01	6.931306E+03

CQC MODAL COMBINATION METHOD USED.  
 DYNAMIC WEIGHT X Y Z 4.020797E+04 4.020797E+04 4.020797E+04 KN  
 MISSING WEIGHT X Y Z -2.718150E+03 -4.020795E+04 -4.569587E+03 KN  
 MODAL WEIGHT X Y Z 3.748982E+04 1.188102E-02 3.563838E+04 KN

MODE	ACCELERATION-G	DAMPING
----	-----	-----
1	0.05094	0.05000
2	0.12026	0.05000
3	0.13181	0.05000
4	0.13886	0.05000
5	0.17972	0.05000
6	0.17972	0.05000

MODAL BASE ACTIONS		FORCES IN KN			LENGTH IN METE		
MODE	PERIOD	FX	FY	FZ	MOMENTS ARE ABOUT THE ORIGIN		
					MX	MY	MZ
1	2.830	1664.84	0.09	0.00	-1.42	24972.60	-28771.91
2	0.897	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.820	633.33	0.28	0.00	-4.16	9499.90	639.16
4	0.779	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.572	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.566	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00

MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT							BASE SHEAR IN KN		
MODE	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z	X	Y	Z
1	81.29	0.00	0.00	81.290	0.000	0.000	1664.84	0.00	0.00
2	0.00	0.00	84.26	81.290	0.000	84.263	0.00	0.00	0.00
3	11.95	0.00	0.00	93.240	0.000	84.263	633.33	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	93.240	0.000	84.263	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	4.27	93.240	0.000	88.535	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.10	93.240	0.000	88.635	0.00	0.00	0.00
TOTAL SRSS SHEAR							1781.23	0.00	0.00
TOTAL 10PCT SHEAR							1781.23	0.00	0.00
TOTAL ABS SHEAR							2298.17	0.00	0.00
TOTAL CQC SHEAR							1781.23	0.00	0.00

### 5.1.2 Σεισμικές Δράσεις στην κατεύθυνση zz

Τα αποτελέσματα μέσω του προγράμματος είναι τα κάτωθι.

RESPONSE LOAD CASE 40

-----< PAGE 15 Ends Here >-----  
 STAAD SPACE -- PAGE NO. 16

MODE	MODAL WEIGHT (MODAL MASS TIMES g) IN KN			GENERALIZED WEIGHT
	X	Y	Z	
1	3.268515E+04	1.055295E-04	1.026203E-20	1.812883E+04
2	3.419262E-18	2.578772E-14	3.388036E+04	1.559259E+04
3	4.804665E+03	9.219660E-04	4.335615E-21	1.821697E+04
4	6.508819E-14	1.725941E-16	1.874825E-02	1.598478E+04
5	2.633843E-10	1.686759E-03	1.717645E+03	7.817465E+03
6	1.406244E-07	9.166768E-03	4.035940E+01	6.931306E+03

CQC MODAL COMBINATION METHOD USED.  
 DYNAMIC WEIGHT X Y Z 4.020797E+04 4.020797E+04 4.020797E+04 KN  
 MISSING WEIGHT X Y Z -2.718150E+03 -4.020795E+04 -4.569587E+03 KN  
 MODAL WEIGHT X Y Z 3.748982E+04 1.188102E-02 3.563838E+04 KN

MODE	ACCELERATION-G	DAMPING
1	0.05094	0.05000
2	0.12026	0.05000
3	0.13181	0.05000
4	0.13886	0.05000
5	0.17972	0.05000
6	0.17972	0.05000

MODAL BASE ACTIONS		FORCES IN KN			LENGTH IN METE		
MODE	PERIOD	FX	FY	FZ	MOMENTS ARE ABOUT THE ORIGIN		
					MX	MY	MZ
1	2.830	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.897	0.00	0.00	4074.53	68868.79	-49055.63	0.00
3	0.820	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.779	0.00	0.00	0.00	-0.08	-39.27	0.00
5	0.572	0.00	0.31	308.70	-1383.46	-3819.65	3.39
6	0.566	0.00	-0.11	7.25	26.29	-105.16	-1.51

< PAGE 16 Ends Here >

STAAD SPACE

-- PAGE NO. 17

MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT							BASE SHEAR IN KN		
MODE	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z	X	Y	Z
1	81.29	0.00	0.00	81.290	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	84.26	81.290	0.000	84.263	0.00	0.00	4074.53
3	11.95	0.00	0.00	93.240	0.000	84.263	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	93.240	0.000	84.263	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	4.27	93.240	0.000	88.535	0.00	0.00	308.70
6	0.00	0.00	0.10	93.240	0.000	88.635	0.00	0.00	7.25
							-----		
TOTAL SRSS SHEAR							0.00	0.00	4086.22
TOTAL 10PCT SHEAR							0.00	0.00	4086.76
TOTAL ABS SHEAR							0.00	0.00	4390.49
TOTAL CQC SHEAR							0.00	0.00	4100.96

Παρατηρείται ότι ικανοποιούνται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 κατά τις οποίες απαιτείται να ληφθούν υπόψιν για κάθε διεύθυνση όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες του 5% της συνολικής μάζας της κατασκευής η οποία λαμβάνει μέρος στις αναλύσεις και επιπλέον άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών σε κάθε διεύθυνση θα πρέπει να ξεπερνά το 90%. Από τα παραπάνω αποτελέσματα παρατηρείται ότι στην διεύθυνση xx πρέπει να ληφθούν υπόψιν κυρίως οι ιδιομορφές από 3 έως 6 ενώ στην διεύθυνση zz παρόλο που το ποσοστό δεν ξεπερνάει το 90% παρόλα αυτά οι ιδιομορφές 5

και 6 το πλησιάζουν. Παρατηρείται επίσης, αύξηση της τέμνουσας βάσης στην διεύθυνση zz (4100 kN) σε σχέση με την τέμνουσα βάσης στην διεύθυνση xx (1781.23kN).

## 5.2 Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (στατικού τύπου φορτία)

Στο κεφάλαιο αυτό αρχικά περιγράφεται η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης η οποία αφορά την χρήση οριζόντιων φορτίων που προσομοιώνουν την σεισμική δράση. Στην συνέχεια παρατίθενται αναλυτικά τα αποτελέσματα που πραγματοποιηθήκαν με το χέρι και αφορούν την συγκεκριμένη κατασκευή.

### 5.2.1 Αναλυτικός Υπολογισμός

#### I. Δεδομένα για Σεισμό

Περιοχή υψηλής σεισμικότητας,  $M_s=6.2$

Τύπος εδάφους C

Συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_I=1$

Κατηγορία Πλαστιμότητας: Μέση

$A_{gR}=2.45m/s$

#### II. Φορτία σχεδιασμού

Υποθέτονται μόνιμα φορτία  $5.5kN/m^2$  σε κάθε όροφο και μεταβλητά  $4kN/m^2$ .

### Μόνιμα Φορτία

Επίπεδο		Υπολογισμός	Φορτίο (kN)	Ολικό (kN)
<b>6</b>	Πλάκα	$30m \times 24m \times 2.5kN/m^2$	1800	2520
	Τελειώματα	$30m \times 24m \times 1kN/m^2$	720	
<b>1-5</b>	Πλάκα	$30m \times 24m \times 2.5kN/m^2$	1800x5ορόφους	9000
	Τελειώματα	$30m \times 24m \times 1kN/m^2$	720x5ορόφους	3600
	Εξωτερικοί τοίχοι	$(10 \times 6 + 6 \times 8)m \times 4m \times 2.5kN/m^2$	1080x5ορόφους	5400
<b>Ολικό μόνιμο φορτίο</b>				<b>20520</b>

### Μεταβλητά Φορτία

Επίπεδο	Υπολογισμός	Φορτίο (kN)	Ολικό (kN)
1-6	30m x 24m x 4kN/m <sup>2</sup>	2880 x 6 ορόφους	17280
<b>Ολικό επιβαλλόμενο φορτίο</b>			<b>17280</b>

III.  $\underline{\text{Σεισμική μάζα}} = G + \psi_{E,i} Q$

Όπου  $\psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2,i} = 0.8 \times 0.3 = 0.24$

Οι τιμές των συντελεστών  $\varphi$  και  $\psi$  λαμβάνονται από τους παρακάτω πίνακες 6 και 7.

**Πίνακας 6: Τιμές συντελεστή  $\varphi$  του EN1998-1**

Κατηγορία φορέα	Όροφος	$\varphi$
A - C	Δώμα	1,0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0,8
	Όροφοι με μη συσχετισμένες χρήσεις	0,5
D - F		1,0

**Πίνακας 7: Τιμές συντελεστή  $\psi$  αναλόγως χρήσης κτιρίου του EN1998-1**

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι 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
Υπόλοιτα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιτα 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-πυρκαγιάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Άρα το ολικό φορτίο του κτιρίου είναι  $20520 + 0.24 \times 17280 = 24667.2\text{kN}$

#### IV. Σεισμική τέμνουσα βάση

- ✓ Έδαφος C
- ✓ Υψηλής σεισμικότητας περιοχή: Φάσμα οριζόντιας ελαστικής απόκρισης τύπου 1 με χαρακτηριστικές περιόδους:  $T_B = 0.20s$ ,  $T_C = 0.6s$ ,  $T_D = 2.0s$  και  $S = 1,15$
- ✓ Συντελεστής συμπεριφοράς  $q=4$

#### Ολική σεισμική μάζα

επίπεδο	G (kN)	Q (kN)	G + $\psi_{E,i}Q$	Σεισμική μάζα (kgx10 <sup>3</sup> )
6	2520	2880	3211.2	327.34
1-5	3600	2880	4291.2	437.43 x 5
Ολική σεισμική μάζα			7502.4	2514.5

#### Ιδιοπερίοδος κτιρίου (EC8, 4.3.3.2.2)

$$T_1 = C_t H^{0.75}$$

Όπου  $C_t = 0.085$  για πλαίσια παραλαβής ροπής και  $H=24m$  είναι το ολικό ύψος του κτιρίου

$$\text{Άρα } T_1 = C_t H^{0.75} = 0.085 \times 24^{0.75} = 0.92 \text{sec}$$

#### Επιτάγυνση Σχεδιασμού

Για  $T_C \leq T_1 \leq T_D$ , η  $S_d = a_g \cdot S \cdot (2.5/q) \cdot (T_C/T_1)$

$$0.6 \leq 0.92 \leq 2, \quad S_d = 2.45 \times 1.15 \times (2.5/4) \times (0.6/0.92) = 1.15 \text{m/s}^2$$

#### Σχεδιαστική τέμνουσα βάση

Τέμνουσα Βάσης:  $F_b = \lambda \cdot m \cdot S_d$

Για το κτίριο:  $T_1 = 0.92 \text{sec} \leq 2T_c = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{sec}$

$$\text{Άρα } F_b = 0.85 \times 2514.5 \times 10^3 \text{kg} \times 1.22 \text{m/s}^2 / 10^3 \text{N/kN} = 2607.54 \text{kN}$$

Τέμνουσα βάσης ως % του ολικού βάρους του κτιρίου:  $(2607.54/7502.4) \times 100 = 34.75\%$

#### Κατανομή του πλευρικού σεισμικού φορτίου στους ορόφους

$$F_k = F_b \times (z_k m_k / \sum z_j m_j)$$

όπου:

$z_k$  = η μάζα του ορόφου k

$m_k$ = το ύψος του ορόφου  $k$

τα αποτελέσματα φαίνονται παρακάτω στον πίνακα 8.

