



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Εναλλακτικοί Τρόποι Σχεδιασμού Μεταλλικών Βιομηχανικών Κτιρίων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Παρασκευάς Κ. Νικολάου

Επιβλέπων: κ.Τ.Αβραάμ

Αθήνα, Οκτώβριος 2012

ΕΜΚ ΔΕ 2012/32



Νικολάου Κ.Π (2012).  
Εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού μεταλλικών βιομηχανικών κτιρίων  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2012/32  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Nicolaou C.P (2012).  
Alternative ways of design of steel industrial buildings  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2012/32  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
<b>1 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ .....</b>	<b>7</b>
1.1 Περιγραφή του έργου .....	7
1.2 Υλικό κατασκευής.....	9
1.3 Στοιχεία του κτιρίου .....	10
1.3.1 Κύριοι φορείς .....	10
1.3.2 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	12
1.3.3 Κεφαλοδοκοί.....	13
1.3.4 Τεγίδες.....	14
1.3.5 Μηκίδες.....	14
1.3.6 Μετωπικοί στύλοι .....	15
<b>2 ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....</b>	<b>17</b>
2.1 Μόνιμα φορτία .....	17
2.2 Μεταβλητές δράσεις.....	18
2.2.1 Ωφέλιμα φορτία .....	18
2.2.2 Φορτίο χιονιού .....	19
2.2.3 Δράσεις Ανέμου .....	23
2.2.4 Θερμοκρασιακή Μεταβολή.....	34
2.2.5 Σεισμική Δράση .....	35
2.3 Συνδυασμοί δράσεων .....	54
2.3.1 Οριακές καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 .....	54
2.3.2 Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου .....	57
<b>3 ΑΝΑΛΥΣΗ-ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ .....</b>	<b>59</b>
3.1 Γενικά.....	59
3.2 Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών κτιρίου .....	60
3.2.1 Υποστυλώματα.....	61
3.2.2 Ζυγώματα.....	62
3.2.3 Οριζόντιοι συνδέσμοι δυσκαμψίας .....	64
3.2.4 Κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας .....	65
3.2.5 Κεφαλοδοκοί.....	67
3.2.6 Μετωπικοί Στύλοι .....	68
3.2.7 Τεγίδες-Μηκίδες .....	69
3.3 Τελική επιλογή διατομών .....	72
<b>4 ΕΛΕΓΧΟΣ-ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....</b>	<b>73</b>
4.1 Μετατοπίσεις.....	73
4.1.1 Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) .....	73
4.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....	77
4.3 Ικανοτικός έλεγχος .....	79
4.3.1 Κανόνες σχεδιασμού για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 .....	79
4.3.2 Δοκοί και υποστυλώματα.....	79
4.4 Έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν .....	80
4.4.1 Κατακόρυφοι συνδέσμοι κατά Χ .....	80
4.4.2 Ικανοτικός έλεγχος κεφαλοδοκού .....	83

4.4.3	Ικανοτικός έλεγχος υποστυλώματος .....	85
4.5	Έλεγχος έναντι φαινομένων δευτέρας τάξεως .....	86
4.6	Χρησιμοποιούμενο υλικό .....	87
4.6.1	Σχεδιασμός ζυγωμάτων .....	87
4.6.2	Σχεδιασμός κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας .....	88
5	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	89
6	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....	91

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΔΕ 2012/32

## **Εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού μεταλλικών βιομηχανικών κτιρίων**

Νικολάου Κ.Π (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

### **Περίληψη**

Αντικείμενο της παρούσης διπλωματικής εργασίας είναι η ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός μεταλλικού βιομηχανικού κτιρίου. Σκοπός μας είναι η διερεύνηση των διαφορών που παρουσιάζονται ανάλογα με τον τύπο του συστήματος δυσκαμψίας που θα εφαρμοστεί και των διαφορετικών τρόπων σχεδιασμού των ζυγμάτων των πλαισίων της κατασκευής. Το ενδιαφέρον μας επικεντρώνεται τόσο στις διαφορές που παρουσιάζονται όσον αφορά τη συμπεριφορά της κατασκευής(μετατοπίσεις,εντατικά μεγέθη), όσο και στην οικονομικότητα της κάθε λύσης ξεχωριστά.

Το κτίριό μας θα χρησιμοποιείται σαν αποθηκευτικός χώρος. Η ανάλυση και διαστασιολόγηση έγινε με βάση τους Ευρωκώδικες και τα αντίστοιχα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Ο δομικός χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι ποιότητας S235 και όλες οι διατομές είναι πρότυπες και ελατές.

Χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 0 - Βάσεις Σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1 - Δράσεις επί των Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 3 - Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 8 - Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών

Για τις αναλύσεις μας χρησιμοποιήσαμε το εμπορικό πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης SAP2000.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2012/32

**Alternative ways of design of steel industrial buildings**

Nicolaou C.P (supervised by Avraam T.)

**Abstract**

The subject of this thesis is the analysis and design of a metal industrial building. Our aim is to investigate the differences presented according to the type of system stiffness which will be implemented and the different ways of design of the yoke frames of the construction. Our interest focuses on both differences presented on the behavior of the structure (displacements, intensively sizes), and in the economics of each solution separately.

Our building will be used as storage space. The analysis and design was based on the Eurocodes and the corresponding Greek National Appendices. Structural steel to be used is quality of S235 and all sections are standard and fir..

Following regulations were used:

- Eurocode 0 - Basis of structural design
- Eurocode 1 - Actions on Structures
- Eurocode 3 - Design of Steel Structures
- Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance

For our analysis we used the commercial program for analysis and design, SAP2000.



## Ευχαριστίες

Με την παρούσα διπλωματική εργασία ολοκληρώνεται και επίσημα ο κύκλος των σπουδών μου στην Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέπων καθηγητή μου, κύριο Τάσο Αβραάμ, για την πολύτιμη βοήθεια και τις συμβουλές του κατά τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσης διπλωματικής εργασίας.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω όλους τους φίλους και συμφοιτητές μου που βρέθηκαν δίπλα μου και με τους οποίους μαζί ξεπεράσαμε κάθε σκόπελο που παρουσιάστηκε στον δρόμο μας τα τελευταία 5 χρόνια.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ θα ήθελα να το εκφράσω προς την οικογένειά μου και ειδικότερα τους γονείς μου, Κώστα και Μαρία, οι οποίοι δεν σταμάτησαν λεπτό να πιστεύουν σε μένα, και οι οποίοι παρά τις πολλές δυσκολίες που αντιμετωπίζουν, ποτέ δεν μου αρνήθηκαν την όποια βοήθεια και υποστήριξη τους ζητήθηκε κατά τη διάρκεια των σπουδών μου. Η παρούσα διπλωματική εργασία είναι εξαιρετικά αφιερωμένη σ' αυτούς.

Παρασκευάς Νικολάου

Αθήνα

Οκτώβριος 2012



# 1 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

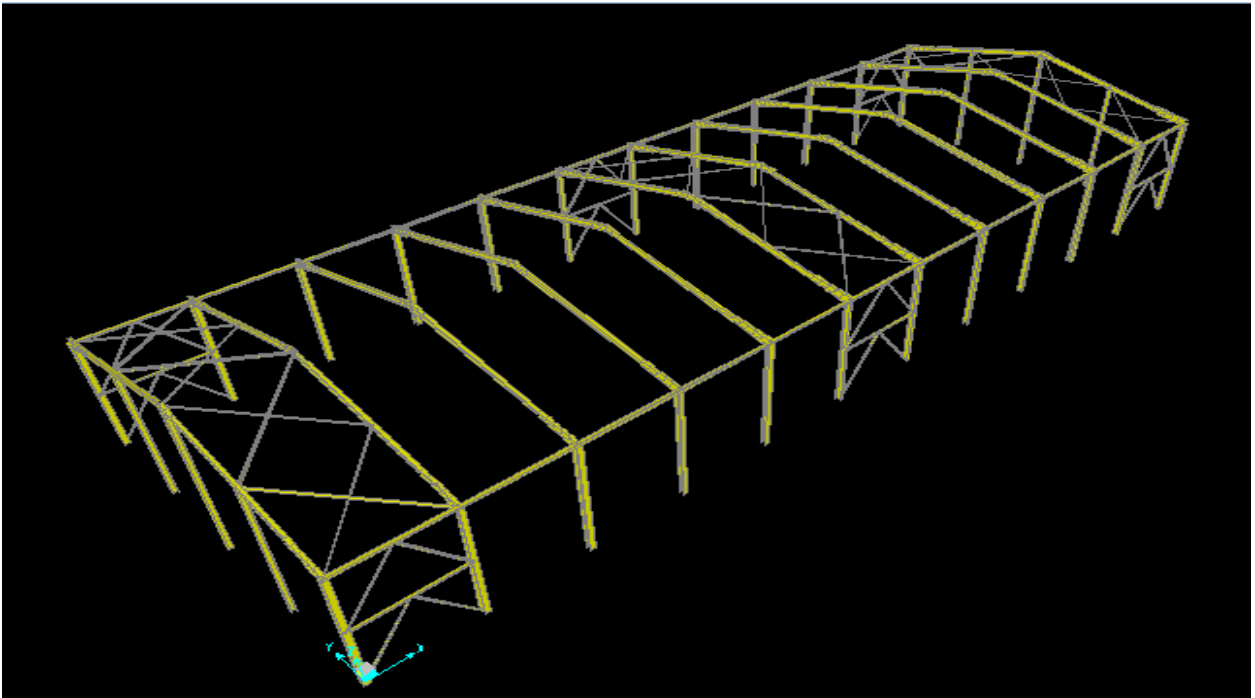
## 1.1 Περιγραφή του έργου

Τα βιομηχανικά υπόστεγα χρησιμοποιούνται για την παραγωγή και την αποθήκευση προϊόντων καθώς και ως αποθηκευτικοί χώροι οχημάτων και μηχανημάτων. Η χρησιμοποίηση του χάλυβα σαν δομικό υλικό για την κατασκευή τέτοιου είδους υποστέγων μας δίνει την δυνατότητα δημιουργίας χώρων μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς την παρεμβολή υποστυλωμάτων.

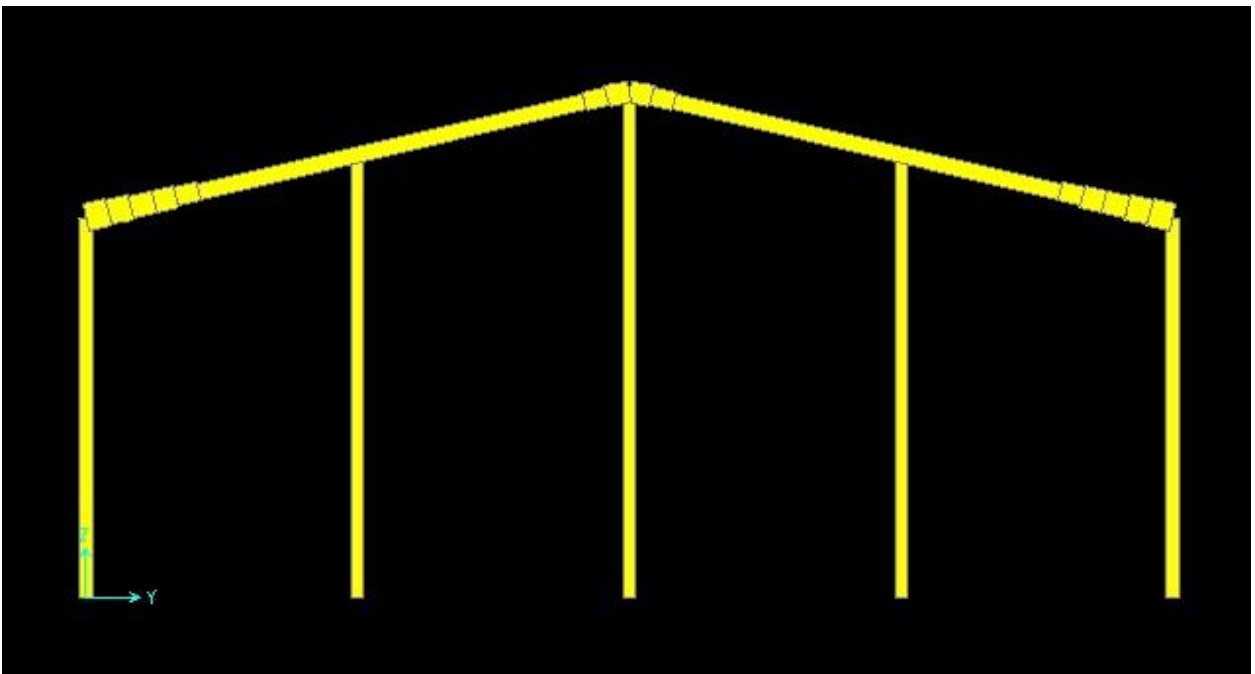
Το κτίριο που θα μελετήσουμε στεγάζει συνολική έκταση 1584 m<sup>2</sup>. Το μήκος κατά τον άξονα των X είναι 66 m και κατά τον άξονα των Y 24 m. Το ύψος του κτιρίου στο χαμηλότερο σημείο είναι 9 m και στο ψηλότερο (κορφιάς) 12 m. Αποτελείται από 12 πανομοιότυπα πλαίσια διατεταγμένα σε απόσταση 6 m μεταξύ τους και ανοίγματος 24 m το καθένα. Στις αναλύσεις μας χρησιμοποιήσαμε ουσιαστικά 4 διαφορετικές παραλλαγές για το κτίριο μας οι οποίες παρουσιάζουν κάποιες διαφορές μεταξύ τους όσον αφορά τον τύπο του συστήματος δυσκαμψίας (στους κατακόρυφους συνδέσμους) και στο σχεδιασμό των ζυγωμάτων των πλαισίων:

1. Διαγώνιοι συνδέσμοι δυσκαμψίας-χιαστί χωρίς ενίσχυση του ζυγώματος στον κορφιά και στους κόμβους ζυγώματος-υποστυλώματος.
2. Διαγώνιοι συνδέσμοι δυσκαμψίας-χιαστί με ενίσχυση του ζυγώματος στον κορφιά και στους κόμβους ζυγώματος-υποστυλώματος.
3. Συνδέσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ χωρίς ενίσχυση του ζυγώματος στον κορφιά και στους κόμβους ζυγώματος-υποστυλώματος.
4. Συνδέσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ με ενίσχυση του ζυγώματος στον κορφιά και στους κόμβους ζυγώματος-υποστυλώματος.

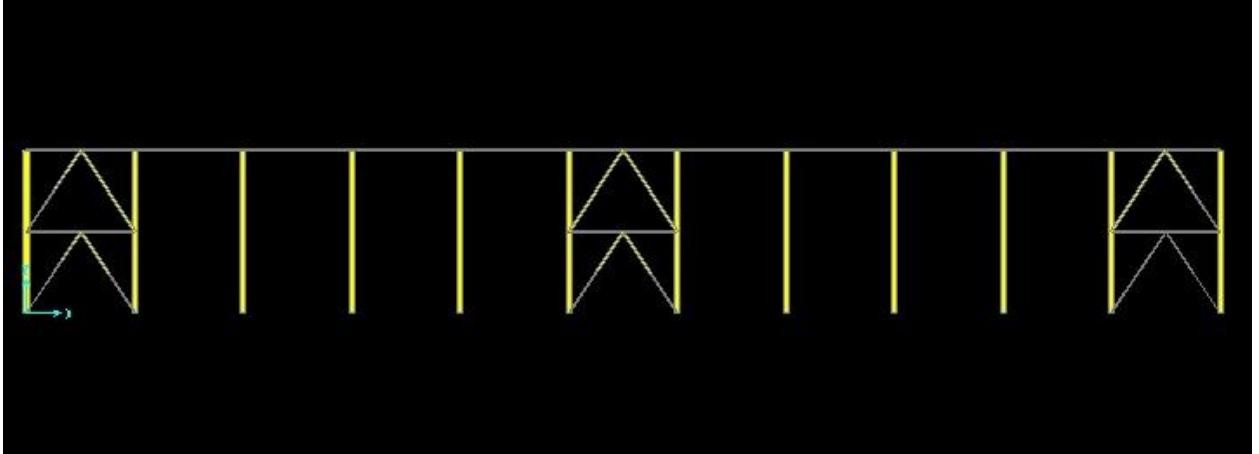
Τα ενισχυμένα ζυγώματα προσομοιάστηκαν στο πρόγραμμα ανάλυσης ως φορείς με μεταβλητή διατομή σε μήκος 2,5 m από τον κόμβο ζυγώματος-υποστυλώματος και σε μήκος 1 m από τον κορφιά. Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται ενδεικτικά η πρόσοψη, η πλάγια όψη και η τρισδιάστατη άποψη του κτιρίου όπως φαίνεται στο πρόγραμμα ανάλυσης.



Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη άποψη κτιρίου



Σχήμα 1.2: Πρόσοψη κτιρίου



Σχήμα 1.3: Πλάγια όψη κτιρίου

## 1.2 Υλικό κατασκευής

Ο δομικός χάλυβας είναι κράμα με βασικό συστατικό τον σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία όπως Άνθρακας , Μαγγάνιο , Πυρίτιο , Νικέλιο , Χαλκός , Χρώμιο , Μολυβδαίνιο , Βαδάνιο , Ζιρκόνιο , Θείο , Φωσφόρος. Ορισμένα από αυτά είναι ανεπιθύμητα επειδή επηρεάζουν δυσμενώς κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Η ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα. Μικρή μεταβολή της αναλογίας αυτής οδηγεί στη δημιουργία άλλου είδους χάλυβα. Έτσι αναφορικά με την περιεκτικότητα σε άνθρακα , αυτή ποικίλει από 0,15% μέχρι 1,7%. Οι συνήθεις δομικοί χάλυβες έχουν περιεκτικότητα σε άνθρακα μεταξύ 0,15% και 0,29%.

Στην εργασία μας χρησιμοποιήσαμε δομικό χάλυβα ποιότητας S235.

## 1.3 Στοιχεία του κτιρίου

### 1.3.1 Κύριοι φορείς

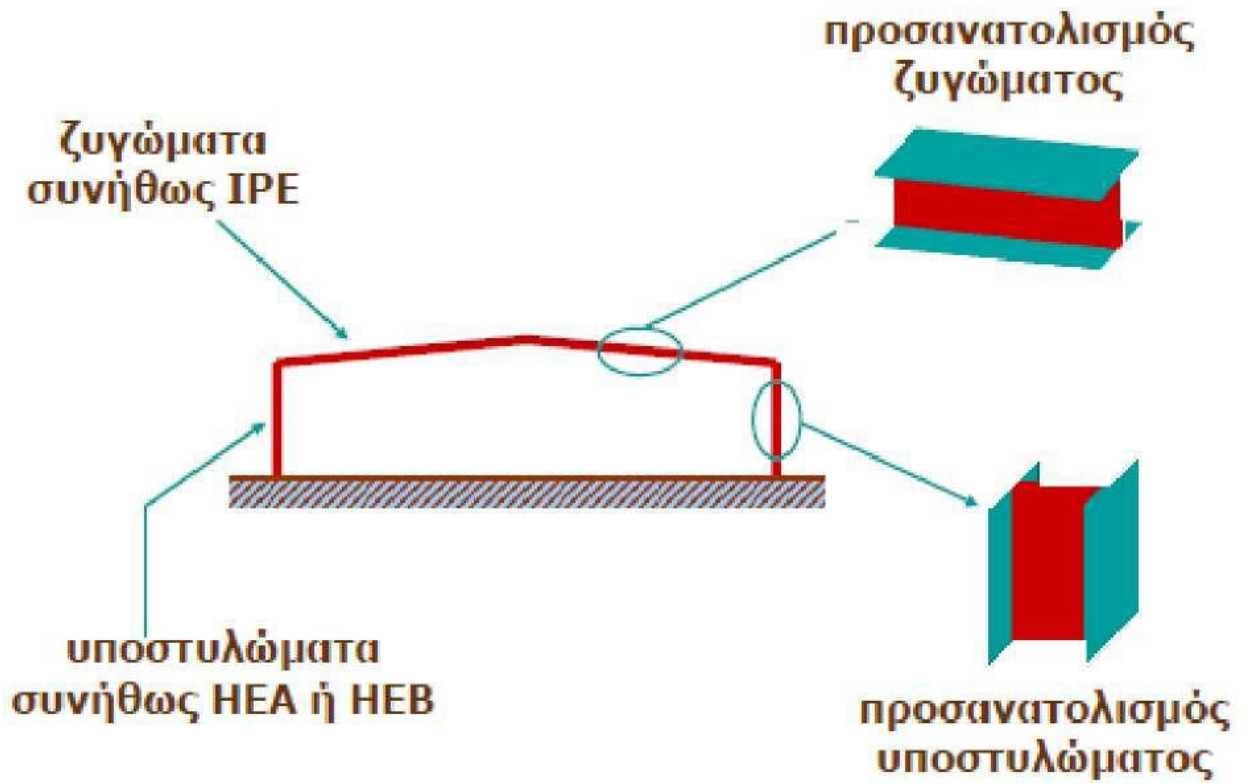
Οι κύριοι φορείς του κτιρίου αποτελούνται από πλαίσια ανοίγματος 24 m το καθένα και διατεταγμένα σε απόσταση 6 m μεταξύ τους κατά τον άξονα των X που θεωρείται και η βέλτιστη λύση όσον αφορά τη διάταξή τους. Έχουν τη δυνατότητα παραλαβής κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων εντός του επιπέδου τους, όπως των φορτίων χιονιού, ανέμου και σεισμικών δυνάμεων. Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών. Τα πλαίσια είναι οι τελικοί αποδέκτες των φορτίων που δρουν επί της κατασκευής τα οποία μεταφέρουν μέσω της θεμελίωσης τους στο έδαφος.

Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής, ή δικτυωτά.

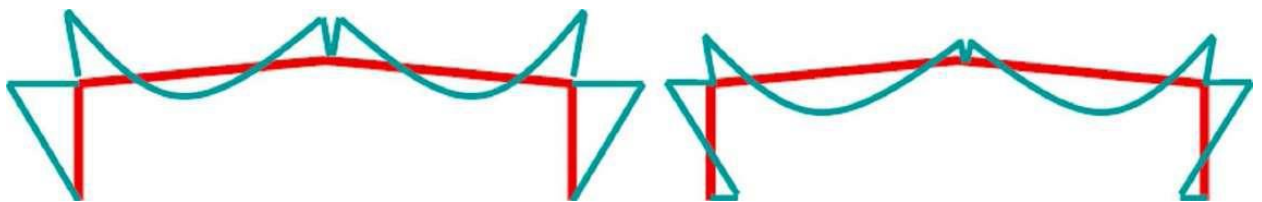
Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τα υποστυλώματα και το δίριχτο ζύγωμα το οποίο έχει κλίση γύρω στις  $10^\circ$ . Τα πλαίσια καταπονούνται κυρίως σε κάμψη γι' αυτό και προτιμούμε διατομές διπλού ταυ ούτως ώστε το περισσότερο υλικό της διατομής να είναι στις θέσεις όπου εμφανίζονται οι μεγαλύτερες τάσεις. Για τα ζυγώματα συνήθως προτιμούνται υψίκορμες διατομές από τη σειρά IPE ενώ για τα υποστυλώματα συνήθως προτιμούνται πλατύπελμες διατομές από τη σειρά HEA ή HEB.

Οι διατομές των μελών των πλαισίων είναι προσανατολισμένες κατά τέτοιο τρόπο ώστε κατά τη δράση των φορτίων εντός του επιπέδου τους να ενεργοποιείται ο ισχυρός τους άξονας όπως φαίνεται στο σχήμα 1.4.

Η θεμελίωση του πλαισίου μπορεί να είναι άρθρωση ή πάκτωση. Στην περίπτωση μας επιλέξαμε αμφίπακτα πλαίσια που μπορεί να έχουν συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης, ωστόσο παρουσιάζουν ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα, γεγονός πολύ σημαντικό όσον αφορά τους ελέγχους λειτουργικότητας.



Σχήμα 1.4: Προσανατολισμός διατομών κυρίων φορέων



Σχήμα 1.5: Τύπος θεμελίωσης πλαισίου, επιλέγεται η 2η μέθοδος

### 1.3.2 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμεύουν κυρίως στην παραλαβή και μεταφορά στη θεμελίωση των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου. Συμβάλλουν επιπλέον στην εξασφάλιση της πλευρική ευστάθειας των μελών των πλαισίων και αποτελούν κεντρικά στοιχεία της διαδικασίας ανέγερσης. Διακρίνονται σε οριζόντιους συνδέσμους που τοποθετούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων και σε κατακόρυφους συνδέσμους που τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων.

#### 1.3.2.1 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή αλλιώς αντιανέμιοι συνδέσμοι), διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων, παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων.

Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

α) η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων.

β) η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων.

γ) η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα.

δ) η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά την διαδικασία ανέγερσης.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται συνήθως ανά πέντε έως επτά φατνώματα. Στην δική μας περίπτωση θα τοποθετηθούν σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα δύο ακραία φατνώματα (1,11) και στο μεσαίο φάτνωμα (6).



### 1.3.2.2 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Η παραλαβή των φορτίων από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στη θεμελίωση γίνεται μέσω δύσκαμπτων φατνωμάτων που κατασκευάζονται μεταξύ υποστυλωμάτων σε επιλεγμένες θέσεις (κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας).

Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων αυτών είναι οι εξής:

α) η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου και η μεταφορά τους στη θεμελίωση.

β) η παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.

γ) η παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά την διαδικασία ανέγερσης.

Στην περίπτωση μας τα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας διατάσσονται στα ίδια φατώματα με τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας, έτσι η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων γίνεται άμεσα και διευκολύνεται η διαδικασία ανέγερσης.

Η μορφή των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας θα είναι ανάλογα με την περίπτωση του μοντέλου που θα εξετάσουμε όπως προαναφέρθηκε στο υποκεφάλαιο **1.1**.

### 1.3.3 Κεφαλοδοκοί

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κίονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά την διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης (και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας), μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στην θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης.

Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επιπλέον σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση ανέγερσης, επειδή συνδέουν εγκάρσια τους διαδοχικά ανεγειρόμενους φορείς.

#### 1.3.4 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία που ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο.

Οι τεγίδες διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες αποστάσεις και η μεταξύ τους απόσταση κυμαίνεται από 1,30 m μέχρι 4,00 m. Στο παρόν κτίριο θα τοποθετηθούν ανά 3,10 m και η διατομή τους θα επιλεγεί από τη σειρά ΙΡΕ.

Στην εργασία μας οι τεγίδες θα κατασκευαστούν ως αμφιέριστα στοιχεία, τόσο για να έχουμε απλότερες συνδέσεις, όσο και γιατί ο μονός αριθμός των φατνωμάτων (11) μας διευκολύνει στην επιλογή αυτή, αφού σε περίπτωση διαμόρφωσης τεγίδας 2 ανοιγμάτων θα είχαμε διαφορετικό στατικό προσομοίωμα των τεγίδων στα ακραία φατνώματα.

Να αναφέρουμε ότι τόσο οι τεγίδες όσο και οι μηκίδες δεν εισήχθησαν στο πρόγραμμα ανάλυσης και γι'αυτές έγινε ξεχωριστός υπολογισμός. Φροντίσαμε ωστόσο να εξασφαλίσουμε διαφραγματική λειτουργία της οροφής στο πρόγραμμα ανάλυσης.

#### 1.3.5 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται ανά ίσες αποστάσεις σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα της πλευρικής επένδυσης. Κύρια φόρτιση για τις μηκίδες είναι η ανεμοπίεση.

Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά τρόπο όμοιο με εκείνο των τεγίδων και πολλές φορές έχουν την ίδια διατομή. Οι συνήθεις αποστάσεις μεταξύ των μηκίδων είναι 1,5 μέχρι 2,5 m. Στο παρόν κτίριο οι μηκίδες διατάσσονται ανά 2 m, οι διατομές που θα χρησιμοποιηθούν θα είναι της σειράς ΙΡΕ, και θα έχουν το ίδιο στατικό προσομοίωμα με τις τεγίδες (αμφιέριστη δοκός).

### 1.3.6 Μετωπικοί στύλοι

Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται:

α) με το άνοιγμα που οι διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν συνήθως 4-7 m.

β) οι μετωπικοί στύλοι επιδιώκεται να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας.

γ) η θέση τους καθορίζεται επίσης από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου.

Κύρια καταπόνηση των μετωπικών στύλων είναι η ανεμοπίεση, δηλαδή είναι στοιχεία που καταπονούνται κυρίως σε κάμψη.

Στο παρόν κτίριο οι μετωπικοί στύλοι έχουν αρθρωτή έδραση στο έδαφος και απλή σύνδεση με το ζυγώμα χωρίς ωστόσο να αποτελούν στήριξη για αυτό και χωρίς να εμποδίζουν την ελεύθερη παραμόρφωσή του. Αυτό στο πρόγραμμα ανάλυσης επιτυγχάνεται με την απελευθέρωση του κατάλληλου βαθμού ελευθερίας στην σύνδεση στύλου-ζυγώματος. Στην πραγματικότητα αυτό γίνεται με την σύνδεση μέσω κοχλών σε επιμήκεις οπές η ακριβής διάσταση των οποίων καθορίζεται από το μέγεθος των παραμορφώσεων του ακραίου πλαισίου. Έτσι αποφεύγεται και η πρόσθετη μεταφορά αξονικών δυνάμεων στα μετωπικά υποστυλώματα.

Οι διατομές που θα χρησιμοποιηθούν θα είναι της σειράς HEA και η μεταξύ τους απόσταση είναι 6 m.



## 2 ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές) σε μια κατασκευή ενεργούν τρία είδη δράσεων ως προς τον χρόνο:

- **G (Permanent)** Μόνιμες Δράσεις (ίδια βάρη κατασκευής, λοιπά μόνιμα φορτία όπως σταθερός εξοπλισμός και επιστρώσεις).
- **Q (Variable)** Μεταβλητές Δράσεις (ωφέλιμα φορτία, χιόνι, άνεμος).
- **A (Accidental)** Τυχηματικές Δράσεις (εκρήξεις, προσκρούσεις οχημάτων, πυρκαγιά).

Επίσης δράση επί της κατασκευής θεωρούμε και τη σεισμική, η οποία είναι έμμεση δράση λόγω επιβαλλόμενων μετατοπίσεων:

- **E** Σεισμικές Δράσεις

### 2.1 Μόνιμα φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ'όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη ( φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα).

Τα μόνιμα φορτία που δρουν στον φορέα μας είναι τα ακόλουθα ( σε παρένθεση το όνομα που δόθηκε στο πρόγραμμα ανάλυσης για τον τύπο του φορτίου):

1. Ίδιο βάρος χάλυβα : 78,5 KN/m<sup>3</sup> (**DEAD**)
2. Βάρος επικάλυψης και Η/Μ εξοπλισμού : 0,3KN/m<sup>2</sup> (**SDEAD**)

## 2.2 Μεταβλητές δράσεις

### 2.2.1 Ωφέλιμα φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

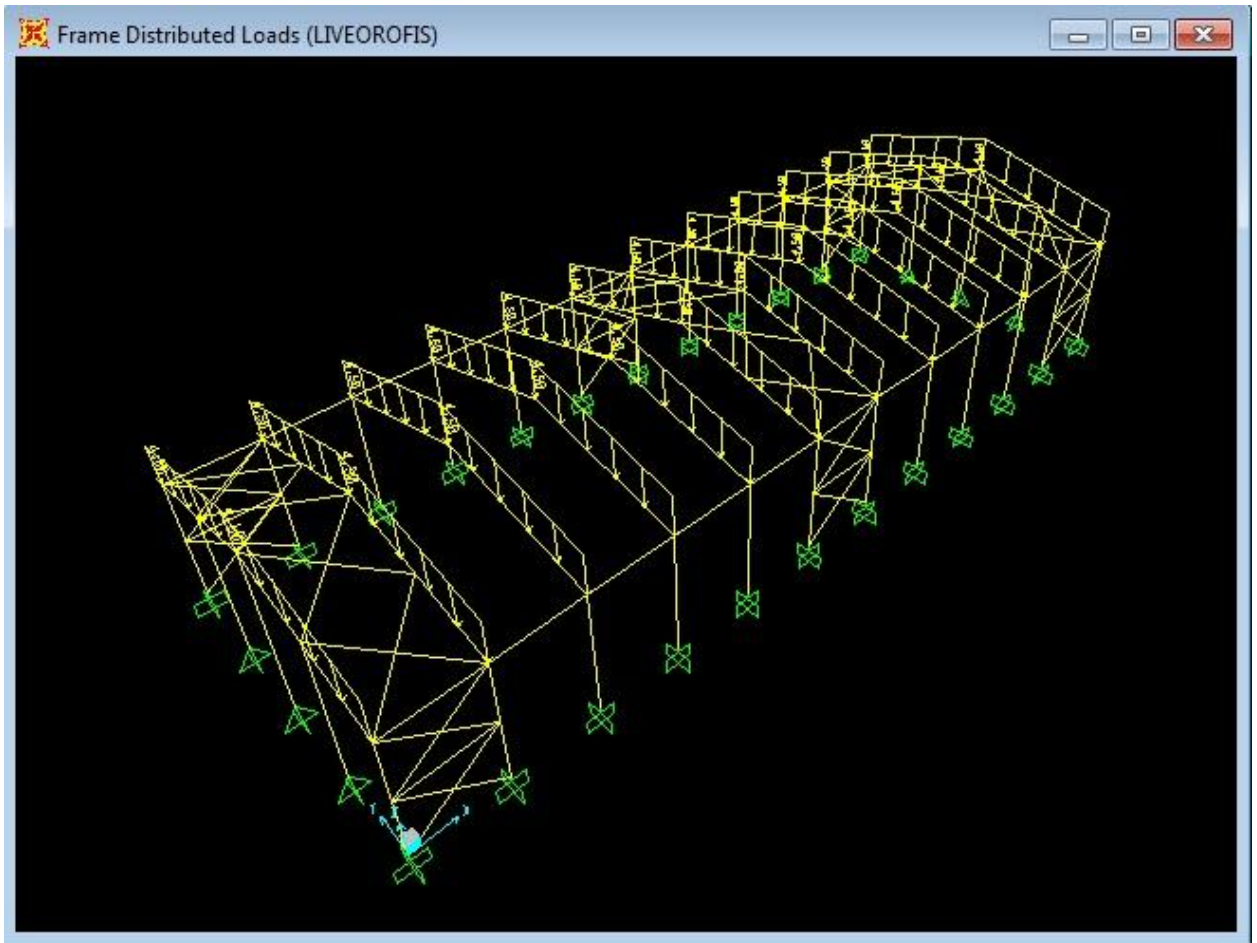
Σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου.