### Στρέψη

Μια απλοποιημένη μέθοδος υπολογισμού της αύξησης των σεισμικών δυνάμεων λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας σε κανονικές κατασκευές δίνεται από τον ΕΚ8 (§4.3.3.2.4)

Τα ισοδύναμα φορτία σε ανεκτικά στον σεισμό πλαίσια πολλαπλασιάζονται με τον επαυξητικό συντελεστή  $\delta$  ο οποίος ισούται με:

$$\delta = [1 + 0.6x/L_e]$$

όπου  $x$  είναι η απόσταση του πλαισίου από το κέντρο μάζας και  $L_e$  είναι η απόσταση μεταξύ των δύο ακραίων στοιχείων που αντιστέκονται στο φορτίο.

Άρα,  $\delta = [1 + 0.6 \times 15/30] = 1.3$

Τις σεισμικές δράσεις τις παραλαμβάνουν τα δύο ακραία πλαίσια στην διεύθυνση  $xx$ . Οπότε οι σεισμικές δυνάμεις θα κατανεμηθούν σε αυτά. Το ισοδύναμο πλευρικό σεισμικό φορτίο σε κάθε όροφο του κτιρίου δίνεται από τον τύπο:

$F_k = \delta F_k / 2$ , όπου  $k$  ο αριθμός των ορόφων

✓ Για παράδειγμα, το ισοδύναμο πλευρικό σεισμικό φορτίο στον 3<sup>ο</sup> όροφο είναι:

$$F_3 = 1.3 \times 401.6 / 2 = 261.05 \text{ kN}$$

**Πίνακας 8: Ολικά σεισμικά πλευρικά φορτία**

Επίπεδο	Ύψος $z_k$ (m)	Μάζα, $m_k$	$z_k m_k$	Ολική πλευρική δύναμη ορόφου, $F_k$ (kN)	Πλευρικά σεισμικά φορτία (kN)
6	24	327.34	7856.16	601.058	390.7
5	20	437.43	8728.6	667.8	434.07
4	16	437.43	6998.88	535.47	348.05
3	12	437.43	5249.16	401.6	261.05
2	8	437.43	3499.44	267.74	174.03
1	4	437.43	1749.72	133.87	87.02
σύνολο		2514.5	34081.96	2607.53	1694.92



### **P-δ επιδράσεις**

Ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου,  $\theta$ , υπολογίζεται για να προσδιορίσει εάν τα φαινόμενα δεύτερης τάξης μπορούν να αγνοηθούν.

Τα φαινόμενα δεύτερης τάξης αγνοούνται όταν ικανοποιείται η παρακάτω σχέση για όλους τους ορόφους:

$$\theta = (P_{\text{tot}} \times d_r) / V_{\text{tot}} \leq 0.1$$

για παράδειγμα, ο συντελεστής σταθεροποίησης για τον 5<sup>ο</sup> όροφο υπολογίζεται ως εξής:

$$\theta_5 = (764.77 \times 117.592) / (824.77 \times 4000) = 0.027,$$

όπου 4000mm είναι το ύψος του κάθε ορόφου

Οι τιμές του συντελεστή  $\theta$  παρουσιάζονται συνολικά στον παρακάτω πίνακα 9.

**Πίνακας 9: Συνολικά αποτελέσματα συντελεστή  $\theta$**

Επίπεδο	$d_r$ (mm)	$P_{\text{tot}}$ (kN)	$V_{\text{tot}}$ (kN)	$\theta$
6	131.556	327.34	390.7	0.027
5	117.592	764.77	824.77	0.027
4	97.976	1202.2	1172.82	0.025
3	73.817	1639.63	1433.87	0.021
2	46.668	2077.06	1607.9	0.015
1	18.791	2514.49	1694.92	0.0069

Από τον πίνακα παρατηρείται ότι όλες οι τιμές του  $\theta$  είναι μικρότερες από 0.1, συνεπώς τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξεως αγνοούνται.

#### **5.2.1.1 Προκαταρκτικός σχεδιασμός**

##### **I. Σχεδιασμός φορτίων βαρύτητας**

Ο προκαταρκτικός έλεγχος του κτιρίου πραγματοποιήθηκε για την οριακή κατάσταση αστοχίας σύμφωνα πάντα με τις διατάξεις του ΕΚ3. Οι αρχικές διατομές των κολώνων που επιλέχτηκαν ήταν HE700B σε όλους τους ορόφους ενώ για τις κύριες δοκούς ήταν IPE500 και για τις δευτερεύουσες IPE 330. Οι κολώνες τοποθετούνται παράλληλα με τον άξονα xx. Οι διατομές των διαγωνίων μελών ήταν 100x60x8RHS.

##### **II. Σχεδιασμός σεισμικών φορτίων**

Οι διατομές ελέγχθηκαν για σεισμικά φορτία χρησιμοποιώντας την ελαστική πλαστική ανάλυση για τα ισοδύναμα πλευρικά σεισμικά φορτία που υπολογίστηκαν πριν. Οι

απαιτήσεις για την τάξη της διατομής δίνονται από τον ΕΚ8, 6.5.3, πίνακας 6.3 και εξαρτάται από την τάξη ολκιμότητας και τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  που χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό. Για τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q=4$  και για την μεσαία τάξη ολκιμότητας, οι απαιτήσεις της διατομής για τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας είναι διατομές κλάσης 1 ή 2.

**Πίνακας 10: Κατηγορίες διατομής αναλόγως τιμών συντελεστή συμπεριφοράς του EN1998-1**

Κατηγορία Πλαστιμότητας	Τιμή αναφοράς συντελεστή συμπεριφοράς $q$	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής
ΚΠΜ	$1,5 < q \leq 2$	κατηγορία 1, 2 ή 3
	$2 < q \leq 4$	κατηγορία 1 ή 2
ΚΠΥ	$q > 4$	κατηγορία 1

Οι διατομές των κολώνων αναθεωρήθηκαν σε HE500B για όλους τους ορόφους ενώ οι δοκοί των κύριων και δευτερευουσών μελών καθώς και των διαγωνίων  $X$  παρέμειναν όπως αρχικά είχαν επιλεγθεί. Οι διατομές επιλέχθηκαν ώστε να μειώνουν τα φαινόμενα δεύτερης τάξης.

## 5.2.2 Τελική ανάλυση και σχεδιαστικός έλεγχος

Η τελική ανάλυση και ο σχεδιαστικός έλεγχος πραγματοποιήθηκαν στον υπολογιστή μέσω του εμπορικού προγράμματος StaadPro. Το γεωμετρικό μοντέλο, τα φορτία, οι συνδυασμοί αυτών, οι σχεδιαστικοί παράμετροι καθώς και η ανάλυση και τα αποτελέσματα του σχεδιασμού παρουσιάζονται.

### 5.2.2.1 Σχεδιασμός των μελών των δοκών που απορροφούν σεισμική ενέργεια (δοκοί)

Ο σχεδιασμός επιλεγμένων μελών απορρόφησης σεισμικής ενέργειας ακολουθεί τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού.

Αξίζει να σημειωθεί ότι εφαρμόζοντας τα κριτήρια του ικανοτικού σχεδιασμού, η σχεδιαστική τέμνουσα για την υπόθεση του σεισμικού φορτίου  $V_{Ed}$ , υπολογίζεται από τον συνδυασμό της συνιστώσας της τέμνουσας δύναμης λόγω της βαρυντικής δράσης ( $V_{Ed,G} = G_k + 0.3Q_k$ ) και η σεισμική συνιστώσα της τέμνουσας δράσης  $V_{Ed,M}$  εξασφαλίζεται από την ικανότητα πλαστικής ροπής των άκρων των μελών λαμβάνοντας υπόψιν ότι η πλαστική

άρθρωση προκαλείται και στα δύο άκρα της δοκού και η κάμψη της δοκού συμβαίνει με διπλή καμπυλότητα. Συνεπώς δίνονται οι πιο κάτω εξισώσεις:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \text{ και}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$$

### Κύρια δοκός 120 (IPE500)

- Πλαστική αντίσταση πλήρους διατομής

$$N_{pl,Rd} = Af_y/\gamma_{M0} = 116 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^3 = 4118 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0} = 60.352 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^3/\sqrt{3} = 1237 \text{ kN}$$

$$\text{Όπου } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y}f_y/\gamma_{M0} = 2194 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 778.87 \text{ kNm}$$

- Σχεδιαστικά αποτελέσματα ( $G_k + 0.3Q_k - A_{Ed}$ )

$$\text{Κόμβος αρχής 128: } M_{Ed,120,A} = 185.92 + 38.44 = 224.36 \text{ kNm}$$

$$\text{Κόμβος τέλους 129: } M_{Ed,120,B} = -246.25 - 117.38 = -363.63 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,120} = 156.40 + 10.57 = 166.97 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,120} = V_{Ed,G,120} + V_{Ed,M,120} = 79.38 + (778.87 + 778.87)/8 = 274.09 \text{ kN}$$

- Σχεδιαστικός έλεγχος

$$M_{Ed,120} \leq M_{pl,Rd} \quad 363.63 \text{ kNm} \leq 778.87 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$N_{Ed,120} \leq 0.15 N_{pl,Rd} \quad 166.97 \text{ kN} \leq 0.15 \times 4118 \text{ kN} = 617.7 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$V_{Ed,120} \leq 0.5 V_{pl,Rd} \quad 274.09 \text{ kN} \leq 0.5 \times 1237 \text{ kN} = 618.5 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

### Κύρια δοκός 144 (IPE500)

- Πλαστική αντίσταση πλήρους διατομής

$$N_{pl,Rd} = Af_y/\gamma_{M0} = 116 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^3 = 4118 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0} = 60.352 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^3/\sqrt{3} = 1237 \text{ kN}$$

$$\text{Όπου } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y}f_y/\gamma_{M0} = 2194 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 778.87 \text{ kNm}$$

- Σχεδιαστικά αποτελέσματα ( $G_k + 0.3Q_k - A_{Ed}$ )

Κόμβος αρχής 153:  $M_{Ed,144,A} = 120.69 + 25.25 = 145.94\text{kNm}$

Κόμβος τέλους 154:  $M_{Ed,144,B} = -158.70 - 101.33 = -260.03\text{kNm}$

$N_{Ed,144} = 150.18 - 34.34 = 115.84\text{kN}$

$V_{Ed,144} = V_{Ed,G,144} + V_{Ed,M,144} = 38.01 + (778.87 + 778.87)/8 = 232.72\text{kN}$

- Σχεδιαστικός έλεγχος

$M_{Ed,144} \leq M_{pl,Rd} \quad 260.03\text{kNm} \leq 778.87\text{kNm} \quad \text{OK}$

$N_{Ed,144} \leq 0.15 N_{pl,Rd} \quad 115.84\text{kN} \leq 0.15 \times 4118\text{kN} = 617.7\text{kN} \quad \text{OK}$

$V_{Ed,144} \leq 0.5 V_{pl,Rd} \quad 232.72\text{kN} \leq 0.5 \times 1237\text{kN} = 618.5\text{kN} \quad \text{OK}$

### 5.2.2.2 Σχεδιασμός των μελών των δοκών που δεν απορροφούν σεισμική ενέργεια (υποστυλώματα)

Τα υποστυλώματα σχεδιάζονται βάσει των κριτηρίων του ικανοτικού σχεδιασμού αδύναμης δοκού – δυνατού υποστυλώματος. Για τον λόγο αυτό οι σχεδιαστικές δυνάμεις για τον συνδυασμό σεισμού λαμβάνοντας υπόψιν την βαρύτητα και τις σεισμικές δράσεις δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

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

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

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

Ακολουθώντας τα κριτήρια του ικανοτικού σχεδιασμού η σχεδιαστική αξονική, τέμνουσα και ροπή κάμψης της βαρυτικής δράσης,  $N_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$  αντίστοιχα, λαμβάνονται από την βαρυτική συνιστώσα του σεισμικού συνδυασμού δράσης ( $E_{d,G} = G_k + 0.3Q_k$ ). Η σεισμική συνιστώσα λαμβάνεται από την ελαστική ανάλυση υπό πλευρικά σεισμικά φορτία πολλαπλασιαζόμενη με τον συντελεστή υπεραντοχής 1.1γον και με την υπεραντοχής  $\Omega$ .

Υποθέτεται υπεραντοχή υλικού  $\gamma_{ov}=1.25$

Το  $\Omega$  ισούται με τον λόγο  $M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,E,i}$

Από υπολογισμούς βρέθηκε ότι  $\Omega=1.26$

### Υποστώλωμα 4002: HE500B

- Σχεδιαστικά βαρυτικά αποτελέσματα ( $G_k + 0.3Q_k$ )

Κόμβος αρχής 4:  $M_{Ed,4003,A} = 19.40\text{kNm}$

Κόμβος τέλους 29:  $M_{Ed,4003,B} = 48.49\text{kNm}$

$$N_{Ed,G,4003} = 635.20 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G,4003} = 16.97 \text{ kN}$$

- Σχεδιαστικά σεισμικά αποτελέσματα ( $-A_{Ed}$ )

$$\text{Κόμβος αρχής 4: } M_{Ed,4003,A} = 774.71 \text{ kNm}$$

$$\text{Κόμβος τέλους 29: } M_{Ed,4003,B} = 131.54 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,E,4003} = 364.84 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,E,4003} = 226.56 \text{ kN}$$

- Απαιτήσεις ολικής σεισμικής δύναμης

$$N_{Ed} = 635.20 + 1.1 \times 1.25 \times 1.26 \times 364.84 = 1267.28 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 16.97 - 1.1 \times 1.25 \times 1.26 \times 226.56 = -375.54 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,A} = 19.40 - 1.1 \times 1.25 \times 1.26 \times 774.71 = -1322.78 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,B} = 48.49 - 1.1 \times 1.25 \times 1.26 \times 131.54 = -179.4 \text{ kNm}$$

Ο συνδυασμός της παραπάνω σεισμικής σχεδιαστικής απαίτησης των  $M_{Ed}$  και  $N_{Ed}$  θα χρησιμοποιηθούν για επιτευχθούν οι έλεγχοι του υποστυλώματος 4003 σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ3.

Ο έλεγχος τέμνουσας πραγματοποιείται χρησιμοποιώντας την έκφραση:

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0.5 \quad -375.54 \leq 0.5 \times 239 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^3 / \sqrt{3} = 2449.24 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

### Κριτήριο Ικανοτικού σχεδιασμού

Επιπλέον των ελέγχων των μελών, η παράγραφος 4.4.2.3 του ΕΚ8 απαιτεί ότι το ακόλουθο κριτήριο ικανοτικού σχεδιασμού θα πρέπει να ικανοποιείται σε όλους τους κόμβους:

$$\Sigma M_{Rd,c} \geq 1.3 \Sigma M_{Rd,b}$$

Όπου:

- ✓  $\Sigma M_{Rd,c}$  είναι το άθροισμα των σχεδιαστικών καμπτικών αντοχών των υποστυλωμάτων που ενώνονται με τον κόμβο και
- ✓  $\Sigma M_{Rd,b}$  είναι το άθροισμα των σχεδιαστικών καμπτικών αντοχών των δοκών που ενώνονται με τον κόμβο.

Το αθροισμάτων υποστυλωμάτων αναφέρεται στα υποστυλώματα που βρίσκονται πάνω και κάτω από τον κόμβο που μελετάται.

Ο έλεγχος θα πραγματοποιηθεί για τον εσωτερικό κόμβο 21 που βρίσκεται στον πρώτο όροφο.

Η ικανοτική ροπή (αντοχής) των υποστυλωμάτων 4002 και 4006 είναι

$$\Sigma M_{Rd,c} = 1661.46 + 1661.46 = 3322.92 \text{ kNm}$$

Η ικανοτική ροπή των δοκών 16 και 17 είναι:

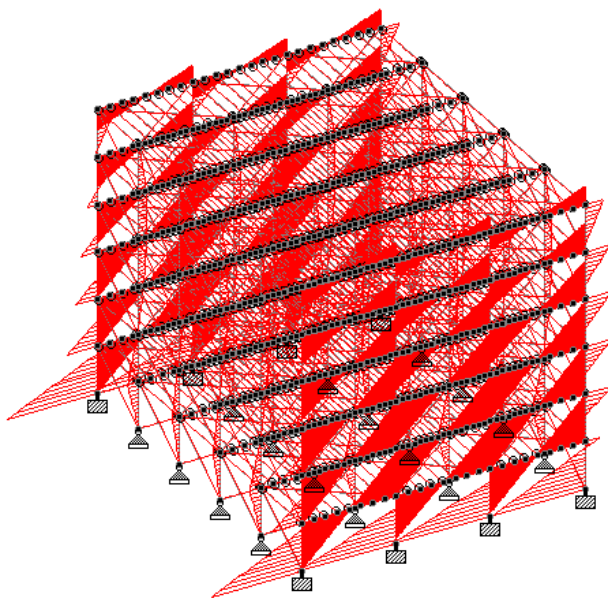
$$\Sigma M_{Rd,b} = 778.87 + 778.87 = 1557.74 \text{ kNm}$$

$\Sigma M_{Rd,c} / \Sigma M_{Rd,b} = 3322.92 / 1557.74 = 2.13 \geq 1.3$  ο ικανοτικός έλεγχος στον κόμβο 21 είναι OK

### 5.2.3 Αποτελέσματα μεθόδου βάσει του προγράμματος Staad.Pro.

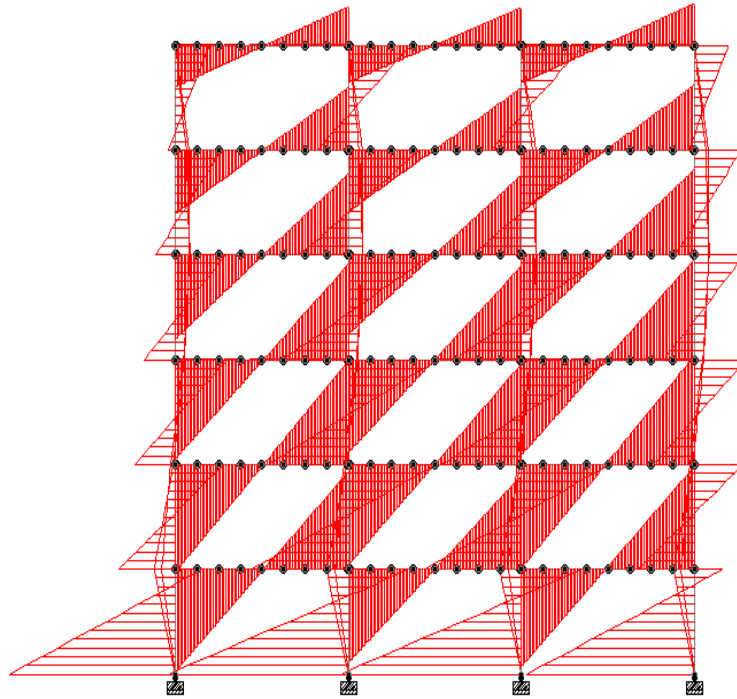
Οι πλευρικές δυνάμεις που υπολογίστηκαν τοποθετήθηκαν ως πλευρικά επικόμβια φορτία στους εξωτερικούς κόμβους του ακραίου υποστυλώματος καθενός εκ των δύο ακραίων πλαισίων που μεταφέρουν τα σεισμικά οριζόντια φορτία.

Τα αποτελέσματα παρατίθενται κάτωθι μέσω σχεδίων που προέκυψαν από το πρόγραμμα. Παρουσιάζεται ξεκάθαρα η κατανομή των φορτίων και η συμπεριφορά της κατασκευής υπό την επίδραση τους.