#### 2.2.1.1 Κινητό φορτίο οροφής

Η οροφή του υπό εξέταση κτιρίου κατατάσσεται στην κατηγορία H ( οροφές προσιτές μόνο για κανονική συντήρηση :

$$q_k = 0,75 \text{ KN/m}^2 \text{ (LIVEOROFIS)}$$

Στο πιο κάτω σχήμα φαίνεται πώς κατανέμεται τα κινητό φορτία της οροφής στα πλαίσια του φορέα με θεώρηση των επιφανειών επιρροής.



Σχήμα 2.1: Κινητό φορτίο οροφής

### 2.2.2 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεντρωμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξημένη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψόμετρα λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση. Μια καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο επαναφοράς, ενώ μπορεί να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση συντελεστών μορφής. Καλύπτονται επίσης ειδικότερες καταστάσεις όπως συσσωρεύσεις χιονιού πίσω από στηθαία, σε κοιλάδες και σε απότομες αλλαγές του ύψους της στέγης.

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό σε περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις οι μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ) του έργου, ενώ η πυκνότητα μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσης του στη συγκεκριμένη θέση. Έτσι πέραν της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας, μπορεί να είναι αναγκαίο να θεωρηθούν οι επιδράσεις του ανέμου, ο οποίος είναι δυνατόν να προκαλέσει ανακατανομή του χιονιού και σε μερικές περιπτώσεις τη μερική απομάκρυνσή του από τη στέγη.

Επιπλέον πρέπει να ληφθούν υπόψη οποιεσδήποτε αλλαγές στην κατανομή του χιονιού στις στέγες λόγω διαφυγής θερμότητας από το κτίριο μέσω κάποιου τμήματος της στέγης ή εργασίες απομάκρυνσης χιονιού, εάν οι μορφές αυτής της φόρτισης είναι κρίσιμες.

Το μέρος 1-3 του EN 1991 (Ευρωκώδικας 1) παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία λαμβάνει χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά ανφέρονται σε κτίρια ή έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500 m. Για περιοχές με ιδιαίτερες κλιματικές συνθήκες ( υψηλές ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο χιονιού), μπορεί να εφαρμοστεί το Παράρτημα Β του Μέρους 1-3, στο οποίο δίνονται ειδικές μορφές συγκέντρωσης χιονιού και οι αντίστοιχοι συντελεστές μορφής.

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

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

Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_{Ad}$$



όπου:

$\mu$  είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

$s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

$C_e$  είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με

1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους  $C_e = 0,8$
- Για κατασκευές προστατευόμενες (από κτίρια ή δέντρα)  $C_e = 1,2$

$C_t$  είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.

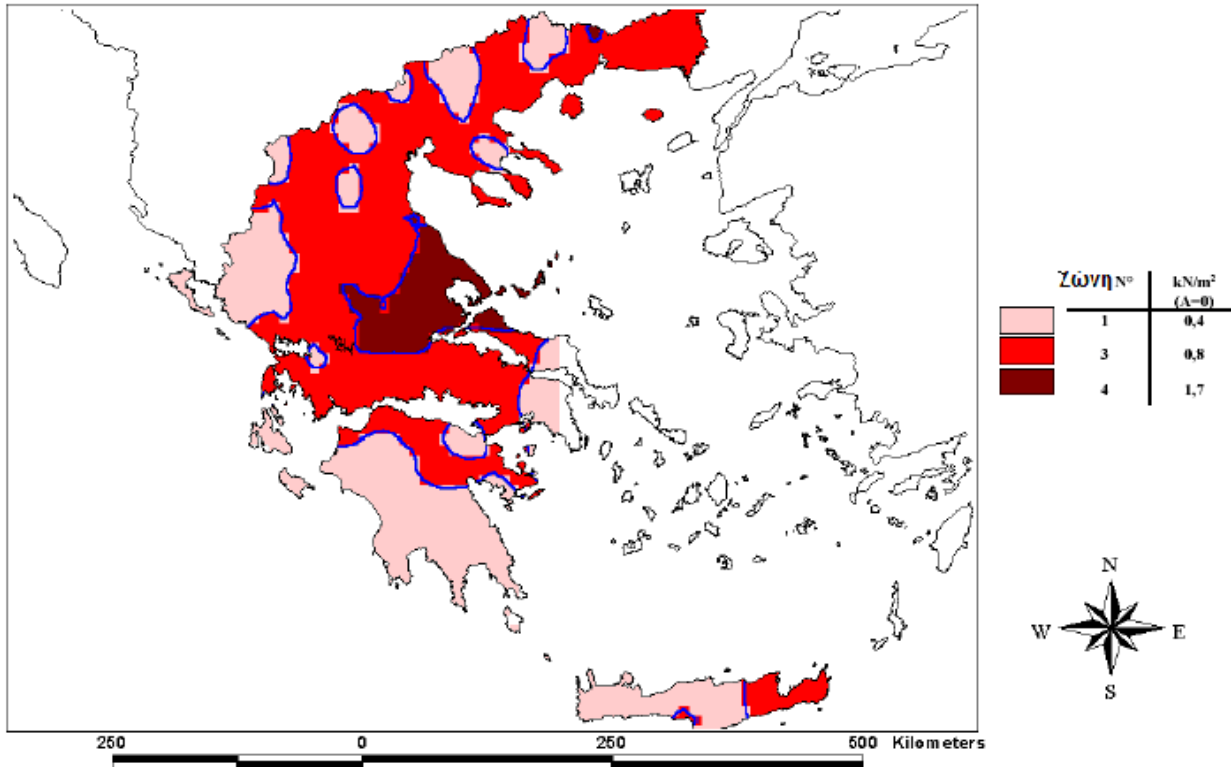
$s_{Ad} = C_{esl} * s_k$  είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

Το φορτίο  $s$  θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του  $s_k$  για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 – Μέρος 1-3.

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_{k,0}$  των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

1. **Ζώνη I** ( $s_{k,0} = 0,4 \text{ KN/m}^2$ ) : Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας, και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
2. **Ζώνη II** ( $s_{k,0} = 1,7 \text{ KN/m}^2$ ) : Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.
3. **Ζώνη III** ( $s_{k,0} = 0,8 \text{ KN/m}^2$ ) : Υπόλοιπη χώρα.



Σχήμα 2.2: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές

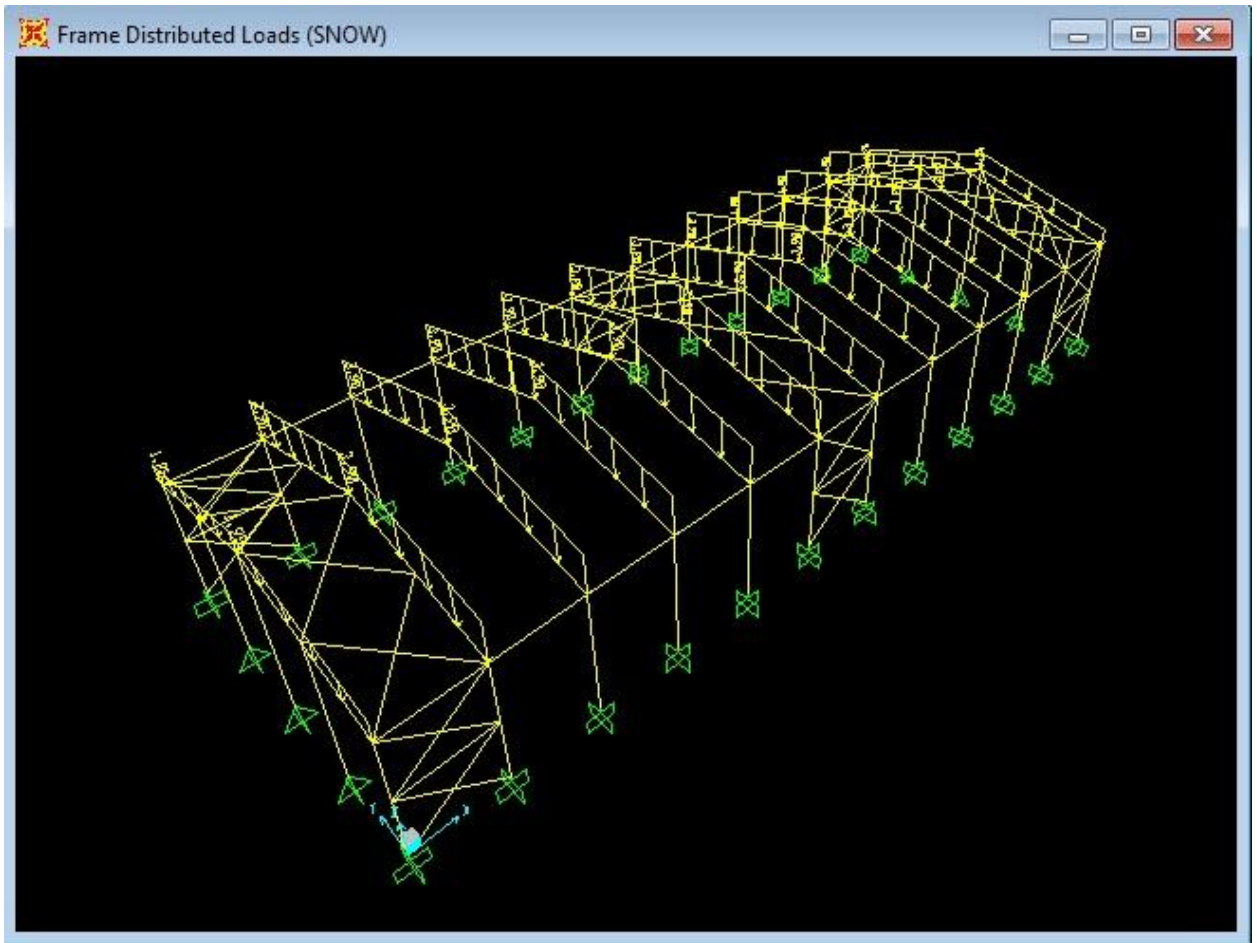
**Υπολογισμός φορτίου χιονιού:**

- Το υπό μελέτη κτίριο θα κατασκευαστεί στην περιοχή της Αττικής που κατατάσσεται στη Ζώνη III ( $s_{k,0} = 0,8 \text{ KN/m}^2$ ) και σε υψόμετρο 100 m πάνω από τη στάθμη της θάλασσας οπότε  $A=100$ .
- Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους προκύπτει:

$$s_k = s_{k,0} * ( 1 + (\frac{A}{917})^2 ) = 0,81 \text{ KN/m}^2$$

- Ο συντελεστής μορφή χιονιού ( $\mu_i$ ) για κλίση στέγης μέχρι  $30^\circ$  είναι 0,8 ( στην περίπτωση μας η κλίση της στέγης είναι  $14^\circ$  )
- Ο συντελεστής έκθεσης ( $C_e$ ) λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες ίσος με τη μονάδα (1).
- Ο θερμικός συντελεστής ( $C_t$ ) λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης ίσος με τη μονάδα (1).
- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές το φορτίο χιονιού είναι :

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0,65 \text{ KN/m}^2 \text{ ( SNOW )}$$



Σχήμα 2.3: Φορτίο χιονιού στους κύριους φορείς

### 2.2.3 Δράσεις Ανέμου

Το prEN 1991-1-4 (Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4) παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού και στα επιμέρους στοιχεία και προσαρτήματα τους για ύψη μέχρι 200 m.

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

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές όμως κατασκευές ( π.χ σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορούν να θεωρούνται στατικά. Σε

εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

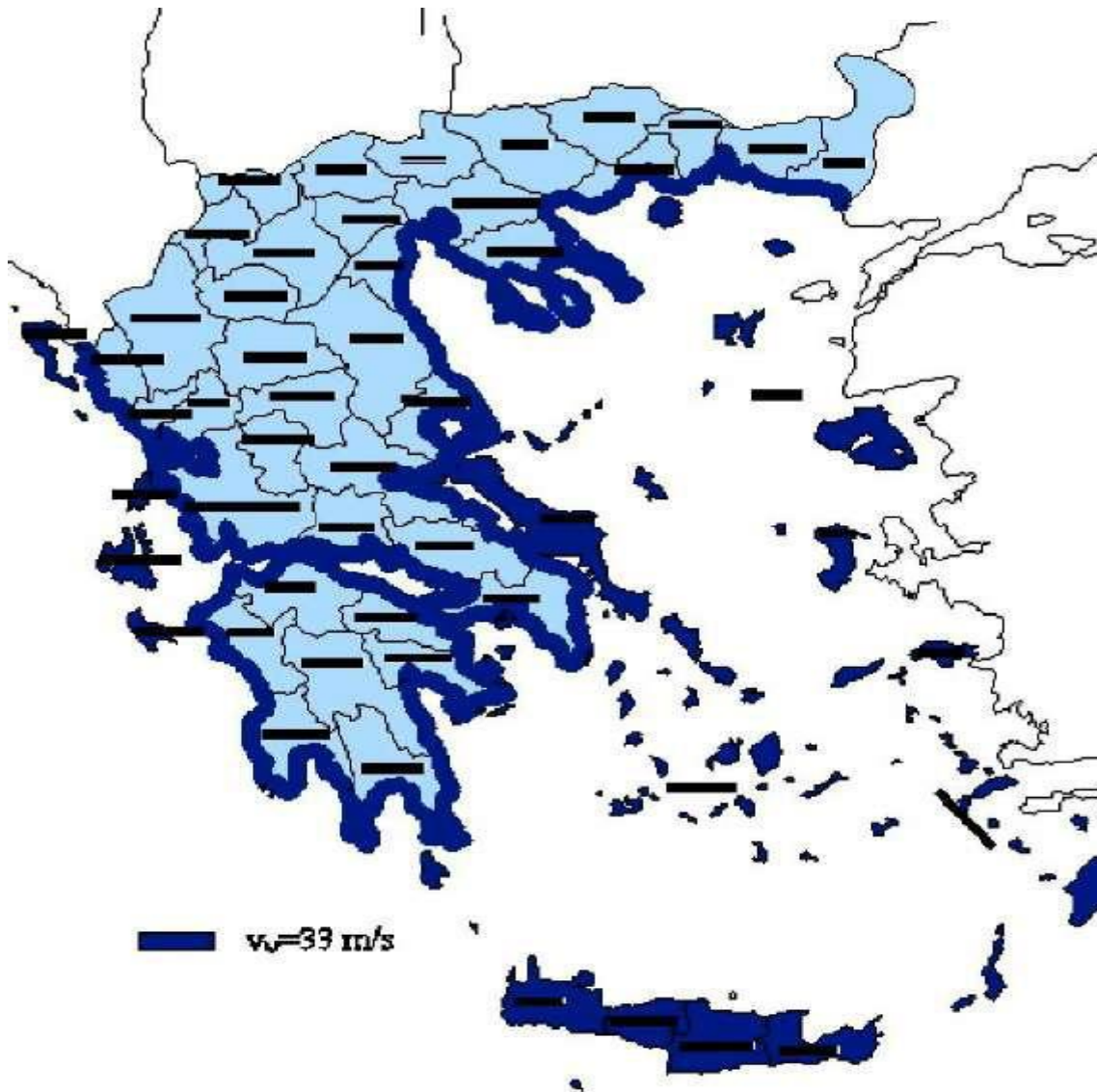
Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι:

- **Η γεωγραφική θέση:** Οι ταχύτητες του ανέμου είναι στατικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές απ'ότι σε άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα σημαντικά στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες του ανέμου δημοσιεύονται συνήθως με τη μορφή ισοϋψών καμπυλών, οι οποίες είναι γραμμές ίσης βασικής ταχύτητας του ανέμου τοποθετημένες σε ένα χάρτη. Η βασική ταχύτητα του ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας τον μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς τα 50 χρόνια.
- **Η φυσική θέση:** Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητες απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- **Η τοπογραφία:** Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με τους λόφους ή και τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με τον συντελεστή τοπογραφίας.
- **Οι διαστάσεις των κτιρίων:** Το ύψος του κτιρίου είναι ιδιαίτερα σημαντικό, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνονται με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- **Η μέση ταχύτητα του ανέμου:** Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα, που προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητας του.