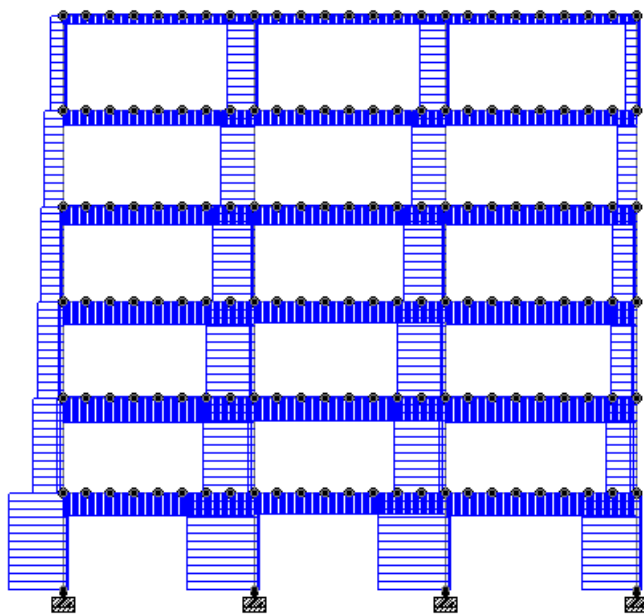
Load 50 : Bending Z

Σχήμα 14: Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα υπό την επίδραση των επικόμβιων φορτίων στα δύο ακραία πλαίσια.



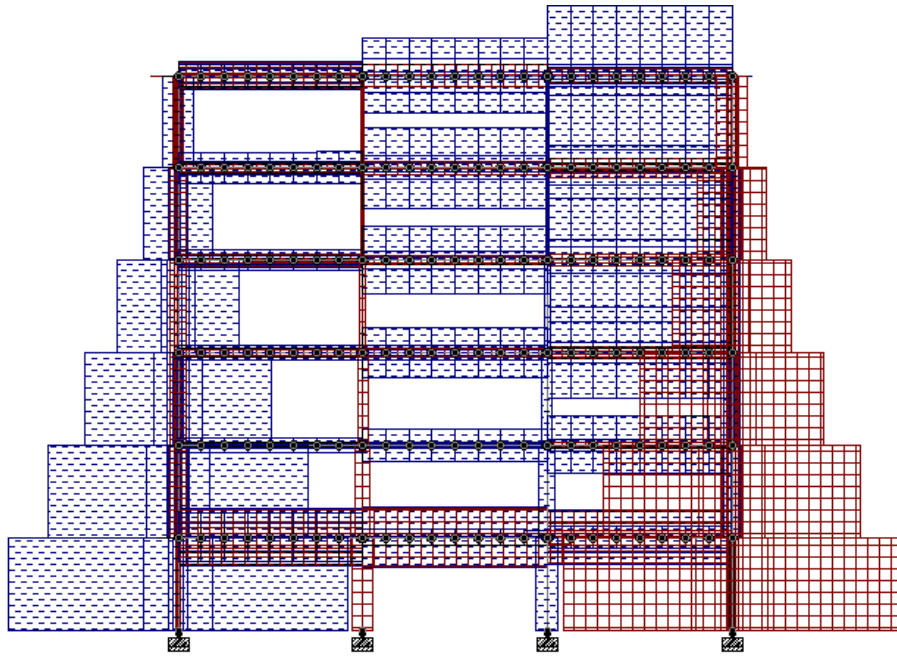
Load 50 : Bending Z

Σχήμα 15: Όψη πλαισίου κατανομής ροπών κάμψεως στην διεύθυνση xx όπου εφαρμόζονται τα επικόμβια φορτία



Load 50 : Shear Y

Σχήμα 16: κατανομή διατμητικών δυνάμεων υπό την επίδραση επικόμβιων φορτίων



Load 50 : Axial Force

**Σχήμα 17: Κατανομή αξονικών δυνάμεων υπό την επίδραση των επικόμβιων φορτίων**

Μέσω του προγράμματος συγκρίθηκαν οι μετατοπίσεις που δημιουργούνται από τα επικόμβια πλευρικά φορτία (Load 50) με τις μετακινήσεις που θα δημιουργηθούν από τον σεισμό (Load 140,  $Q_k + 0.3G_k$ ). Τα αποτελέσματα παρατίθενται στον πίνακα 11 που ακολουθεί. Σημειώνεται ότι οι συγκεκριμένοι κόμβοι (5-130) αφορούν το ακραίο υποστύλωμα του ενός εκ των δύο πλαισίων που μεταφέρουν οριζόντιες δυνάμεις καθότι οι μετακινήσεις είναι ίδιες και για το άλλο.



**Πίνακας 11: Συγκριτικές μετατοπίσεις του πλαισίου Α που δημιουργούνται από τα επικόμβια φορτία και από φορτία σεισμού**

JOINT DISPLACEMENT (CM		RADIANS)		STRUCTURE TYPE = SPACE			
JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
1	50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	50	1.8610	0.0299	0.0201	0.0000	0.0002	-0.0058
	140	-0.0065	-0.0500	-0.0162	0.0000	-0.0001	-0.0002
30	50	4.6286	0.0528	0.0026	0.0000	0.0000	-0.0061
	140	-0.0055	-0.0934	-0.0165	0.0000	-0.0001	-0.0002
55	50	7.3246	0.0692	-0.0042	0.0000	0.0000	-0.0057
	140	-0.0064	-0.1283	-0.0132	0.0000	-0.0001	-0.0002
86	50	9.7261	0.2927	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004
	140	-0.0079	-0.4121	0.0000	0.0000	0.0000	0.0008
105	50	11.6656	0.0861	-0.0002	0.0000	0.0000	-0.0037
	140	-0.0132	-0.1713	-0.0031	0.0000	0.0000	-0.0002
130	50	13.0693	0.0888	0.0268	0.0001	0.0002	-0.0026
	140	0.0080	-0.1790	0.0104	0.0000	0.0001	-0.0006

Παρατηρείται απειροελάχιστη μετακίνηση εξαιτίας της σεισμικής υποθετικής φόρτισης και μεγαλύτερη μετακίνηση λόγω των πλευρικών φορτίων. Για καλύτερη κατανόηση των μεγάλων μετακινήσεων λόγω των πλευρικών φορτίων σε σχέση με τα σεισμικά δημιουργήθηκε και δεύτερος πίνακας (Πιν. 12) ο οποίος συγκρίνει τις μετακινήσεις των πλευρικών φορτίων σε σχέση με τα σεισμικά στην διεύθυνση xx. Παρατηρούνται πολύ μικρές διαφορές στις μετακινήσεις της τάξης του 0.01 cm. Αυτός ίσως έχει ως αιτιολόγηση ότι στο σεισμικό φορτίο του X φάσματος (Load 30) λαμβάνεται υπόψιν το ίδιο βάρος της κατασκευής και στις τρεις κατευθύνσεις (X, Y, Z) καθώς και το μόνιμο και κινητό φορτίο ως φορτία των μελών, επίσης και στις τρεις κατευθύνσεις (X, Y, Z), ενώ στην σεισμική δράση (Load 140) λαμβάνεται υπόψιν το ίδιο βάρος της κατασκευής στην Y κατεύθυνση καθώς και το μόνιμο και κινητό φορτίο επίσης στην ίδια διεύθυνση.

Σημαντικό επίσης, είναι και το συμπέρασμα ότι η υποθετική φόρτιση των πλευρικών φορτίων σε σχέση με την υποθετική φόρτιση του σεισμικού φάσματος X δημιουργούν τις ίδιες μετατοπίσεις (Πιν.12) γεγονός που υποδηλώνει την αρτιότητα των πράξεων που υπολογίστηκαν με το χέρι. Δηλαδή και οι δύο μέθοδοι δίνουν με διαφορετικό τρόπο τα ίδια αποτελέσματα και επιβεβαιώνονται.

**Πίνακας 12: Συγκριτικές μετατοπίσεις του πλαισίου Β που δημιουργούνται από τα επικόμβια φορτία και από φορτία σεισμού του φάσματος Χ**

JOINT DISPLACEMENT (CM		RADIANS)		STRUCTURE TYPE = SPACE			
-----							
JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
1	50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	30	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	50	1.8610	0.0299	0.0201	0.0000	0.0002	-0.0058
	30	1.9035	0.0311	0.0261	0.0000	0.0003	0.0059
30	50	4.6286	0.0528	0.0026	0.0000	0.0000	-0.0061
	30	4.6996	0.0553	0.0154	0.0000	0.0001	0.0062
55	50	7.3246	0.0692	-0.0042	0.0000	0.0000	-0.0057
	30	7.3884	0.0733	0.0125	0.0000	0.0001	0.0058
86	50	9.7261	0.2927	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004
	30	9.7865	0.3104	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004
105	50	11.6656	0.0861	-0.0002	0.0000	0.0000	-0.0037
	30	11.7919	0.0929	0.0166	0.0001	0.0001	0.0042
130	50	13.0693	0.0888	0.0268	0.0001	0.0002	-0.0026
	30	13.3073	0.0962	0.0511	0.0001	0.0005	0.0030

### 5.3 Αποτελέσματα Προγράμματος

#### 5.3.1 Διατομές Μελών

Για την τελική επιλογή των διατομών των μελών έγιναν αρχικά διάφοροι συνδυασμοί οι οποίοι όμως είτε έκαναν το κτίριο να καταρρέει είτε ήταν αντικοινομικοί λόγω των μεγάλων διατομών. Τελικά η κατασκευή αποτελείται από κύριες δοκούς διατομής IPE 500, δευτερεύουσες δοκούς IPE330, υποστυλώματα διατομής HE500B και διαγώνιους Χ 100x60x8RHS. Οι διατομές αυτές ελέγχθηκαν από το πρόγραμμα και τα αποτελέσματα, όπως υπολογίστηκαν, παρουσιάζονται πιο κάτω για συγκεκριμένες πιο κρίσιμες θέσεις υποστυλωμάτων και δοκών.

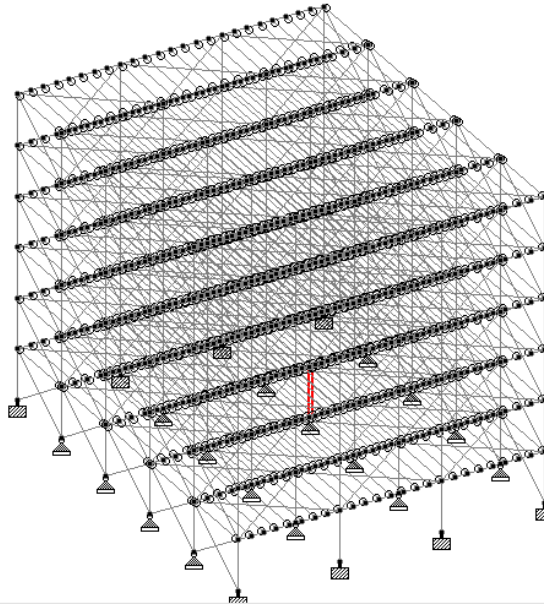
Η εξέταση των αποτελεσμάτων υποδεικνύει μία κρίσιμη περιοχή που τοποθετείται στους εσωτερικούς κόμβους στο επίπεδο 1 και καθορίζεται από τις κολώνες του ισογείου και τις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς.

## 5.3.2 Έλεγχοι μελών

Έλεγχοι κρίσιμων μελών

### 5.3.2.1 Κεντρικό υποστύλωμα 1ου ορόφου (4210)

Το υποστύλωμα φαίνεται με κόκκινο χρώμα στο τρισδιάστατο σχέδιο και τα αποτελέσματα ακολουθούν.



4210 ST	HE500B	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.3.1.1	0.568	110
	3721.18 c		0.00	0.00	0.00

#### MATERIAL DATA

Grade of steel = S 355  
Modulus of elasticity = 205 kN/mm<sup>2</sup>  
Design Strength (py) = 355 N/mm<sup>2</sup>

#### SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 400.00  
Gross Area = 239.00      Net Area = 239.00

	z-axis	y-axis
Moment of inertia	: 107200.016	12620.001
Plastic modulus	: 4815.000	1292.000
Elastic modulus	: 4288.001	841.333
Shear Area	: 111.997	90.180
Radius of gyration	: 21.179	7.267
Effective Length	: 100.000	400.000

#### DESIGN DATA (units - kN,m)      EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 2  
Squash Load : 8484.50  
Axial force/Squash load : 0.439  
GM0 : 1.00      GM1 : 1.00      GM2 : 1.25

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	4.7	55.0
Compression Capacity :	8484.5	6550.0
Tension Capacity :	8484.5	8484.5
Moment Capacity :	1709.3	458.7
Reduced Moment Capacity :	1127.0	440.1
Shear Capacity :	2295.5	1848.3

**BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)**

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 1488.2  
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =1.0, Effective Length= 4.000  
 Elastic Critical Moment for LTB, Mcr = 3508.1  
 Critical Load For Torsional Buckling, NcrT = 26190.2  
 Critical Load For Torsional-Flexural Buckling, NcrTF = 26190.2

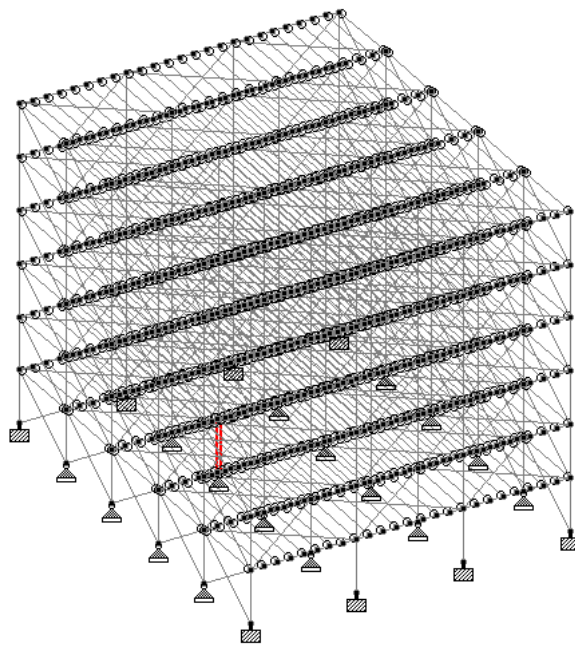
**CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):**

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.3.1.1	0.568	110	3721.2	0.0	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.9.1	0.040	30	-0.1	17.1	0.0	68.4	0.2
EC-6.3.3-661	0.438	110	3720.3	0.0	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.3-662	0.568	110	3720.3	0.0	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.5	0.020	30	0.0	17.1	0.0	34.2	0.1
EC-6.2.6-(Y)	0.009	30	0.1	17.1	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.2 LTB	0.046	30	-0.1	17.1	0.0	68.4	0.2

Torsion and deflections have not been considered in the design.

### 5.3.2.2 Κεντρικό υποστύλωμα 1ου ορόφου (4209)

Το υποστύλωμα φαίνεται με κόκκινο χρώμα στο τρισδιάστατο σχέδιο και τα αποτελέσματα ακολουθούν.



4209 ST HE500B (EUROPEAN SECTIONS)  
 PASS EC-6.3.1.1 0.567 110  
 3711.11 C 0.00 0.00 0.00

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 355  
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm2  
 Design Strength (py) = 355 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 400.00  
 Gross Area = 239.00 Net Area = 239.00

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	107200.016	12620.001
Plastic modulus :	4815.000	1292.000
Elastic modulus :	4288.001	841.333
Shear Area :	111.997	90.180
Radius of gyration :	21.179	7.267
Effective Length :	100.000	400.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 2  
 Squash Load : 8484.50  
 Axial force/Squash load : 0.437  
 GM0 : 1.00 GM1 : 1.00 GM2 : 1.25

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	4.7	55.0
Compression Capacity :	8484.5	6550.0
Tension Capacity :	8484.5	8484.5
Moment Capacity :	1709.3	458.7
Reduced Moment Capacity :	1129.4	440.4
Shear Capacity :	2295.5	1848.3

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 1488.2  
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =1.0, Effective Length= 4.000  
 Elastic Critical Moment for LTB, Mcr = 3508.1  
 Critical Load For Torsional Buckling, NcrT = 26190.2  
 Critical Load For Torsional-Flexural Buckling, NcrTF = 26190.2

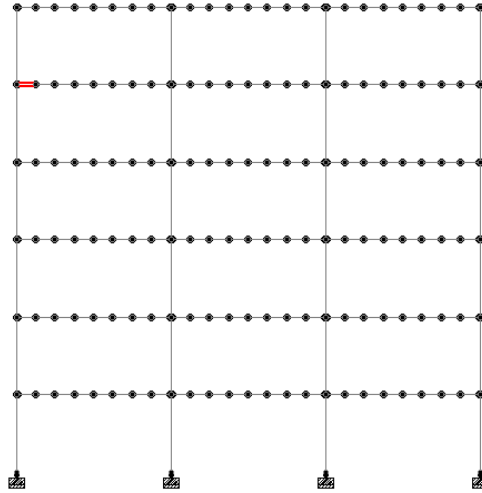
CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.3.1.1	0.567	110	3711.1	-0.1	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.9.1	0.040	30	-0.1	17.1	0.0	68.4	0.2
EC-6.3.3-661	0.437	110	3710.3	-0.1	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.3-662	0.566	110	3710.3	-0.1	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.5	0.036	50	0.0	15.6	0.0	-62.3	-0.2
EC-6.2.6-(Y)	0.009	30	0.1	17.1	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.2 LTB	0.046	30	-0.1	17.1	0.0	68.4	0.2

Torsion and deflections have not been considered in the design.

### 5.3.2.3 Κύρια δοκός 5ου ορόφου (120)

Η κύρια δοκός (κατεύθυνση xx) φαίνεται με κόκκινο χρώμα στο τρισδιάστατο σχέδιο και τα αποτελέσματα ακολουθούν.



120 ST	IPE500	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.3.3-662	0.555	123
		17.54 C	-4.27	-400.38	1.00

#### MATERIAL DATA

Grade of steel = S 355  
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm<sup>2</sup>  
 Design Strength (py) = 355 N/mm<sup>2</sup>

#### SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 100.00  
 Gross Area = 116.00      Net Area = 116.00

	z-axis	y-axis
Moment of inertia	48200.004	2142.000
Plastic modulus	2194.000	336.000
Elastic modulus	1928.000	214.200
Shear Area	42.666	60.352
Radius of gyration	20.384	4.297
Effective Length	100.000	800.000

#### DESIGN DATA (units - kN,m)      EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 1  
 Squash Load : 4118.00  
 Axial force/Squash load : 0.004  
 GM0 : 1.00      GM1 : 1.00      GM2 : 1.25

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	4.9	186.2
Compression Capacity :	4118.0	603.0
Tension Capacity :	4118.0	4118.0
Moment Capacity :	778.9	119.3
Reduced Moment Capacity :	778.9	119.3
Shear Capacity :	874.5	1237.0

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 778.9  
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =1.0, Effective Length= 1.000  
 Elastic Critical Moment for LTB, Mcr = 7657.8  
 Critical Load For Torsional Buckling, NcrT = 60105.6  
 Critical Load For Torsional-Flexural Buckling, NcrTF = 60105.6

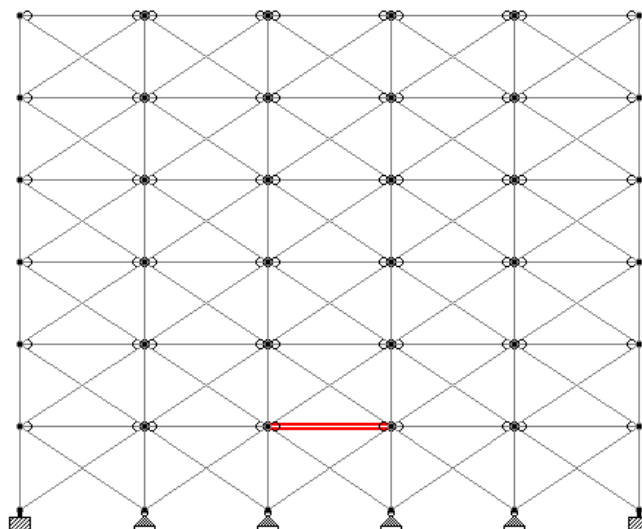
CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.038	50	-156.4	-60.3	0.0	185.9	0.3
EC-6.3.1.1	0.065	40	39.1	2.7	15.1	10.0	2.1
EC-6.2.9.1	0.514	123	17.5	10.3	-5.7	-400.4	-4.3
EC-6.3.3-661	0.370	120	3.5	-9.6	5.7	289.3	0.9
EC-6.3.3-662	0.555	123	17.5	10.3	-5.7	-400.4	-4.3
EC-6.2.5	0.315	30	0.0	68.3	0.9	245.1	0.2
EC-6.2.6-(Z)	0.018	130	33.5	-55.3	15.7	111.7	2.1
EC-6.2.6-(Y)	0.124	110	-20.5	153.4	-0.5	-227.2	-0.2
EC-6.3.2 LTB	0.514	123	17.5	10.3	-5.7	-400.4	-4.3

Torsion and deflections have not been considered in the design.