- **Το σχήμα της κατασκευής:** Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη μιας κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο ( κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος). Η κατανομή είναι επιπλέον περίπλοκη λόγω των γειτονικών κατασκευών και των φυσικών εμποδίων/μεταβολών, όπως λόφοι, κοιλάδες, δασικές εκτάσεις, που μπορεί να επηρεάζουν τη μορφή της κίνησης του ανέμου και τη σχετική κατανομή της πίεσης. Γενικά ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες και υποπιέσεις στις υπήνεμες όψεις του κτιρίου.
- **Η κλίση της στέγης:** Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές πιέσεις ή υποπιέσεις), ενώ στεγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από 20°) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- **Η διεύθυνση του ανέμου:** Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

### Υπολογισμός δράσεων ανέμου

- Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου  $v_{b,0}$  για την Ελλάδα ορίζεται στα 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και στα 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα. Το υπό μελέτη κτίριο θεωρείται ότι δεν θα κατασκευαστεί ούτε σε νησί ούτε σε απόσταση μικρότερη των 10 km από την ακτή. Έτσι η θεμελιώδης τιμή της ταχύτητας του ανέμου λαμβάνεται  $v_{b,0} = 27$  m/s.



Σχήμα 2.4: Βασικές ταχύτητες ανέμου στην Ελλάδα

- Έπειτα το έδαφος θεωρείται κατηγορίας II ( περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια ( δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων ), άρα  $z_{min} = 2$  m και  $z_o = 0.05$  m.
- $z_{o,II} = 0.05$  m
- Το ύψος αναφοράς είναι  $z_e = h = 12$  m
- Ο συντελεστής διεύθυνσης είναι  $c_{dir} = 1$ .
- Ο συντελεστής εποχής είναι  $c_{season} = 1$ .
- Η βασική ταχύτητα ανέμου προκύπτει:  $v_b = c_{dir} * c_{season} = 27$  m/s

## Εναλλακτικοί Τρόποι Σχεδιασμού Μεταλλικών Βιομηχανικών Κτιρίων

- Ο συντελεστής εδάφους είναι :  $k_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.19$

- Ο συντελεστής τραχύτητας για  $z_e > z_{min}$  ,είναι

$$c_r(z_e) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.04$$

- Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης είναι  $c_0(z) = 1$ .

- Ο συντελεστής στροβιλισμού είναι  $k_1 = 1$

- Η ένταση του στροβιλισμού για ύψος  $z_e > z_{min}$  , είναι

$$I_v = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.12$$

- Η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z_e = 12m$  ,είναι

$$v_m(z_e) = c_r(z) * c_0(z_e) * v_b = 28.11m/s$$

- Η πυκνότητα του αέρα είναι  $\rho = 1.25 kg/m^3$

- Η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι:

$$q_p(z_e) = 0.5 * (1 + 7 * I_v(z) * \rho * v_m^2(z) = 1.12 KN/m^2$$

Λόγω της συμμετρικότητας του κτιρίου θα υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις λόγω ανέμου για διευθύνσεις ανέμου  $\Theta=0^\circ$  (**WIND-Y**) και  $\Theta=90^\circ$  (**WIND-X**)

α) Διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^\circ$  (κάθετα στην πλάγια όψη του κτιρίου)

α.1) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

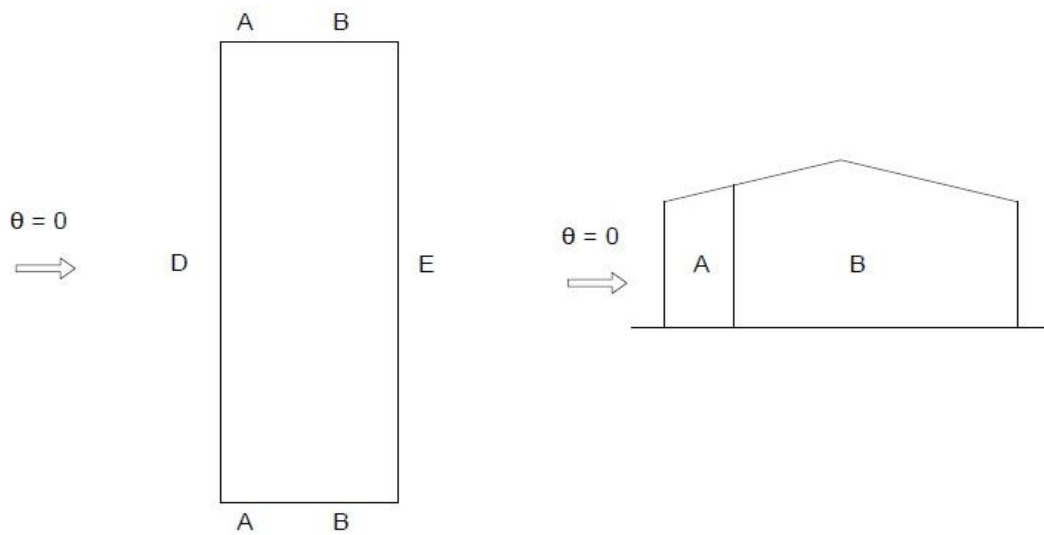
$$e = \min(b, 2h) = \min(66.2 * 12) = 24 m \Rightarrow e = d = 24 m$$

α.1.1) Κατακόρυφοι τοίχοι

Ο λόγος  $h/d$  ισούται με 0,5. Οι κατακόρυφοι τοίχοι χωρίζονται σε 4 επιφάνειες A,B,D,E.

**Πίνακας 2.1:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^\circ$

	A	B	D	E
ΜΗΚΟΣ (m)	$e/5$ =4.8	$4/5e$ 19.2	$b=6$ 6	$b=6$ 6
$c_{pe,10}$	-1.2	-0.8	$0.7$ 5	-0.4



Σχήμα 2.5: Συμβολισμοί κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^\circ$

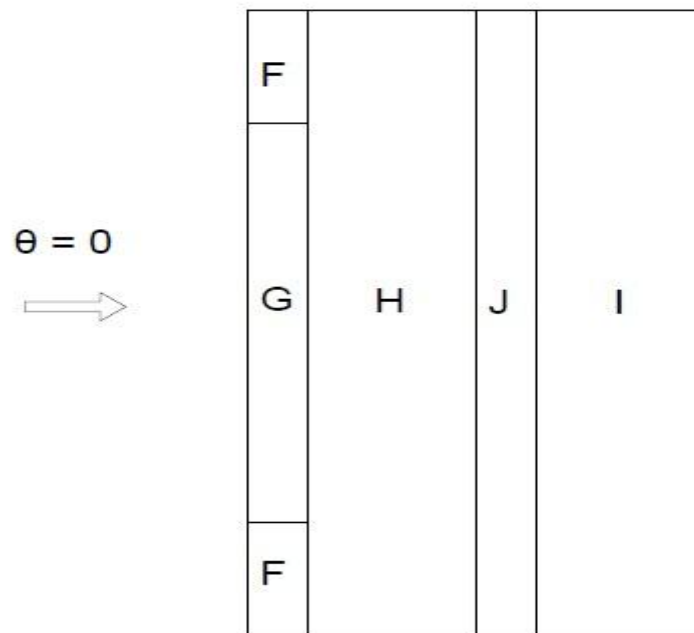
α.1.2) Στέγη

Η κλίση της στέγης είναι  $14^\circ$ . Η στέγη χωρίζεται σε πέντε επιφάνειες F,G,H,J,I.



**Πίνακας 2.2:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^\circ$

	F	G	H	J	I
ΜΗΚΟΣ(m)	$e/10=2.4$	$e/10=2.4$	$12-e/10=9.6$	$e/10=2.4$	$12-e/10=9.6$
ΠΛΑΤΟΣ(m)	$e/4=6$	$66-e/2=54$	$b=66$	$b=66$	$b=66$
$c_{pe,10}$	-0.98	-0.84	-0.33	-0.88	-0.42



Σχήμα 2.6: Συμβολισμοί οροφής για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^\circ$

Οι τελικές πιέσεις επί του κτιρίου προκύπτουν από τον τύπο:

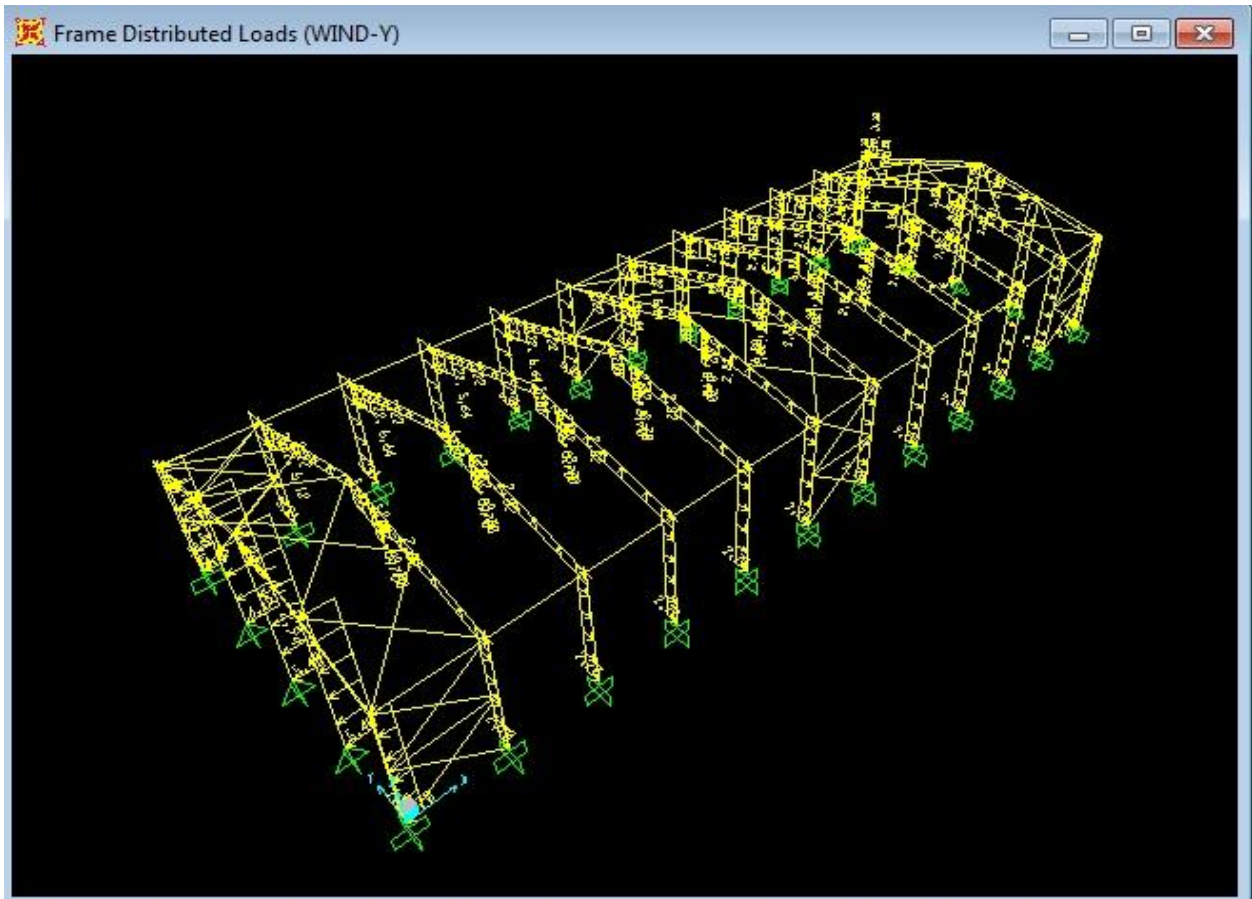
$$w_s = q_p(z_s) * c_{pe}$$

**Πίνακας 2.3:** Τελικές τιμές εξωτερικών πιέσεων στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^\circ$

	A	B	D	E
$c_{pe,10}$	-1.2	-0.8	0.75	-0.4
$w_e$	-1.35	-0.9	0.84	-0.45

**Πίνακας 2.4:** Τελικές τιμές εξωτερικών πιέσεων στην οροφή για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^\circ$

	F	G	H	J	I
$c_{pe,10}$	-0.98	-0.84	-0.33	-0.88	-0.42
$w_e$	-1.1	-0.94	-0.37	-0.98	-0.47



**Σχήμα 2.7:** Κατανομή φορτίων ανέμου στα πλαίσια και τους μετωπικούς στύλους για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^\circ$

β) Διεύθυνση ανέμου  $\Theta=90^\circ$  (κάθετα στην πρόσοψη του κτιρίου)

β.1) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

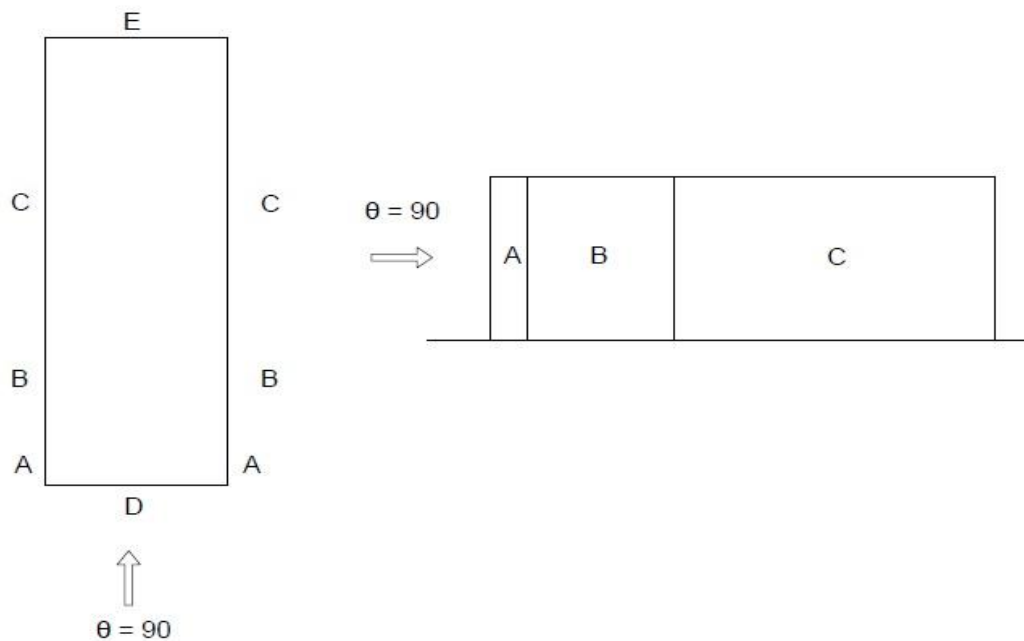
$$e = \min(b, 2h) = \min(24, 2 * 12) = 24 \text{ m} \Rightarrow e < d = 66 \text{ m}$$

β.1.1) Κατακόρυφοι τοίχοι

Ο λόγος  $h/d$  ισούται με 0,2. Οι κατακόρυφοι τοίχοι χωρίζονται σε 5 επιφάνειες A,B,C,D,E.

**Πίνακας 2.5:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=90^\circ$

	A	B	C	D	E
ΜΗΚΟΣ(m)	$e/5=4.8$	$4/5e=19.2$	$d-e=42$	$b=24$	$b=24$
$c_{pe,10}$	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3



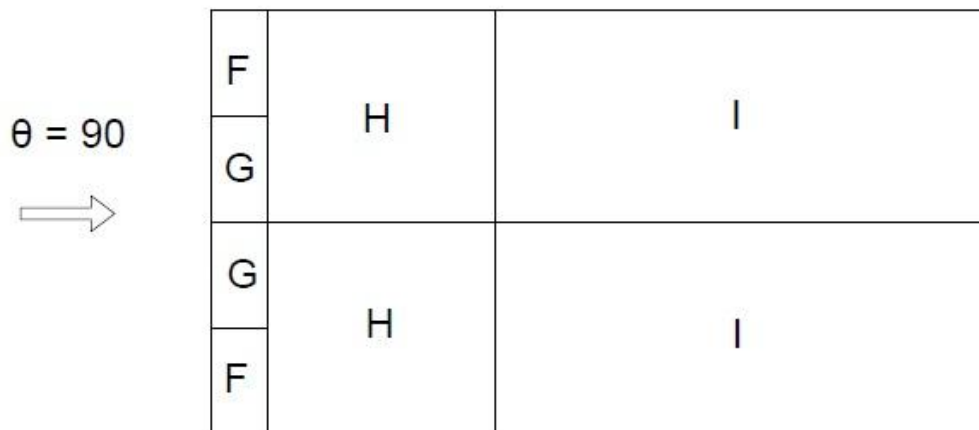
Σχήμα 2.8: Συμβολισμοί κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=90^\circ$

β.1.2) Στέγη

Η κλίση της στέγης είναι 14°. Η στέγη χωρίζεται σε τέσσερις επιφάνειες F,G,H,I.

**Πίνακας 2.6:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στην στέγη για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=90^\circ$

	F	G	H	I
ΜΗΚΟΣ(m)	$e/10=2.4$	$e/10=2.4$	$e/2-e/10=9.6$	$d-e/2=54$
ΠΛΑΤΟΣ(m)	$e/4=6$	$e/4=6$	$b/2=6$	$b/2=6$
$c_{pe,10}$	-1.33	-1.3	-0.6	-0.5



Σχήμα 2.9: Συμβολισμοί στέγης για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=90^\circ$

Οι τελικές πιέσεις επί του κτιρίου προκύπτουν από τον τύπο:

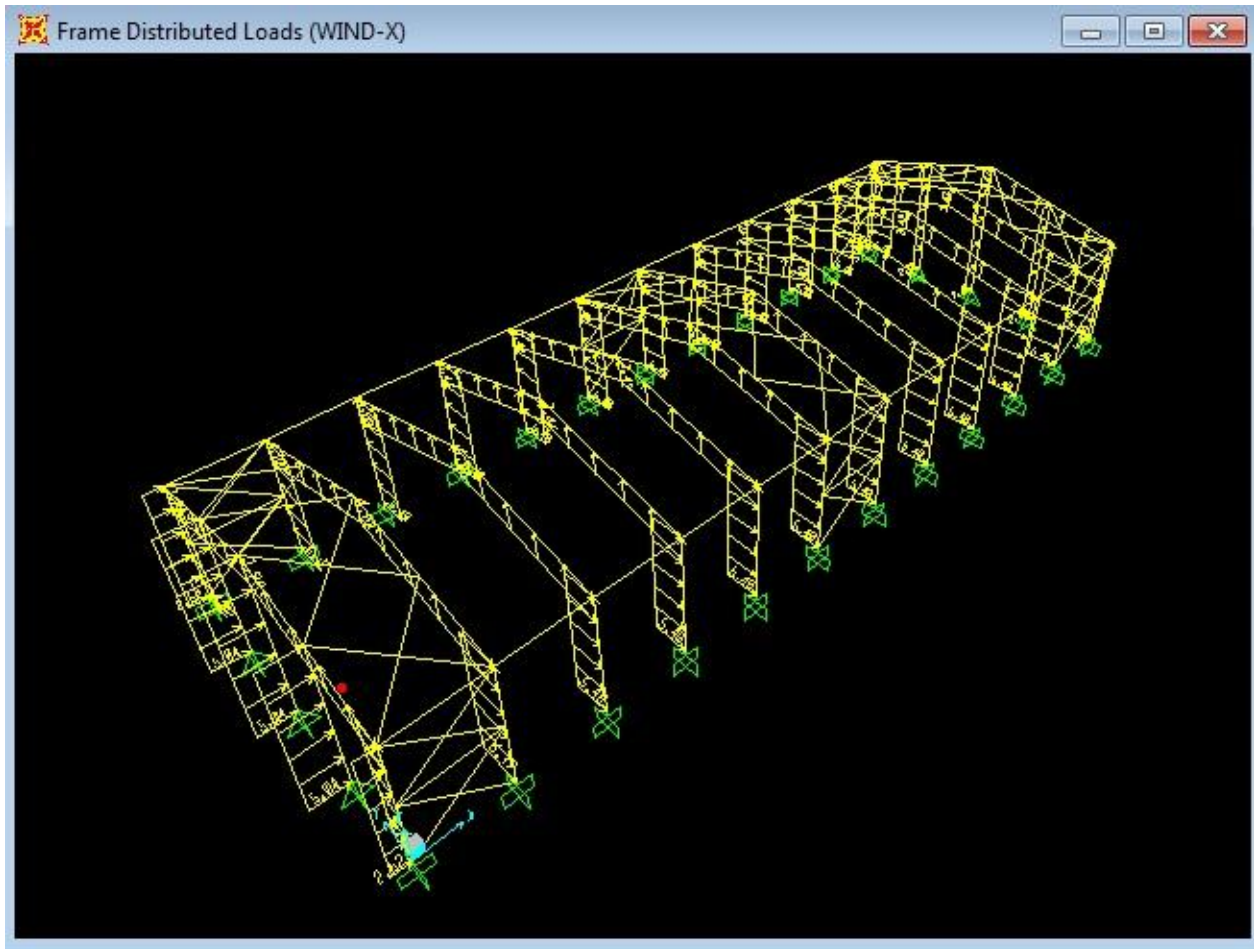
$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$$

**Πίνακας 2.7:** Τελικές πιέσεις λόγω ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=90^\circ$

	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
$w_E$	-1.34	-0.9	-0.56	0.79	-0.34

**Πίνακας 2.8:** Τελικές πιέσεις λόγω ανέμου στην οροφή για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=90^\circ$

	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1.33	-1.3	-0.6	-0.5
$w_E$	-1.49	-1.45	-0.68	-0.57



**Σχήμα 2.10:** Κατανομή φορτίων ανέμου στα πλαίσια και τους μετωπικούς στύλους για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=90^\circ$

#### 2.2.4 Θερμοκρασιακή Μεταβολή

Μια κατασκευή υποβάλλεται κατά τη διάρκεια της ζωής της σε θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι μεταβολές αυτές είναι μεγαλύτερες για κατασκευές στην ύπαιθρο (π.χ. γέφυρες) από άλλων των οποίων τα φέροντα προστατεύονται έναντι θερμοκρασιακών επιρροών από μη φέροντα στοιχεία (π.χ. κτίρια). Επειδή οι θερμοκρασιακές μεταβολές έχουν μικρή διάρκεια, τα εντατικά μεγεθη λόγω των επιρροών τους δεν υπόκεινται σε ερπυσμό και συνεπώς τα αδρανειακά στοιχεία της διατομής υπολογίζονται για βραχυχρόνια φόρτιση.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 1. Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, που οφείλονται στην ολική μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος ( π.χ. χειμώνας-καλοκαίρι) υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της θετικής και της αρνητικής ενεργού θερμοκρασίας.

Η διαφορά θερμοκρασίας (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του) λήφθηκε στην περίπτωσή μας ίση με 20°C.

### 2.2.5 Σεισμική Δράση

#### 2.2.5.1 Γενικά

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

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

Στην παρούσα εργασία οι σεισμικές δράσεις υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8.

#### Θεμελιώδεις απαιτήσεις:

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι εξής απαιτήσεις:

- Ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητα του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με:

α) την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης,  $P_{NCR}$ , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς,  $T_{NCR}$ , και

β) τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$ . Κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε  $P_{NCR} = 10\%$  και η περίοδος επαναφοράς  $T_{NCR} = 475$  έτη.

- Ανάλυση της σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, δηλαδή σεισμικής δράσης με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την "απαίτηση περιορισμού βλαβών" έχει πιθανότητα υπέρβασης, σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς,  $T_{DLR}$ . Κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε  $P_{NCR} = 10\%$  και η περίοδος επαναφοράς  $T_{NCR} = 95$  έτη.

#### 2.2.5.2 Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.9 από τον Ευρωκώδικα η κατασκευή μας ανήκει στην κατηγορία II.

**Πίνακας 2.9:** Κατηγορία 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 ηλεκτρικής ενέργειας.



Για κατηγορία σπουδαιότητας II ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται από τον πίνακα 3.6 του Εθνικού Προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8 ίσος με:  $\gamma_1 = 1.00$

**Πίνακας 2.10:** Συντελεστής σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1$	0,80	1,00	1,20	1,40

### 2.2.5.3 Κατηγορία εδάφους

Προκειμένου να αποτιμηθεί η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση, ο Ευρωκώδικας 8 κατηγοριοποιεί το έδαφος σε 5 τυποποιημένες κατηγορίες (A,B,C,D,E) και σε δύο ειδικές (S1,S2). Η κατάταξη γίνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 2.11.

Η θέση του έργου κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους σε συνάρτηση προς την μέση τιμή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων,  $v_{s,30}$ , όπου υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη έκφραση:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

όπου  $h_i$  και  $v_i$  υποδηλώνουν το πάχος (σε μέτρα) και την ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε τιμή ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης ίση με  $10_{-5}$  ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος, από N συνολικά, που συναντώνται στα πρώτα 30 m από την επιφάνεια. Διαφορετικά χρησιμοποιείται η τιμή του αριθμού κρούσεων στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης  $N_{SP7}/30\text{cm}$ .

Στην παρούσα εργασία κάνουμε την παραδοχή ότι το έδαφος είναι κατηγορίας **B**.

Πίνακας 2.11: Κατηγορία εδάφους

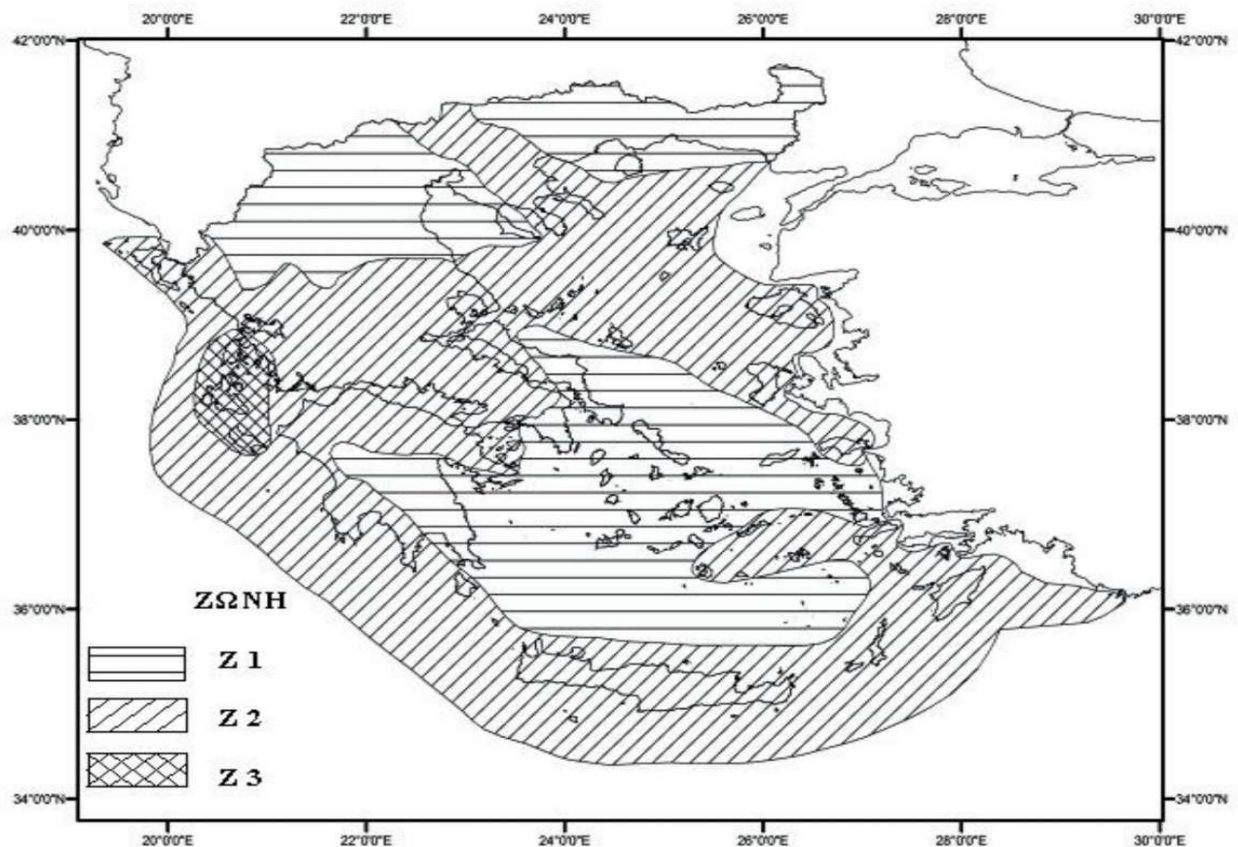
Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (κρούσεις/30 cm)	Cu (Kpa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	>800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360-800	>50	>250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180-360	15-50	70-250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	<180	<15	<70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/5.			
S1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ( $PI > 40$ ) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	<100 (ενδεικτικό)	-	10-20
S2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A - E ή S1		-	

2.2.5.4 Εδαφική Επιτάχυνση Σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα η οποία θεωρείται ότι μέσα σε κάθε ζώνη είναι σταθερή. Η επικινδυνότητα περιγράφεται από μία μοναδική παράμετρο, δηλαδή την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gr}$  σε έδαφος κατηγορίας A.

Η διαίρεση σε σεισμικές ζώνες των Ελληνικών περιοχών γίνεται μέσω του χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας του Εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8 όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.11. Η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gr}$  δίνεται ανάλογα με την σεισμική ζώνη στον Πίνακα 2.12.

Σύμφωνα με τις παραδοχές της παρούσας μελέτης η κατασκευή βρίσκεται στη Ζώνη Ι (Z1) οπότε  $a_{gr}=0,16g$ .



Σχήμα 2.11: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας

**Πίνακας 2.12:** Τιμές αναφοράς  $a_{gr}$  της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

Ζώνη	$A_{gr}/g$
<b>Z1</b>	<b>0.16</b>
Z2	0.24
Z3	0.36

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1=1,0$  (δηλαδή η κατηγορία σπουδαιότητας II, σύμφωνα με τα Ελληνικά δεδομένα) αντιστοιχεί σε σεισμικό γεγονός που έχει την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς.

Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, δηλαδή για κατηγορία σπουδαιότητας διαφορετική της II, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A,  $a_g$ , είναι ίση με  $a_{gr}$  επί τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$  ( $a_g = \gamma_1 * a_{gr}$ )

Για την δική μας μελέτη, σύμφωνα με τα παραπάνω, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με  $a_g = \gamma_1 * a_{gr} = 1,00 * 0,16g \Rightarrow a_g = 0,16g$

#### 2.2.5.5 Προσομοίωση Σεισμικής Δράσης

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο ως "ελαστικό φάσμα απόκρισης". Όμως για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρους ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας, εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Στην δική μας μελέτη εισάγαμε διαφορετικό συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογα με την διεύθυνση του σεισμού και τον τύπο του στατικού συστήματος. Έτσι κατά την διεύθυνση Y όπου έχουμε λειτουργία πλαισίων παραλαβής ροπών εισάγαμε συντελεστή συμπεριφοράς  $q=4,00$ . Κατά την διεύθυνση X ανάλογα με τον τύπο των συνδέσμων δυσκαμψίας έχουμε και διαφορετικό συντελεστή συμπεριφοράς. Στην περίπτωση των διαγώνιων-χιαστί συνδέσμων εισάγαμε συντελεστή συμπεριφοράς  $q=4,00$  ενώ στην περίπτωση των συνδέσμων τύπου  $\Lambda$  εισάγαμε συντελεστή συμπεριφοράς  $q=2,00$ .

### Οριζόντια Σεισμική Δράση

Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από διαφορετικό φάσμα απόκρισης η κάθε μία λόγω του διαφορετικού συντελεστή συμπεριφοράς.

#### Οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης  $S_e(T)$  καθορίζεται από τις ακόλουθες ακφράσεις:

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

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

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

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right]$$

Όπου:

$S_e(T)$  είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

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

$a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ( $a_g = \gamma_1 * a_{gr}$ )

$T_B$  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 τυφάσματος

$S$  είναι ο συντελεστής εδάφους

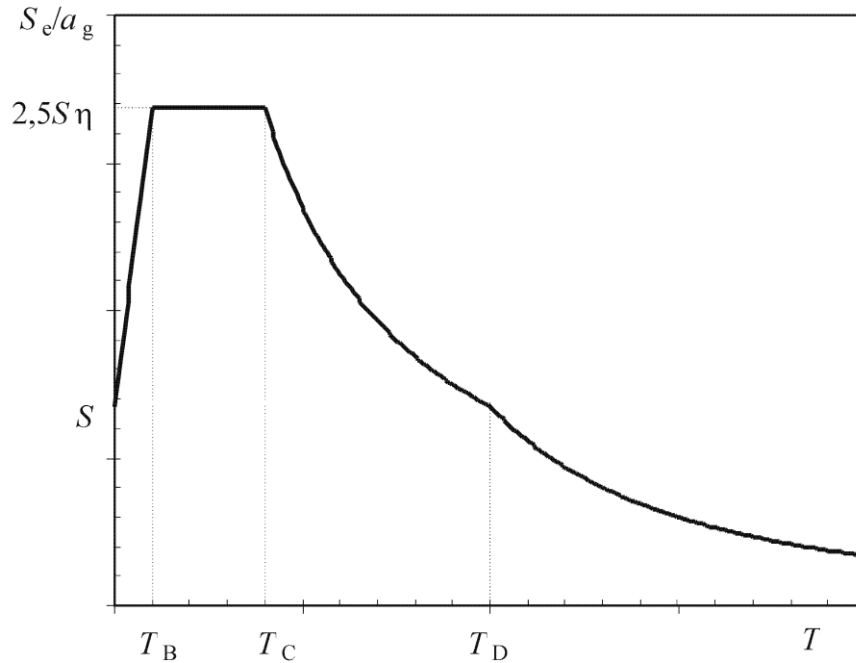
$\eta$  είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς  $\eta=1$  για 5% ιξώδη απόσβεση.

Οι τιμές των περιόδων  $T_B, T_C, T_D$  καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους  $S$ , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους και δίνονται στον Πίνακα 2.13 από το Εθνικό Προσάρτημα. Για την παρούσα μελέτη (κατηγορία εδάφους B) λαμβάνουμε  $T_B = 0,15s, T_C = 0,5s, T_D = 2,0s$  και  $S = 1,2$ .

**Πίνακας 2.13:** Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης τύπου 1

Εδαφικός τύπος	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.0	0.15	0.4	2,0
B	1.2	0.15	0.5	2,0
C	1.15	0.20	0.6	2,0
D	1.35	0.20	0.8	2,0
E	1.4	0.15	0.5	2,0

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 2.12: Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης

Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

Σύμφωνα με τα όσα ανφέρθηκαν παραπάνω, το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$ , στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

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

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

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

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

όπου

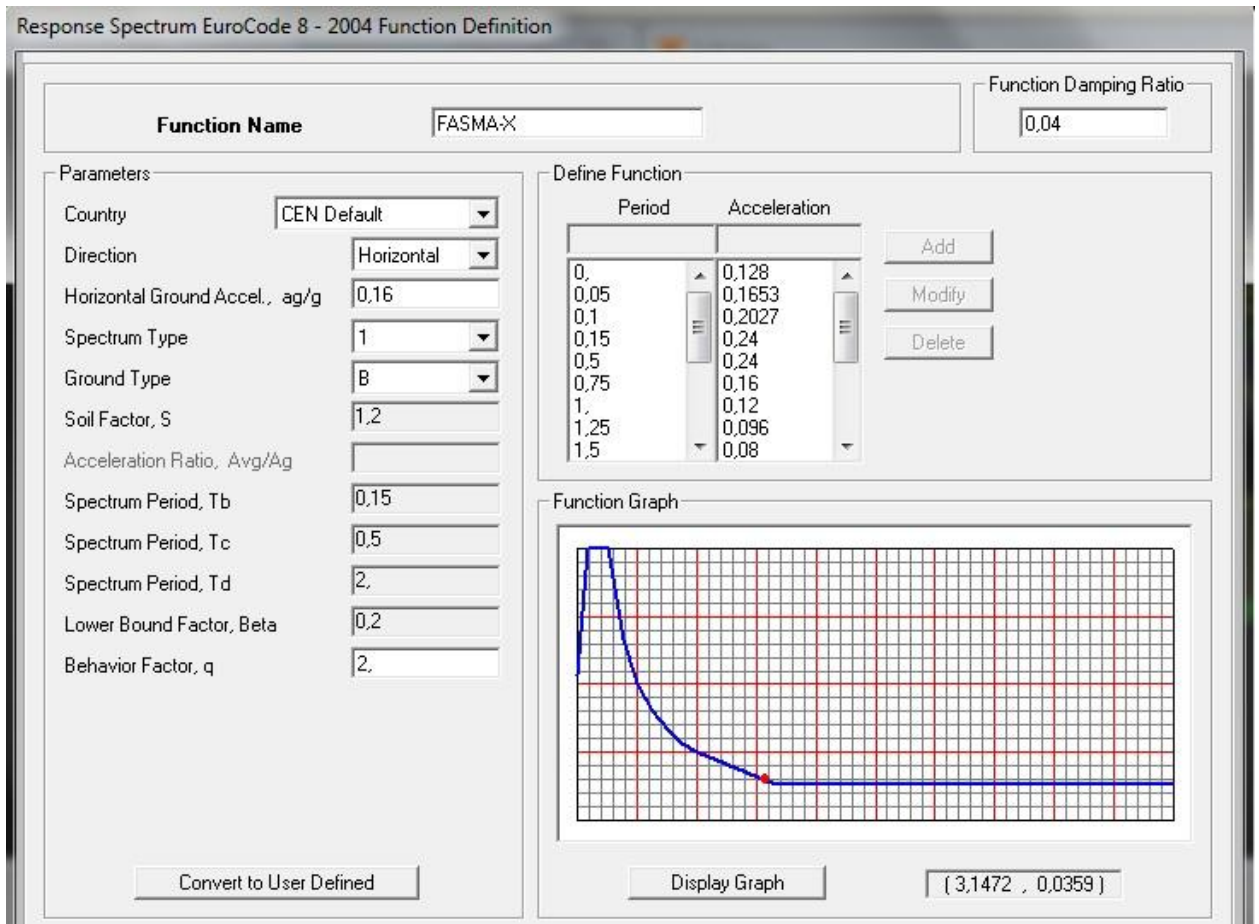
$a_g, S, T_C$ and $T_D$	όπως ορίζονται πιο πάνω
$S_d(T)$	είναι το φάσμα σχεδιασμού
$q$	είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
$\beta$	είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τιμή που αποδίδεται στον  $\beta$  για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή για τον  $\beta$  είναι 0,2 η οποία χρησιμοποιήθηκε και στην παρούσα μελέτη.

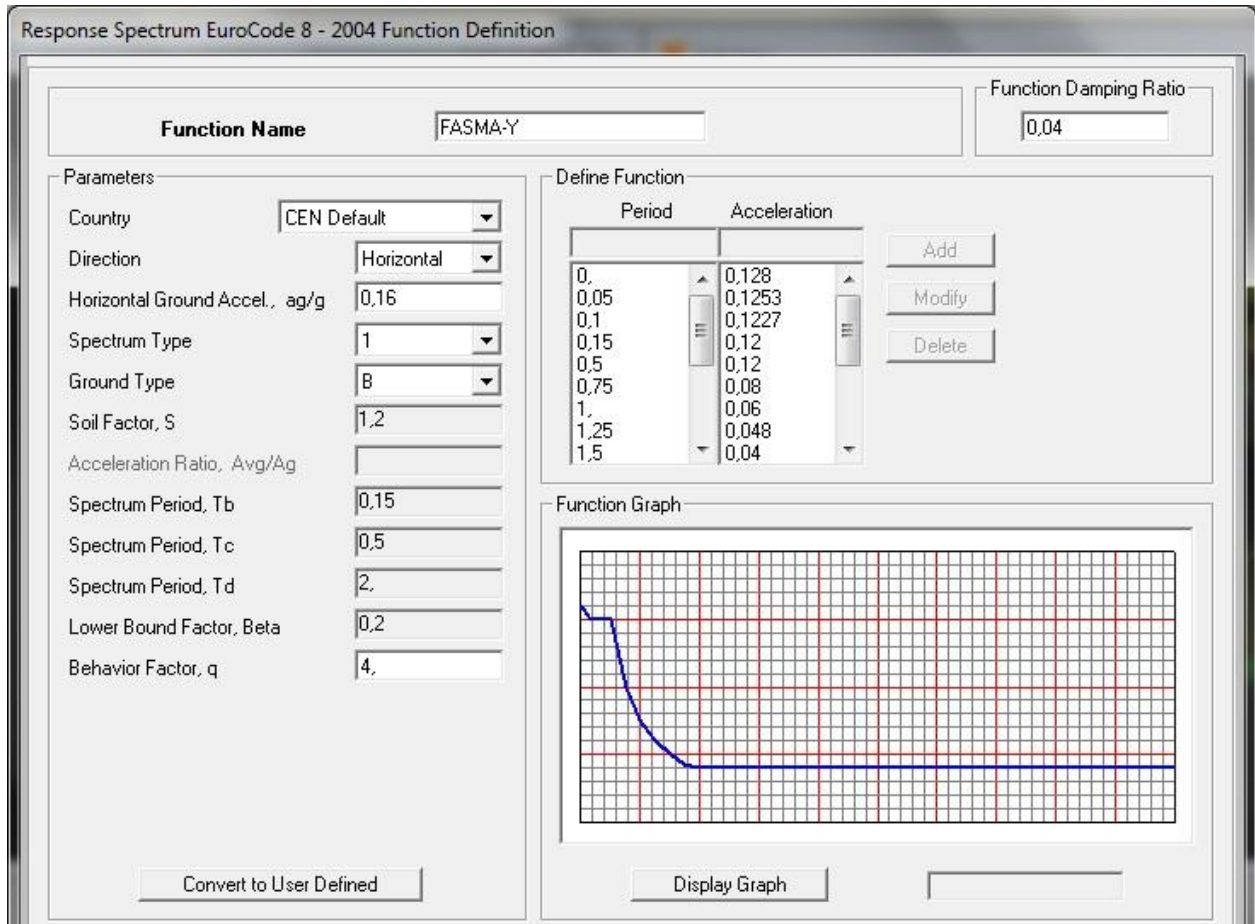
Στα επόμενα σχήματα φαίνεται η μορφή του φάσματος σχεδιασμού ανάλογα με την διεύθυνση του σεισμού και τον τύπο του στατικού συστήματος που χρησιμοποιήθηκε.



## Εναλλακτικοί Τρόποι Σχεδιασμού Μεταλλικών Βιομηχανικών Κτιρίων



Σχήμα 2.13: Μορφή οριζόντιου φάσματος σχεδιασμού κατά τον άξονα X για την περίπτωση μόρφωσης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου Λ.



Σχήμα 2.14: Μορφή οριζόντιου φάσματος σχεδιασμού κατά τον άξονα X για την περίπτωση μόρφωσης κατακόρυφων διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας (χιαστί) και κατά την διεύθυνση Y για πλαισιακή λειτουργία των κύριων φορέων.

### Κατακόρυφη σεισμική δράση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, εάν η επιτάχυνση  $\alpha_{vg}$  είναι μεγαλύτερη από 0,25g η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια στατικά μέλη με άνοιγμα 20m ή περισσότερο.
- Για οριζόντιους ή σχεδόν οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m.
- Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεντεταμένα μέλη.
- Για δικούς που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα.
- Σε φορείς με σεισμική μόνωση

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, βάση του Πίνακα 2.14, από τον Ευρωκώδικα για φάσμα τύπου 1 είναι  $0,9 * \alpha_g$ .

**Πίνακας 2.14:** Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης

ΦΑΣΜΑ	$\alpha_{vg}/\alpha_g$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
ΤΥΠΟΥ 1	0.90	0.05	0.15	1.00
ΤΥΠΟΥ 2	0.45	0.05	0.15	1.00

Για την παρούσα μελέτη ισχύει  $\alpha_{vg} = 0,9 * 0,16g = 0,144g$ . Άρα δεν θα ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού στη μελέτη της υπόψη κατασκευής θεωρώντας ότι η επιρροή της καλύπτεται από τους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_s = 1,35$  και  $\gamma_q = 1,50$  στον συνδυασμό βασικών δράσεων χωρίς σεισμό, και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων.

#### 2.2.5.6 Μέθοδος ανάλυσης

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

1. Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης για κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμμετοχές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.
2. Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί, εφόσον ικανοποιούνται ορισμένες συνθήκες, εναλλακτικά της γραμμικής μεθόδου, μια μη γραμμική μέθοδος όπως:

3. Μη γραμμική στατική ανάλυση (push-over)
4. Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η 2<sup>η</sup> μέθοδος.

#### Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης

Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων. Στη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Αυτό θεωρείται ότι ικανοποιείται αν ισχύει ένα από τα παρακάτω:

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

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η δρώσα ιδιομορφική μάζα  $m_k$ , αντιστοιχεί σε ιδιομορφή  $k$ , καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης, να μπορεί να εκφραστεί ως  $F_{bk} = S_d(T_k) * m_k$ . Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών (για όλες τις ιδιομορφές και μια δεδομένη διεύθυνση) είναι ίση με τη μάζα του φορέα.

Όσον αφορά τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, βάση του Ευρωκώδικα 8, οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης  $i$  και  $j$  (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περιόδους τους  $T_i$  και  $T_j$  ικανοποιούν ( με  $T_j < T_i$  ) τη συνθήκη:  $T_j < 0,9 * T_i$ .

Ακολουθεί σύντομη περιγραφή της μεθόδου όπως αυτή εφαρμόστηκε στην παρούσα μελέτη.

- Κατά την εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης στην υπό μελέτη κατασκευή, έγινε η θεώρηση ενός προσανατολισμού των δύο οριζόντιων, και κάθετων μεταξύ τους, συνιστώσων της σεισμικής δράσης ταυτίζοντάς την με τους άξονες  $X$  και  $Y$ , όπως αυτοί έχουν οριστεί στο προσομοίωμα που έχει εισαχθεί στο πρόγραμμα. Κατά την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίστηκαν οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπεριόδους και ιδιοσυχνότητες.
- Κατά την ιδιομορφική απόκριση, χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, όπως αυτό περιγράφηκε πιο πάνω, υπολογίζοντας για κάθε συνιστώσα του σεισμού την ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση), με καθορισμένο πρόσημο, που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
- Για την ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή του τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία (CQC).
- Για την χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των συνιστώσων του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο) χρησιμοποιήθηκε η Απλή Τετραγωνική Επαλληλία (SRSS).
- Η συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε από το πρόγραμμα, σύμφωνα με τα φορτία που έχουν εισαχθεί, υπό το συνδυασμό:  $MONIMA(G) + 0,7 KINH(TA(Q))$ .

Στην παρούσα εργασία αποδεικνύεται, ότι το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών (και για τις 4 παραλλαγές για τις οποίες μελετήσαμε τον φορέα) που ελήφθησαν υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.

**Πίνακας 2.15:** Ποσοστά συμμετοχής μαζών (για κάθε διεύθυνση) και ιδιοπερίοδοι κτιρίου για την περίπτωση μοντέλου με διαγώνιους χιαστί συνδέσμους με ενισχυμένα ζυγώματα.