### 5.3.2.4 Κύρια δοκός 1ου ορόφου (4867)

Η κύρια δοκός (κατεύθυνση zz) φαίνεται με κόκκινο χρώμα στο τρισδιάστατο σχέδιο και τα αποτελέσματα ακολουθούν.





3867 ST IPE500 (EUROPEAN SECTIONS)  
 PASS EC-6.3.3-662 0.062 30  
 61.01 C 0.13 0.00 0.00

=====

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 355  
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm2  
 Design Strength (py) = 355 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 600.00  
 Gross Area = 116.00 Net Area = 116.00

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	48200.004	2142.000
Plastic modulus :	2194.000	336.000
Elastic modulus :	1928.000	214.200
Shear Area :	42.666	60.352
Radius of gyration :	20.384	4.297
Effective Length :	100.000	600.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 1  
 Squash Load : 4118.00  
 Axial force/Squash load : 0.015  
 GM0 : 1.00 GM1 : 1.00 GM2 : 1.25

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	4.9	139.6
Compression Capacity :	4118.0	1010.9
Tension Capacity :	4118.0	4118.0
Moment Capacity :	778.9	119.3
Reduced Moment Capacity :	778.9	119.3
Shear Capacity :	874.5	1237.0

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 296.1  
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =1.0, Effective Length= 6.000  
 Elastic Critical Moment for LTB, Mcr = 335.4  
 Critical Load For Torsional Buckling, NcrT = 3246.9  
 Critical Load For Torsional-Flexural Buckling, NcrTF = 3246.9

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

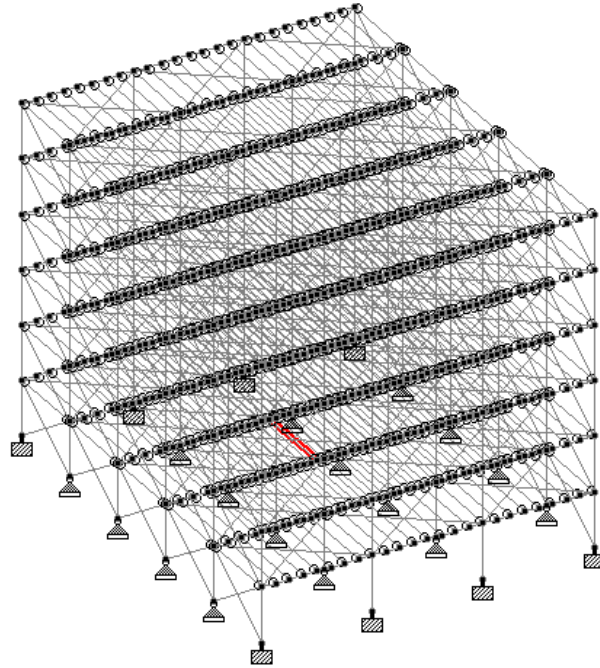
CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.021	120	-86.9	2.7	0.4	0.0	1.4
EC-6.3.1.1	0.060	30	61.0	0.0	0.0	0.0	0.1
EC-6.2.9.1	0.038	130	-7.5	2.7	1.5	0.0	4.5
EC-6.3.3-661	0.016	30	61.0	0.0	0.0	0.0	0.1
EC-6.3.3-662	0.062	30	61.0	0.0	0.0	0.0	0.1
EC-6.2.5	0.037	40	0.0	0.0	1.5	0.0	4.4
EC-6.2.6-(Z)	0.002	40	0.0	0.0	1.5	0.0	4.4
EC-6.2.6-(Y)	0.003	110	-49.1	3.6	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.2 LTB	0.018	110	-49.1	0.0	0.0	-5.4	0.0

Torsion and deflections have not been considered in the design.



### 5.3.2.5 Δευτερεύουσα δοκός 1ου ορόφου (2242)

Η δευτερεύουσα δοκός (κατεύθυνση zz) φαίνεται με κόκκινο χρώμα στο τρισδιάστατο σχέδιο και τα αποτελέσματα ακολουθούν.



2242 ST	IPE330	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.3.2 LTB	0.658	110
		0.08 C	0.00	-63.33	3.00
=====					
MATERIAL DATA					
Grade of steel	=	S 355			
Modulus of elasticity	=	205 kN/mm <sup>2</sup>			
Design Strength (py)	=	355 N/mm <sup>2</sup>			
SECTION PROPERTIES (units - cm)					
Member Length	=	600.00			
Gross Area	=	62.60	Net Area =	62.60	
			z-axis	y-axis	
Moment of inertia	:	11770.002	788.000		
Plastic modulus	:	804.000	154.000		
Elastic modulus	:	713.333	98.500		
Shear Area	:	24.533	30.802		
Radius of gyration	:	13.712	3.548		
Effective Length	:	100.000	600.000		
DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005					
Section Class	:	CLASS 1			
Squash Load	:	2222.30			
Axial force/Squash load	:	0.000			
GM0	:	1.00	GM1 :	1.00	GM2 :
					1.25

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	7.3	169.1
Compression Capacity :	2222.3	387.9
Tension Capacity :	2222.3	2222.3
Moment Capacity :	285.4	54.7
Reduced Moment Capacity :	285.4	54.7
Shear Capacity :	502.8	631.3

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 96.2  
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =1.0, Effective Length= 6.000  
 Elastic Critical Moment for LTB, Mcr = 104.8  
 Critical Load For Torsional Buckling, NcrT = 1664.3  
 Critical Load For Torsional-Flexural Buckling, NcrTF = 1664.3

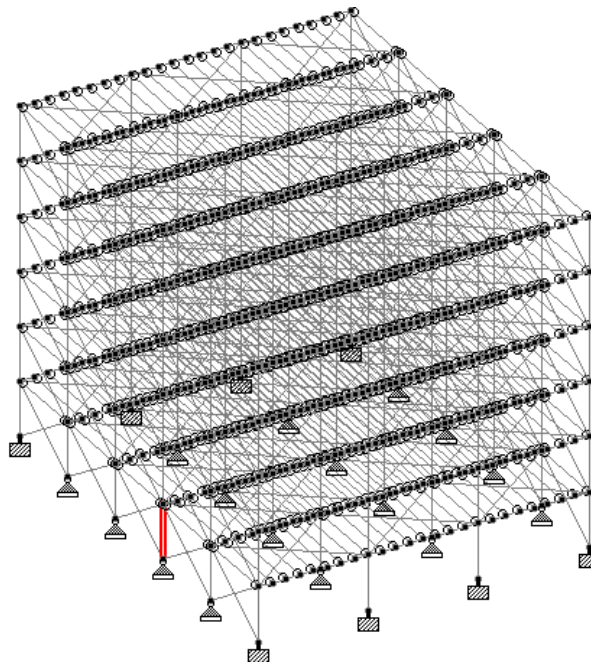
CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.9.1	0.222	110	0.1	0.0	0.0	-63.3	0.0
EC-6.3.3-661	0.284	120	0.1	7.2	0.1	-28.7	0.1
EC-6.3.3-662	0.299	120	0.1	7.2	0.1	-28.7	0.1
EC-6.2.5	0.222	110	0.1	0.0	0.0	-63.3	0.0
EC-6.2.6-(Y)	0.067	110	0.1	42.2	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.2 LTB	0.658	110	0.1	0.0	0.0	-63.3	0.0

Torsion and deflections have not been considered in the design.

### 5.3.2.6 Υποστύλωμα 1ου ορόφου (4312)

Το υποστύλωμα φαίνεται με κόκκινο χρώμα στο τρισδιάστατο σχέδιο και τα αποτελέσματα ακολουθούν.



4312 ST HE500B (EUROPEAN SECTIONS)  
 PASS EC-6.3.1.1 0.271 110  
 1773.45 C 0.00 0.00 0.00

=====

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 355  
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm2  
 Design Strength (py) = 355 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 400.00  
 Gross Area = 239.00 Net Area = 239.00

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	107200.016	12620.001
Plastic modulus :	4815.000	1292.000
Elastic modulus :	4288.001	841.333
Shear Area :	111.997	90.180
Radius of gyration :	21.179	7.267
Effective Length :	100.000	400.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 2  
 Squash Load : 8484.50  
 Axial force/Squash load : 0.209  
 GM0 : 1.00 GM1 : 1.00 GM2 : 1.25

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	4.7	55.0
Compression Capacity :	8484.5	6550.0
Tension Capacity :	8484.5	8484.5
Moment Capacity :	1709.3	458.7
Reduced Moment Capacity :	1709.3	458.7
Shear Capacity :	2295.5	1848.3

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 1488.2  
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =1.0, Effective Length= 4.000  
 Elastic Critical Moment for LTB, Mcr = 3508.1  
 Critical Load For Torsional Buckling, NcrT = 26190.2  
 Critical Load For Torsional-Flexural Buckling, NcrTF = 26190.2

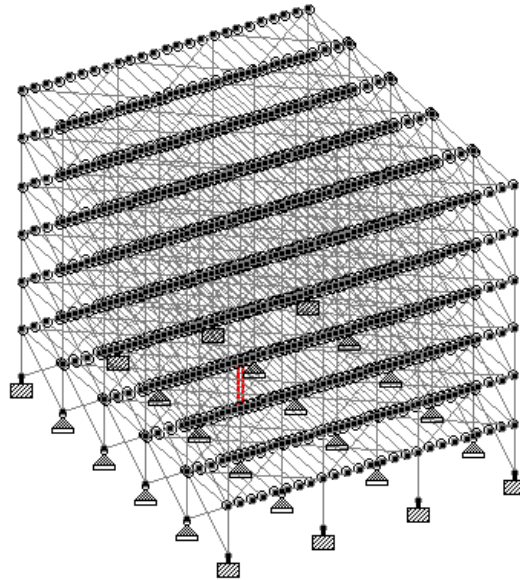
CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.003	40	-29.2	0.0	0.1	0.1	0.3
EC-6.3.1.1	0.271	110	1773.5	-0.1	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.9.1	0.040	30	-17.4	17.1	0.1	68.5	0.3
EC-6.3.3-661	0.209	110	1772.6	-0.1	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.3-662	0.271	110	1772.6	-0.1	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.5	0.020	30	0.0	17.1	0.1	34.3	0.1
EC-6.2.6-(Y)	0.009	30	17.4	17.1	0.1	0.0	0.0
EC-6.3.2 LTB	0.046	30	-17.4	17.1	0.1	68.5	0.3

Torsion and deflections have not been considered in the design.