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
	MODAL	Mode	1	1,874567	0,00000003946	0,97104	0,00000006786	0,00000003946	0,97104
	MODAL	Mode	2	0,72293	0,0000007246	0,00001331	0,07249	0,0000007286	0,97105
	MODAL	Mode	3	0,465651	0,99092	0,000001158	0,0000004431	0,99092	0,97105
	MODAL	Mode	4	0,334889	0,00000002829	5,57E-14	0,00000005706	0,99092	0,97105
	MODAL	Mode	5	0,334219	0,00000009854	0,000002927	0,0000002085	0,99092	0,97105
	MODAL	Mode	6	0,3303	0,0000000409	0,0000001658	0,00000001016	0,99092	0,97105
	MODAL	Mode	7	0,330116	0,0000003255	9,846E-14	0,00000001323	0,99092	0,97105
	MODAL	Mode	8	0,329981	0,00000003049	3,385E-14	0,00000006646	0,99092	0,97105
	MODAL	Mode	9	0,328366	0,00000004486	0,00001584	0,000001199	0,99092	0,97107
	MODAL	Mode	10	0,282388	0,00123	0,00000000142	0,00000001659	0,99215	0,97107
	MODAL	Mode	11	0,281441	0,0000000117	0,00000008582	0,00973	0,99215	0,97107
	MODAL	Mode	12	0,279821	0,00000001109	0,00000002675	0,00027	0,99215	0,97107
	MODAL	Mode	13	0,278585	0,00041	0,00000004442	0,00000007511	0,99256	0,97107
	MODAL	Mode	14	0,278183	0,00341	0,00000003977	0,00000008327	0,99597	0,97107
	MODAL	Mode	15	0,275285	0,000000125	0,000002303	0,16307	0,99597	0,97107
	MODAL	Mode	16	0,266044	0,00000001704	0,00000009381	0,0000003256	0,99597	0,97107
	MODAL	Mode	17	0,266025	0,00000002572	0,00000007438	0,000002304	0,99597	0,97107
	MODAL	Mode	18	0,265951	1,699E-13	0,00000007528	0,00000002674	0,99597	0,97107
	MODAL	Mode	19	0,265159	0,00000002085	0,00163	0,04112	0,99597	0,9727
	MODAL	Mode	20	0,262962	0,00000001315	0,0002	0,00008779	0,99597	0,9729
	MODAL	Mode	21	0,262685	0,00000003449	0,000001362	0,000005848	0,99597	0,97291
	MODAL	Mode	22	0,262667	0,00000002614	0,000003425	0,00002274	0,99597	0,97291
	MODAL	Mode	23	0,262585	0,00000000359	0,00065	0,00447	0,99597	0,97356
	MODAL	Mode	24	0,261032	0,00000006134	0,0003	0,37171	0,99597	0,97387
	MODAL	Mode	25	0,179813	0	0	0,00014	0,99597	0,97387

Το επιθυμητό άθροισμα ιδιομορφικών μαζών και για τις 2 διευθύνσεις επιτεύχθηκε στην 3<sup>η</sup> ιδιομορφή με ποσοστά:

- $\Sigma m_y = 97,104\%$
- $\Sigma m_x = 99,092\%$

## Εναλλακτικοί Τρόποι Σχεδιασμού Μεταλλικών Βιομηχανικών Κτιρίων

**Πίνακας 2.16:** Ποσοστά συμμετοχής μαζών (για κάθε διεύθυνση) και ιδιοπεριόδοι κτιρίου για την περίπτωση μοντέλου με συνδέσμους τύπου Λ με ενισχυμένα ζυγώματα.

Modal Participating Mass Ratios										
File View Format-Filter-Sort Select Options										
Units: As Noted						Modal Participating Mass Ratios				
	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	
▶	MODAL	Mode	1	1,867653	0,00000004316	0,97239	0,00000008491	0,00000004316	0,97239	▶
	MODAL	Mode	2	0,766484	0,99805	0,000001633	0,000005099	0,99805	0,9724	▶
	MODAL	Mode	3	0,716567	0,00009713	0,00001357	0,07061	0,99814	0,97241	▶
	MODAL	Mode	4	0,377552	0,00000005098	0,00001357	0,0000001086	0,99814	0,97242	▶
	MODAL	Mode	5	0,377062	0,00000001139	0,000001979	0,00000002519	0,99814	0,97242	▶
	MODAL	Mode	6	0,376485	0,00000005396	0,00012	0,0000001199	0,99814	0,97255	▶
	MODAL	Mode	7	0,371772	0,00000001237	4,362E-15	7,082E-17	0,99814	0,97255	▶
	MODAL	Mode	8	0,371738	0,00000004922	0,00000006708	0,0000002899	0,99814	0,97255	▶
	MODAL	Mode	9	0,370313	0,0000000106	0,0000002033	0,00416	0,99814	0,97255	▶
	MODAL	Mode	10	0,369449	7,411E-14	0,0000000276	3,557E-13	0,99814	0,97255	▶
	MODAL	Mode	11	0,369449	0,00000000162	0,00000009659	0,00000002703	0,99814	0,97255	▶
	MODAL	Mode	12	0,368159	0,00000004049	0,00000004125	0,0004	0,99814	0,97255	▶
	MODAL	Mode	13	0,328501	0,00000003251	0,0000009264	0,0000007993	0,99814	0,97255	▶
	MODAL	Mode	14	0,324424	0,00000001236	0,0000005533	0,00000004939	0,99814	0,97255	▶
	MODAL	Mode	15	0,321476	0,00000002561	4,731E-18	2,154E-13	0,99814	0,97255	▶
	MODAL	Mode	16	0,318626	0,00000005226	0,00000001335	0,00000001959	0,99814	0,97255	▶
	MODAL	Mode	17	0,318013	0,00000000122	0,00000008752	0,0000001815	0,99814	0,97255	▶
	MODAL	Mode	18	0,316196	0,00000001171	0,0000009069	0,00000174	0,99814	0,97256	▶
	MODAL	Mode	19	0,277626	0,00003655	0,00000007791	0,00000000587	0,99818	0,97256	▶
	MODAL	Mode	20	0,276919	0,00000004972	0,0000001199	0,00852	0,99818	0,97256	▶
	MODAL	Mode	21	0,274514	0,0000301	0,00000000384	0,00000002604	0,99821	0,97256	▶
	MODAL	Mode	22	0,274227	0,0000273	0,00000009808	0,00000007914	0,99824	0,97256	▶
	MODAL	Mode	23	0,271289	0,0000000401	0,000004624	0,14456	0,99824	0,97256	▶
	MODAL	Mode	24	0,270449	0,00000002181	0,00000003175	0,00103	0,99824	0,97256	▶
	MODAL	Mode	25	0,264288	0,00000001901	0,0016	0,04362	0,99824	0,97417	▶

Το επιθυμητό άθροισμα ιδιομορφικών μαζών και για τις 2 διευθύνσεις επιτεύχθηκε στην 2<sup>η</sup> ιδιομορφή με ποσοστά:

- $\Sigma m_y = 97,239\%$
- $\Sigma m_x = 99,805\%$

**Πίνακας 2.17:** Ποσοστά συμμετοχής μαζών (για κάθε διεύθυνση) και ιδιοπεριόδοι κτιρίου για την περίπτωση μοντέλου με διαγώνιους χιαστί συνδέσμους χωρίς ενισχυμένα ζυγώματα.

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	1,834631	0,00000006516	0,96814	0,00000002855	0,00000006516	0,96814
	MODAL	Mode	2	0,637083	0,00001767	0,000001563	0,1272	0,00001767	0,96814
	MODAL	Mode	3	0,510201	0,99304	0,0000008747	0,000006219	0,99306	0,96814
	MODAL	Mode	4	0,289926	0,00000007748	0,0003	0,000003831	0,99306	0,96844
	MODAL	Mode	5	0,288034	0,00000001811	0,00043	0,00000555	0,99306	0,96887
	MODAL	Mode	6	0,285159	0,00000001289	0,00008035	0,000002234	0,99306	0,96895
	MODAL	Mode	7	0,28489	0,00000000862	0,0000006933	0,00000002161	0,99306	0,96896
	MODAL	Mode	8	0,284571	0,00000007629	0,00000005138	0,00000009492	0,99306	0,96896
	MODAL	Mode	9	0,284435	0,00000000311	0,00146	0,000003812	0,99306	0,97041
	MODAL	Mode	10	0,245872	0,00057	0,00000000391	0,0000001869	0,99363	0,97041
	MODAL	Mode	11	0,245181	0,00000006915	0,00003717	0,00024	0,99363	0,97045
	MODAL	Mode	12	0,243977	0,00000003058	0,0000003844	0,00014	0,99363	0,97045
	MODAL	Mode	13	0,24368	0,00069	0,00000004798	0,0000001641	0,99432	0,97045
	MODAL	Mode	14	0,243282	0,00229	0,00000003837	0,0000000883	0,99661	0,97045
	MODAL	Mode	15	0,242532	0,0000000684	0,000001295	0,00000003077	0,99661	0,97045
	MODAL	Mode	16	0,242509	0,00000006928	0,00002518	0,0000009203	0,99661	0,97048
	MODAL	Mode	17	0,242451	0,00000007823	0,0000004626	0,00000004075	0,99661	0,97048
	MODAL	Mode	18	0,242418	0,00000003789	0,00403	0,00013	0,99661	0,97451
	MODAL	Mode	19	0,240025	0,0000001437	0,00121	0,02195	0,99661	0,97571
	MODAL	Mode	20	0,2374	0,00000003794	0,00129	0,000001229	0,99661	0,977
	MODAL	Mode	21	0,235921	0,00000002507	0,00005498	0,000001968	0,99661	0,97706
	MODAL	Mode	22	0,235911	0,00000000858	0,0000705	0,000002673	0,99661	0,97713
	MODAL	Mode	23	0,23589	0,00000005633	0,00006991	0,000001685	0,99661	0,9772
	MODAL	Mode	24	0,235814	0,00000000016	0,00000006013	0,0000002178	0,99661	0,9772
	MODAL	Mode	25	0,227791	0,000001138	0,00013	0,55857	0,99661	0,97733

Το επιθυμητό άθροισμα ιδιομορφικών μαζών και για τις 2 διευθύνσεις επιτεύχθηκε στην 3<sup>η</sup> ιδιομορφή με ποσοστά:

- $\Sigma m_y = 96,814\%$
- $\Sigma m_x = 99,306\%$



## Εναλλακτικοί Τρόποι Σχεδιασμού Μεταλλικών Βιομηχανικών Κτιρίων

**Πίνακας 2.18:** Ποσοστά συμμετοχής μαζών (για κάθε διεύθυνση) και ιδιοπερίοδοι κτιρίου για την περίπτωση μοντέλου με συνδέσμους τύπου Λ χωρίς ενισχυμένα ζυγώματα.

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	1,834294	0,00000005588	0,96878	0,00000002881	0,00000005588	0,96878
	MODAL	Mode	2	0,84209	0,99835	0,0000001098	0,00000115	0,99835	0,96878
	MODAL	Mode	3	0,63695	0,00002991	0,000001584	0,12775	0,99838	0,96878
	MODAL	Mode	4	0,290327	0,0000001077	0,00028	0,000003574	0,99838	0,96906
	MODAL	Mode	5	0,288433	0,00000003475	0,00039	0,000004801	0,99838	0,96945
	MODAL	Mode	6	0,285436	0,00000003289	0,000000026	0,000003936	0,99838	0,96945
	MODAL	Mode	7	0,28535	0,00000001616	0,00000006887	0,00000001163	0,99838	0,96945
	MODAL	Mode	8	0,285261	0,00000001579	1,644E-13	2,247E-13	0,99838	0,96945
	MODAL	Mode	9	0,284743	0,00000002469	0,00168	0,000003128	0,99838	0,97113
	MODAL	Mode	10	0,24634	0,00002543	4,466E-13	0,00000007326	0,9984	0,97113
	MODAL	Mode	11	0,245697	0,00000000587	0,00002503	0,00028	0,9984	0,97116
	MODAL	Mode	12	0,244435	0,00000006407	0,000003845	0,00004833	0,9984	0,97116
	MODAL	Mode	13	0,244361	0,00003056	0,00000000234	7,884E-14	0,99843	0,97116
	MODAL	Mode	14	0,24424	0,0000294	0,00000000484	0,00000001044	0,99846	0,97116
	MODAL	Mode	15	0,24253	0,00000002962	0,000002072	0,00000004064	0,99846	0,97116
	MODAL	Mode	16	0,242509	0,00000003718	0,00007636	0,0000004262	0,99846	0,97124
	MODAL	Mode	17	0,242453	0,00000001394	0,00389	0,00002024	0,99846	0,97512
	MODAL	Mode	18	0,240143	0,00000009079	0,00132	0,02378	0,99846	0,97645
	MODAL	Mode	19	0,237399	0,00000002643	0,00129	0,000001247	0,99846	0,97774
	MODAL	Mode	20	0,235922	0,00000001395	0,00004785	0,000001705	0,99846	0,97779
	MODAL	Mode	21	0,235911	0,00000006624	0,00007872	0,000003061	0,99846	0,97787
	MODAL	Mode	22	0,235889	0,00000001286	0,0000693	0,000001738	0,99846	0,97793
	MODAL	Mode	23	0,227859	0,00000008267	0,00013	0,5581	0,99846	0,97807
	MODAL	Mode	24	0,180576	1,736E-15	0,00000003277	0,00000005978	0,99846	0,97807
	MODAL	Mode	25	0,180572	0,00000001519	0,000000612	0,00000002884	0,99846	0,97807

Το επιθυμητό άθροισμα ιδιομορφικών μαζών και για τις 2 διευθύνσεις επιτεύχθηκε στην 2<sup>η</sup> ιδιομορφή με ποσοστά:

- $\Sigma m_y = 96,878\%$
- $\Sigma m_x = 99,835\%$

## 2.3 Συνδυασμοί δράσεων

### 2.3.1 Οριακές καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτήν. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του.

Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι προβλεπόμενες από τον Ευρωκώδικα 1 τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων συνοψίζονται στον Πίνακα 2.19.

**Πίνακας 2.19:** Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επιρροή	Ευμενής επιρροή	Δυσμενής επιρροή	Ευμενής επιρροή
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,00	1,00
$\gamma_Q$	1,50	0	1,00	0
$\gamma^{\wedge}\gamma_E$	1,00	0	-	-

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ . Οι συντελεστές αυτοί

## Εναλλακτικοί Τρόποι Σχεδιασμού Μεταλλικών Βιομηχανικών Κτιρίων

εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Οι συντελεστές  $\psi$  για κτίρια όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 1 φαίνονται στον Πίνακα 2.20.

**Πίνακας 2.20:** Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτίρια

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια 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 κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)* Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές $\psi$ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

Το υπό μελέτη κτίριο ανήκει στην κατηγορία E: Χώροι αποθήκευσης.

Οι συντελεστές  $\psi$  για τα φορτία που θα χρησιμοποιηθούν φαίνονται στον Πίνακα 2.21.

**Πίνακας 2.21:** Συντελεστές  $\psi$  για το υπό μελέτη κτίριο

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Ωφέλιμα	1,0	0,9	0,8
Χιόνι	0,5	0,2	0
Άνεμος	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0

### 2.3.1.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κτλ). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

α) Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

β) Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

γ) Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

### 2.3.1.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κτλ). Ο συνδυασμός σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας που χρησιμοποιείται είναι ο χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1$$

### 2.3.2 Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου

Τα φορτία που εισέρχονται στους συνδυασμούς δράσεων και οι συμβολισμοί τους στο πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000 είναι τα ακόλουθα:

1. Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού (υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα): **DEAD**
2. Πρόσθετο μόνιμο φορτίο (επικάλυψη, Η/Μ εξοπλισμός): **SDEAD**
3. Κινητό φορτίο οροφής: **LIVEOROFIS**
4. Φορτίο χιονιού: **SNOW**
5. Φορτίο ανέμου για τη διεύθυνση X ( $\theta=90^\circ$ ): **WIND-X**
6. Φορτίο ανέμου για τη διεύθυνση Y ( $\theta=0^\circ$ ): **WIND-Y**
7. Θερμοκρασιακή μεταβολή: **TEMP**
8. Σεισμικό φορτίο για διεύθυνση X: **EX**
9. Σεισμικό φορτίο για διεύθυνση Y: **EY**

Σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν στις παραγράφους 2.3.1.1 και 2.3.1.2, θεωρήθηκαν οι ακόλουθοι συνδυασμοί φορτίσεων που εισήχθησαν στο πρόγραμμα ανάλυσης και παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.22.