### 5.3.2.7 Υποστύλωμα 2ου ορόφου (4317)

Το υποστύλωμα φαίνεται με κόκκινο χρώμα στο τρισδιάστατο σχέδιο και τα αποτελέσματα ακολουθούν.



4317 ST	HE500B	(EUROPEAN SECTIONS)		
		PASS	EC-6.3.3-662	0.474 110
	3100.98 C		-0.03	0.25 0.00
=====				
MATERIAL DATA				
Grade of steel	=	S 355		
Modulus of elasticity	=	205 kN/mm <sup>2</sup>		
Design Strength (py)	=	355 N/mm <sup>2</sup>		
SECTION PROPERTIES (units - cm)				
Member Length	=	400.00		
Gross Area	=	239.00	Net Area =	239.00
			z-axis	y-axis
Moment of inertia	:	107200.016		12620.001
Plastic modulus	:	4815.000		1292.000
Elastic modulus	:	4288.001		841.333
Shear Area	:	111.997		90.180
Radius of gyration	:	21.179		7.267
Effective Length	:	100.000		400.000
DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005				
Section Class	:	CLASS 2		
Squash Load	:	8484.50		
Axial force/Squash load	:	0.365		
GM0	:	1.00	GM1 :	1.00 GM2 :
				1.25

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	4.7	55.0
Compression Capacity :	8484.5	6550.0
Tension Capacity :	8484.5	8484.5
Moment Capacity :	1709.3	458.7
Reduced Moment Capacity :	1273.8	454.3
Shear Capacity :	2295.5	1848.3

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 1488.2  
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =1.0, Effective Length= 4.000  
 Elastic Critical Moment for LTB, Mcr = 3508.1  
 Critical Load For Torsional Buckling, NcrT = 26190.2  
 Critical Load For Torsional-Flexural Buckling, NcrTF = 26190.2

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

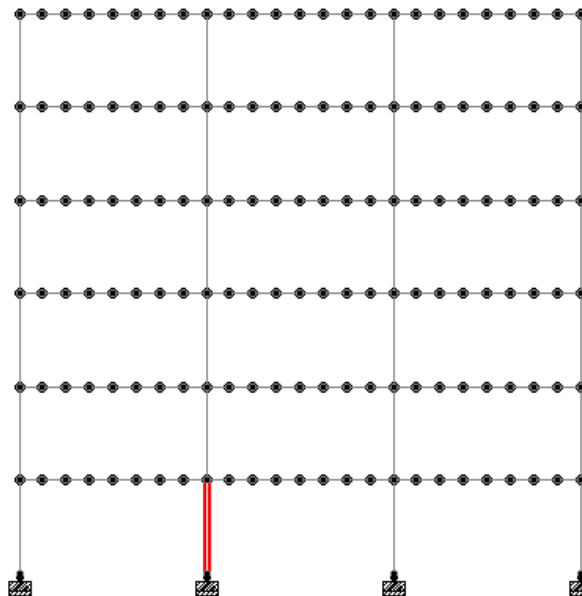
CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.3.1.1	0.473	110	3101.0	0.0	0.0	0.3	0.0
EC-6.2.9.1	0.040	30	0.1	13.3	0.1	68.4	0.2
EC-6.3.3-661	0.366	110	3101.0	0.0	0.0	0.3	0.0
EC-6.3.3-662	0.474	110	3101.0	0.0	0.0	0.3	0.0
EC-6.2.5	0.040	30	0.1	13.3	0.1	68.4	0.2
EC-6.2.6-(Y)	0.007	30	0.1	13.3	0.1	68.4	0.2
EC-6.3.2 LTB	0.046	30	0.1	13.3	0.1	68.4	0.2

ADDITIONAL CLAUSE CHECKS FOR TORSION (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	DIST	FX	VY	VZ	MZ	MY	MX
EC-6.2.7(5)	0.056	120	0.0	1615.8	13.3	0.2	68.5	0.4	0.0

### 5.3.2.8 Υποστύλωμα 1ου ορόφου (4002)

Το υποστύλωμα ανήκει στο πλαίσιο ροπής και φαίνεται με κόκκινο χρώμα στο δισδιάστατο σχέδιο και τα αποτελέσματα ακολουθούν.



4002 ST HE500B (EUROPEAN SECTIONS)  
 PASS EC-6.3.3-662 0.714 120  
 1050.17 C 8.57 853.84 0.00

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 355  
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm2  
 Design Strength (py) = 355 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 400.00  
 Gross Area = 239.00 Net Area = 239.00

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	107200.016	12620.001
Plastic modulus :	4815.000	1292.000
Elastic modulus :	4288.001	841.333
Shear Area :	111.997	90.180
Radius of gyration :	21.179	7.267
Effective Length :	100.000	400.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 1  
 Squash Load : 8484.50  
 Axial force/Squash load : 0.124  
 GM0 : 1.00 GM1 : 1.00 GM2 : 1.25

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	4.7	55.0
Compression Capacity :	8484.5	6550.0
Tension Capacity :	8484.5	8484.5
Moment Capacity :	1709.3	458.7
Reduced Moment Capacity :	1709.3	458.7
Shear Capacity :	2295.5	1848.3

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 1488.2  
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =1.0, Effective Length= 4.000  
 Elastic Critical Moment for LTB, Mcr = 3508.1  
 Critical Load For Torsional Buckling, NcrT = 26190.2  
 Critical Load For Torsional-Flexural Buckling, NcrTF = 26190.2

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

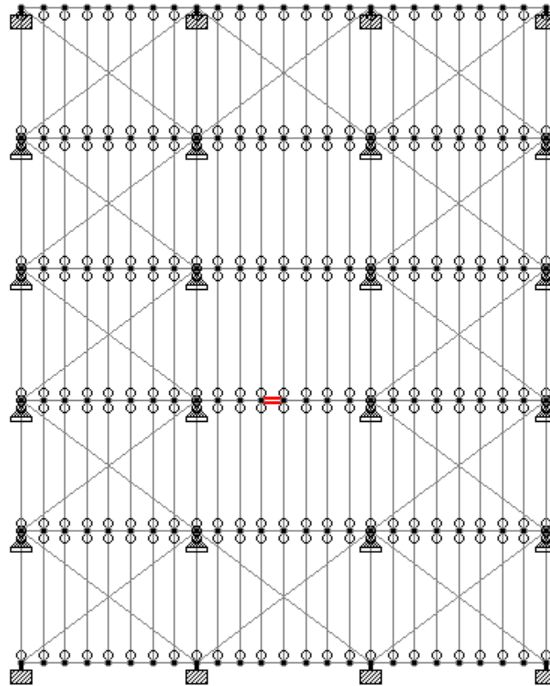
CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.003	50	-23.6	279.9	-0.2	837.0	0.4
EC-6.3.1.1	0.295	110	1934.9	-1.3	0.1	-2.8	-0.2
EC-6.2.9.1	0.501	123	994.8	-288.0	-2.7	-856.7	-8.8
EC-6.3.3-661	0.392	120	1050.2	286.7	2.8	853.8	8.6
EC-6.3.3-662	0.714	120	1050.2	286.7	2.8	853.8	8.6
EC-6.2.5	0.165	30	0.0	287.2	0.2	281.2	0.0
EC-6.2.6-(Z)	0.004	40	17.1	0.7	8.4	0.7	27.4
EC-6.2.6-(Y)	0.156	120	987.5	288.0	2.7	293.8	2.2
EC-6.3.2 LTB	0.576	123	994.8	-288.0	-2.7	-856.7	-8.8

ADDITIONAL CLAUSE CHECKS FOR TORSION (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	DIST	FX	VY	VZ	MZ	MY	MX
EC-6.2.7(5)	0.509	120	0.0	1050.2	286.7	2.8	853.8	8.6	0.0

### 5.3.2.9 Κύρια δοκός 1ου ορόφου (300)

Η κύρια εσωτερική δοκός φαίνεται με κόκκινο χρώμα στην κάτοψη και τα αποτελέσματα ακολουθούν.



300 ST	IPE500	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.2.9.1	0.880	110
		4.84 T	0.00	685.19	1.00

#### MATERIAL DATA

Grade of steel = S 355  
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm<sup>2</sup>  
 Design Strength (py) = 355 N/mm<sup>2</sup>

#### SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 100.00  
 Gross Area = 116.00      Net Area = 116.00

	z-axis	y-axis
Moment of inertia	: 48200.004	2142.000
Plastic modulus	: 2194.000	336.000
Elastic modulus	: 1928.000	214.200
Shear Area	: 42.666	60.352
Radius of gyration	: 20.384	4.297
Effective Length	: 100.000	800.000

#### DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 1  
 Squash Load : 4118.00  
 Axial force/Squash load : 0.001  
 GM0 : 1.00      GM1 : 1.00      GM2 : 1.25



	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	4.9	186.2
Compression Capacity :	4118.0	603.0
Tension Capacity :	4118.0	4118.0
Moment Capacity :	778.9	119.3
Reduced Moment Capacity :	778.9	119.3
Shear Capacity :	874.5	1237.0

#### BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment	MB = 778.9
co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =1.0, Effective Length= 1.000	
Elastic Critical Moment for LTB,	Mcr = 7657.8
Critical Load For Torsional Buckling,	NcrT = 60105.5
Critical Load For Torsional-Flexural Buckling,	NcrTF = 60105.5

#### CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.001	110	-4.8	43.4	0.0	-642.4	0.0
EC-6.3.1.1	0.003	30	1.9	0.0	0.3	0.0	0.2
EC-6.2.9.1	0.880	110	-4.8	-42.2	0.0	685.2	0.0
EC-6.3.3-661	0.007	40	0.1	0.0	1.1	0.0	1.8
EC-6.3.3-662	0.012	40	0.1	0.0	1.1	0.0	1.8
EC-6.2.5	0.018	40	0.0	0.0	1.1	0.0	2.1
EC-6.2.6-(Z)	0.001	130	-1.8	22.4	1.2	-329.8	1.6
EC-6.2.6-(Y)	0.035	110	-4.8	43.4	0.0	-642.4	0.0
EC-6.3.2 LTB	0.880	110	-4.8	-42.2	0.0	685.2	0.0

Torsion and deflections have not been considered in the design.

Όλα τα κρίσιμα μέλη που επιλέχθησαν παρνούν τον έλεγχο των ευρωκωδίκων και ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι

### 5.3.3 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, αν για τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού ικανοποιείται ο περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου. Θεωρούμε ότι τα μη-φέροντα στοιχεία της κατασκευής είναι πλάστιμα, οπότε πρέπει να ισχύει όπου  $h$  είναι το ύψος του ορόφου,  $\nu$  είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς του σεισμού που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών και για κατηγορία σπουδαιότητας II ισούται με 0,5 και  $d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου. Ισχύει όπου  $\nu$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης που λαμβάνεται ίσος με (5,00) αφού η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος  $T$  (0,92 sec) δεν είναι μικρότερη



του  $T_c$  (0,50 sec) και  $d_e$  είναι η οριζόντια μετακίνηση όπως προσδιορίζεται από τη γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού. Παρακάτω φαίνεται ο πίνακας με τους αντίστοιχους ελέγχους.

**Πίνακας 13: ελέγχου περιορισμού των βλαβών**

<b>Σεισμός X</b>	<b>6ος</b>	<b>5ος</b>	<b>4ος</b>	<b>3ος</b>	<b>2ος</b>	<b>1ος</b>
<b><math>d_{e \text{ top}}</math></b>	13.3	11.8	9.8	7.4	4.7	1.9
<b><math>d_{e \text{ bot}}</math></b>	11.8	9.8	7.4	4.7	1.9	0
<b><math>v =</math></b>	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
<b><math>d_r = (d_{et} - d_{eb}) * v</math></b>	7.5	10	12	27.5	14	9.5
<b><math>d_r * v</math></b>	3.75	5	6	13.75	7	4.75
<b>0.0075*h</b>	18	18	18	18	18	18
<b>check</b>	ok	ok	ok	ok	ok	ok
<b><math>d_r * v \leq 0.0075h</math></b>						

## 6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η κατασκευή που μελετήθηκε στην παρούσα εργασία είναι ένας εξαώροφος (στατική προσομοίωση) μεταλλικός φορέας κατάλληλος για γραφειακή χρήση. Το σύστημα εξασφαλίζεται στις δύο ακραίες πλευρές της διεύθυνσης xx με πλαίσια ροπής τα οποία παραλαμβάνουν τα οριζόντια φόρτια λόγω σεισμού. Στις ακραίες πλευρές της διεύθυνσης zz το πλαίσιο αποτελείται από απλό πλαίσιο με διαγώνιους συνδέσμους X. τα υπόλοιπα επίσης, πλαίσια είναι απλά και συνδέονται με απλές συνδέσεις μεταξύ τους η οποία πραγματοποιήθηκε με απελευθέρωση της  $M_z$ . Η απελευθέρωση των ροπών έχει ως αποτέλεσμα την προσομοίωση του φορέα στην πραγματικότητα αφού τα μέλη δεν ενώνονται εξαρχής με την κατασκευή αλλά χρειάζεται να μεταφερθούν πρωτίστως και να τοποθετήσουν δευτερευόντως στα κατάλληλα σημεία που υποδεικνύουν τα αντίστοιχα σχέδια. Τα μέλη είναι κατασκευασμένα σε τμήματα μεταφερόμενα. Επίσης, οι συνδέσεις ροπής είναι λίγες ώστε να μην δημιουργείται υψηλό κόστος υλοποίησης της κατασκευής.

Η κατασκευή αναλύθηκε και προσομοιώθηκε ώστε να ικανοποιεί τους ελέγχους των Ευρωκωδίκων για απαιτήσεις μη κατάρρευσης και περιορισμού των βλαβών υπό την επίδραση φορτίων βαρύτητας και σεισμικών. Από την ανάλυση ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι στους οποίους υποβλήθηκε το κτίριο βάσει Ευρωκωδίκων.

Η μετακίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού προκαλεί στις κατασκευές σύνθετες οριζόντιες μετακινήσεις που μεταβάλλονται με το χρόνο. Η παρακολούθηση των μετακινήσεων σε κάθε χρονικό βήμα είναι πολύ δύσκολη. Συνεπώς, η απαίτηση σε μετακίνηση αποτελεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης του φορέα. Για τον προσδιορισμό της απαίτησης σε μετακίνηση χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης για ανάλυση μέσω του προγράμματος ενώ χρησιμοποιήθηκε και η μέθοδος πλευρικών φορτίων για σύγκριση των αποτελεσμάτων.

Η μέθοδος πλευρικών φορτίων λαμβάνει υπόψιν το σεισμικό φορτίο που προκύπτει από το ομοιόμορφα κατανομημένο μόνιμο και κινητό φορτίο μέσω της θεμελιώδους ιδιομορφής ενώ η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης χρησιμοποιεί επαλληλία περισσότερων ιδιομορφών. Επίσης, στην μέθοδο πλευρικών φορτίων δεν λαμβάνονται υπόψη τα δυναμικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης αλλά τα φορτία επιβάλλονται στατικά. Παρόλα αυτά η σύγκριση των αποτελεσμάτων όσον αφορά τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την

επιβολή των επικόμβιων φορτίων και των φορτίων του φάσματος  $X$  είναι παρόμοιες και αυτό εξηγείται λόγω του ότι τα φορτία και στις δύο περιπτώσεις δεν εφαρμόστηκαν σε ολόκληρη την κατασκευή αλλά μόνο στα δύο ακραία πλαίσια τα οποία έχουν την δυνατότητα να παραλαμβάνουν τέτοιου είδους φορτία. Πιο απλοποιημένα, τα φορτία εφαρμόστηκαν σε δισδιάστατα πλαίσια και όχι σε τρισδιάστατη κατασκευή.

Είναι σωστό να αναφερθεί ότι η πλευρική μέθοδος υπολογισμού των μετακινήσεων με υπολογισμούς στο χέρι μπορεί να χρησιμοποιείται συμπληρωματικά προς την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για καλύτερη εποπτεία της συμπεριφοράς της κατασκευής, λόγω του ότι είναι εύχρηστη. Έχει όμως κάποιες σημαντικές αδυναμίες οι οποίες είναι οι εξής:

- Η δράση των σεισμών καταπονεί τον πολυβάθμιο ελαστοπλαστικό ταλαντωτή κατά σύνθετο τρόπο και προκειμένου να απλοποιηθεί το πρόβλημα στην πράξη εξομοιώνεται το πολυβάθμιο σύστημα με ένα μονοβάθμιο. Σε πολλές περιπτώσεις η απόκριση καθορίζεται σχεδόν αποκλειστικά από τη θεμελιώδη ιδιομορφή και συνεπώς η εξομοίωση αυτή δε μπορεί να αποτελέσει μέσο γενίκευσης διότι η απόκριση των παραμορφώσεων μπορεί να είναι αρκετά ανακριβής όταν είναι σημαντική η επίδραση των υψηλότερων ιδιομορφών, αφού αυτές αγνοούνται.
- Στην εφαρμογή των φορτίων φόρτιση δε λαμβάνεται υπόψη η αλλαγή των ιδιομορφών έτσι ώστε σε κάθε βήμα η κατασκευή να επιφορτίζεται με την εκάστοτε θεμελιώδη ιδιομορφή της, και διαρκώς να καταπονείται με φορτία που προκύπτουν από αυτή την ιδιομορφή.
- Λαμβάνονται υπόψιν μόνο οι οριζόντιες σεισμικές συνιστώσες, παραλείποντας παντελώς την κατακόρυφη που σε ορισμένες περιπτώσεις είναι σημαντική.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. I. Vayas, L. Calado, C. Castiglioni, A. Plumier, P. Thanopoulos. (2005). Behaviour of Seismic Resistant Braced Frames with Innovative Dissipative (INERD) Connections, Eurosteel.
2. Τζίμας Α. (2013). “Νέα Υβριδική Μέθοδος Δυνάμεων /μετατοπίσεων Αντισεισμικού Σχεδιασμού Χωρικών Μεταλλικών Κατασκευών” Διδακτορική Διατριβή, Παν. Πατρών, Πάτρα
3. Μάγειρος Γ. (2011). “Συμβολή στον σχεδιασμό Πολυώροφων Μεταλλικών Πλαισίων Έναντι Καμπτικού Λυγισμού” Διδακτορική Διατριβή, Εθν. Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
4. EN1990. (2002). Eurocode 0: Basis of structural design.
5. EN1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
6. S355 EN 10025:2004 Standard Structural Steel Plate
7. EN1991-1-1. (2002). Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings.
8. Παπαλεοντίου Χ. (2015) «Μεταλλικές Κατασκευές CIV327» [Σημειώσεις Μαθήματος], Τεχνολογικό Πανεπιστήμιο Κύπρου
9. Παπαλεοντίου Χ. (2015) «Σχεδιασμός Μεταλλικών Κατασκευών με Αντισεισμική Μηχανική CIV 505» [Σημειώσεις Μαθήματος], Τεχνολογικό Πανεπιστήμιο Κύπρου
10. Χρυσοστόμου Κ. (2015) «Σεισμική Μηχανική CIV326» [Σημειώσεις Μαθήματος], Τεχνολογικό Πανεπιστήμιο Κύπρου
11. Βάγιας Ι., Ερμποπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. Σχεδιασμός Δομικών έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογής, εκδόσεις Κλειδάριθμος (2013)
12. Αβραμίδης, Ι., Αθανατοπούλου, Α., Μορφίδης, Κ., & Σέξτος, Α. (2011). “Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων Ο/Σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης & διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες”, Θεσσαλονίκη.
13. Σέξτος, Α. (2011). “Η μετάβαση από τον ΕΑΚ 2000 στον Ευρωκώδικα 8” Ημερίδα: Σχεδιασμός κτιρίων σκυροδέματος με βάση τους Ευρωκώδικες 2 και 8, ΟΑΣΠ, ΤΕΕ. Αγρίνιο

14. Τμήμα Γεωλογικής Επιθεκότητας. Υπουργείο Γεωργίας, Αγροτικής Ανάπτυξης και Περιβάλλοντος, *Χάρτες Σεισμικότητας*  
<<http://www.moa.gov.cy/moa/gsd/gsd.nsf/All/E0BDA32E1F9BF7ACC22579B50041E6D2?OpenDocument>>
15. ENV 1993-1-1:1992 EC3:Design of Steel Structures Part 1.1: General rules and rules for buildings