Πίνακας 2.22: Συνδυασμοί δράσεων

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	DEAD	SDEAD	LIVEORF	SNOW	WIND- X	WIND- Y	TEMP	EX	EY
ASTOXIA-1	1,35	1,35	1,50				0,90		
ASTOXIA-2	1,35	1,35		1,50			0,90		
ASTOXIA-3	1,35	1,35		0,75			1,50		
ASTOXIA-4	1,35	1,35				1,50	0,90		
ASTOXIA-5	1,35	1,35			1,50		0,90		
ASTOXIA-6	1,35	1,35	1,50				-0,90		
ASTOXIA-7	1,35	1,35		1,50			-0,90		
ASTOXIA-8	1,35	1,35		0,75			-1,50		
ASTOXIA-9	1,35	1,35				1,50	-0,90		
ASTOXIA-10	1,35	1,35			1,50		-0,90		
LEIT-1	1,00	1,00	1,00				0,60		
LEIT-2	1,00	1,00		1,00			0,60		
LEIT-3	1,00	1,00		0,50			1,00		
LEIT-4	1,00	1,00				1,00	0,60		
LEIT-5	1,00	1,00			1,00		0,60		
LEIT-6	1,00	1,00					-0,60		
LEIT-7	1,00	1,00		1,00			-0,60		
LEIT-8	1,00	1,00		0,50			-1,00		
LEIT-9	1,00	1,00				1,00	-0,60		
LEIT-10	1,00	1,00			1,00		-0,60		
SEISMIC-1	1,00	1,00	0,80					1,00	0,30
SEISMIC-2	1,00	1,00	0,80					1,00	-0,30
SEISMIC-3	1,00	1,00	0,80					-1,00	0,30
SEISMIC-4	1,00	1,00	0,80					-1,00	-0,30
SEISMIC-5	1,00	1,00	0,80					0,30	1,00
SEISMIC-6	1,00	1,00	0,80					-0,30	1,00
SEISMIC-7	1,00	1,00	0,80					0,30	-1,00
SEISMIC-8	1,00	1,00	0,80					-0,30	-1,00

### 3 ΑΝΑΛΥΣΗ-ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

#### 3.1 Γενικά

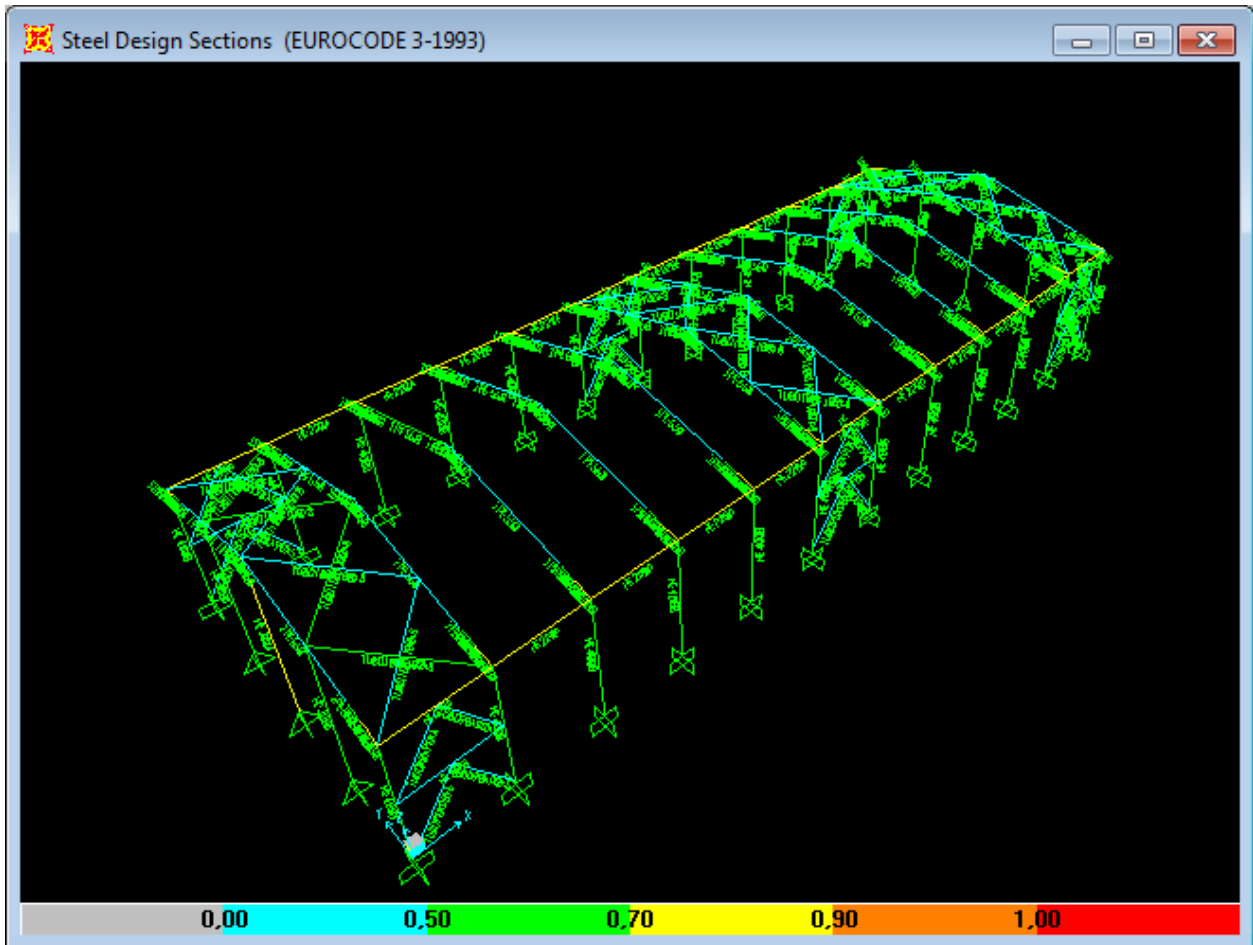
Η στατική ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου έγινε με τη βοήθεια ηλεκτρονικού υπολογιστή με χρήση του προγράμματος ανάλυσης και διαστασιολόγησης SAP2000.

Μέσω του πιο πάνω προγράμματος βρέθηκαν τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα στοιχεία της κατασκευής για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεως. Ο έλεγχος επάρκειας των διατομών γίνεται αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα με βάση τον Ευρωκώδικα 3.

Τα διάφορα μέλη της κατασκευής χωρίστηκαν σε GROUPS και για την επιλογή των διατομών τους σχηματίστηκαν λίστες μέσα από τις οποίες το πρόγραμμα επιλέγει την βέλτιστη διατομή (από άποψη οικονομίας και αντοχής) και με την οποία διαστασιολογεί το κάθε μέλος ξεχωριστά όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.1. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της εντολής *Start Steel Design/Check of Structure*, με την οποία το πρόγραμμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης εμφανίζει τον συντελεστή εκμετάλλευσης για το κάθε μέλος ξεχωριστά όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.



Σχήμα 3.1: Λίστα αυτόματης επιλογής διατομής (Μετωπικοί Στύλοι)



Σχήμα 3.2: Συντελεστές εκμετάλλευσης

### 3.2 Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών κτιρίου

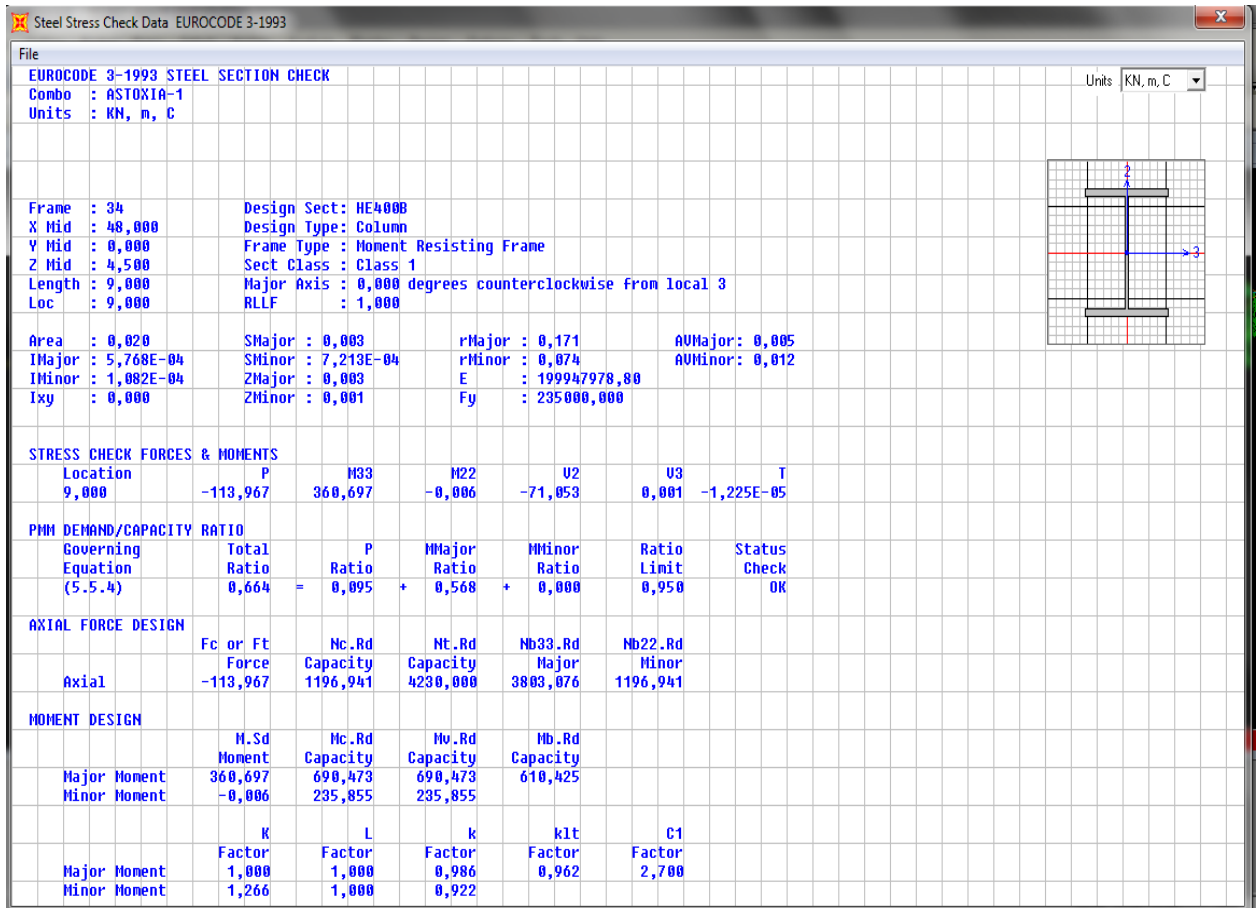
Το κάθε μέλος του κτιρίου διαστασιολογήθηκε ανάλογα με το μέγιστο εντεινόμενο μέλος της ομάδας (GROUP) στην οποία εντάχθηκε. Τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης αυτής παρουσιάζονται πιο κάτω.



### 3.2.1 Υποστυλώματα

Επιλέχθηκε διατομή **HEB 400**

Περισσότερη ένταση παρατηρείται στο μοντέλο με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου χιαστί και ενισχυμένα ζυγώματα. Το μέγιστα εντεινόμενο μέλος είναι το υποστυλώμα στο πλαίσιο G με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,664.



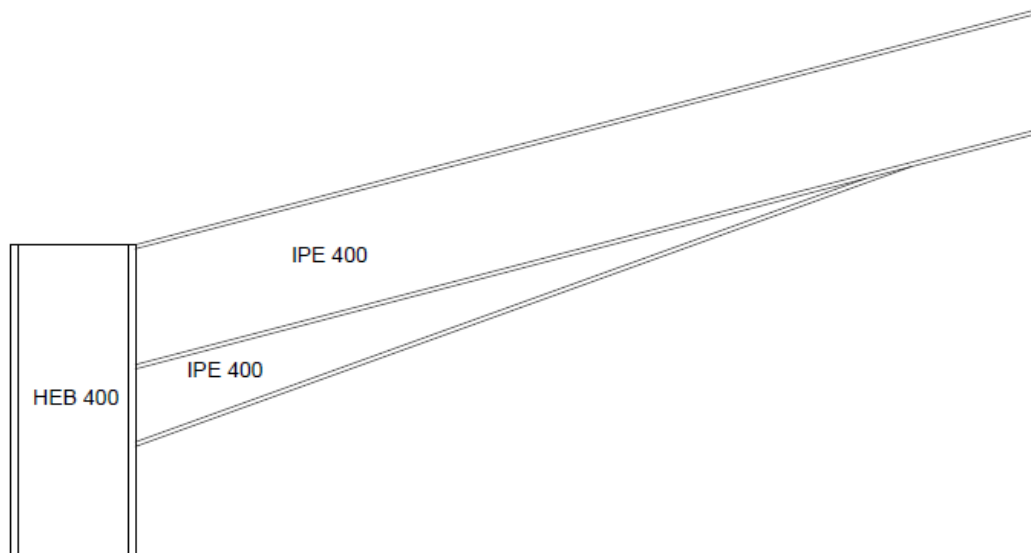
Σχήμα 3.3: Ανάλυση υποστυλώματος

### 3.2.2 Ζυγώματα

Για τα ζυγώματα η διαστασιολόγηση έγινε λαμβάνοντας υπόψη δύο περιπτώσεις. Στην 1<sup>η</sup> περίπτωση τα ζυγώματα ενώνονται μεταξύ τους και με τα υποστυλώματα απλά χωρίς κάποια ενίσχυση. Στην 2<sup>η</sup> περίπτωση στις ενώσεις των ζυγωμάτων μεταξύ τους και με τα υποστυλώματα προσθέτουμε πέλμα της ίδιας διατομής με αυτήν η οποία τελικά επιλέχθηκε όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.4.

Στην περίπτωση όπου δεν είχαμε ενίσχυση στους κόμβους επιλέχθηκε διατομή **IPE 550** και το μέγιστο εντεινόμενο μέλος εντοπίζεται στο μοντέλο με κατακόρυφους συνδέσμους τύπου Λ, στο πλαίσιο C με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,870.

Στην περίπτωση όπου είχαμε ενίσχυση στους κόμβους των ζυγωμάτων επιλέξαμε διατομή **IPE 400** με την τοποθέτηση πέλματος της ίδιας διατομής με ύψος 25cm (το οποίο μειώνεται μέχρι να μηδενιστεί) και μήκος 2,5m στον κόμβο με το υποστύλωμα και ύψους 10cm και μήκος 1m στον κορφιά. Το μέγιστο εντεινόμενο μέλος εντοπίστηκε στο μοντέλο με τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους στο πλαίσιο C με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,924.



Σχήμα 3.4: Λεπτομέρεια διαμόρφωσης ενισχυμένου κόμβου ζυγώματος-υποστυλώματος

## Εναλλακτικοί Τρόποι Σχεδιασμού Μεταλλικών Βιομηχανικών Κτιρίων

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK  
 Combo : ASTOXIA-6  
 Units : KN, m, C

Units: KN, m, C

Frame : 201      Design Sect: IPE550  
 X Mid : 12,000    Design Type: Brace  
 Y Mid : 23,750    Frame Type : Moment Resisting Frame  
 Z Mid : 0,063     Sect Class : Class 2  
 Length : 0,515    Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
 Loc : 0,000       RLLF : 1,000

Area : 0,013      SMajor : 0,002      rMajor : 0,224      AUMajor: 0,006  
 IMajor : 6,712E-04    SMinor : 2,541E-04    rMinor : 0,045      AUMinor: 0,006  
 IMinor : 2,668E-05    ZMajor : 0,003       E : 210000000,00  
 Ixy : 0,000         ZMinor : 4,010E-04    Fy : 235000,000

**STRESS CHECK FORCES & MOMENTS**

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-932,535	-324,267	-0,003	-93,664	-0,009	-1,870E-04

**PMH DEMAND/CAPACITY RATIO**

Governing Equation (5.4.8.1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,870	0,326	0,545	0,000	0,950	OK

**AXIAL FORCE DESIGN**

Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-932,535	2862,727	2862,727	2862,727

**MOMENT DESIGN**

M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	-324,267	595,405	595,405
Minor Moment	-0,003	85,668	85,668

	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,970	1,000	1,063
Minor Moment	1,000	1,000	0,802		

Σχήμα 3.5: Ανάλυση ζυγώματος IPE 550

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK  
 Combo : ASTOXIA-1  
 Units : KN, m, C

Units: KN, m, C

Frame : 90      Design Sect: IPE400  
 X Mid : 12,000    Design Type: Brace  
 Y Mid : 17,250    Frame Type : Moment Resisting Frame  
 Z Mid : 10,688    Sect Class : Class 1  
 Length : 8,762    Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
 Loc : 8,762       RLLF : 1,000

Area : 0,008      SMajor : 0,001      rMajor : 0,165      AUMajor: 0,003  
 IMajor : 2,313E-04    SMinor : 1,464E-04    rMinor : 0,039      AUMinor: 0,004  
 IMinor : 1,318E-05    ZMajor : 0,001       E : 199947978,80  
 Ixy : 0,000         ZMinor : 2,290E-04    Fy : 235000,000

**STRESS CHECK FORCES & MOMENTS**

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
8,762	-71,083	-153,595	1,094E-04	70,579	-3,386E-05	-9,187E-06

**PMH DEMAND/CAPACITY RATIO**

Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,924	0,266	0,658	0,000	0,950	OK

**AXIAL FORCE DESIGN**

Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-71,083	267,547	1805,227	1621,420

**MOMENT DESIGN**

M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	-153,595	279,223	200,227
Minor Moment	1,094E-04	48,923	48,923

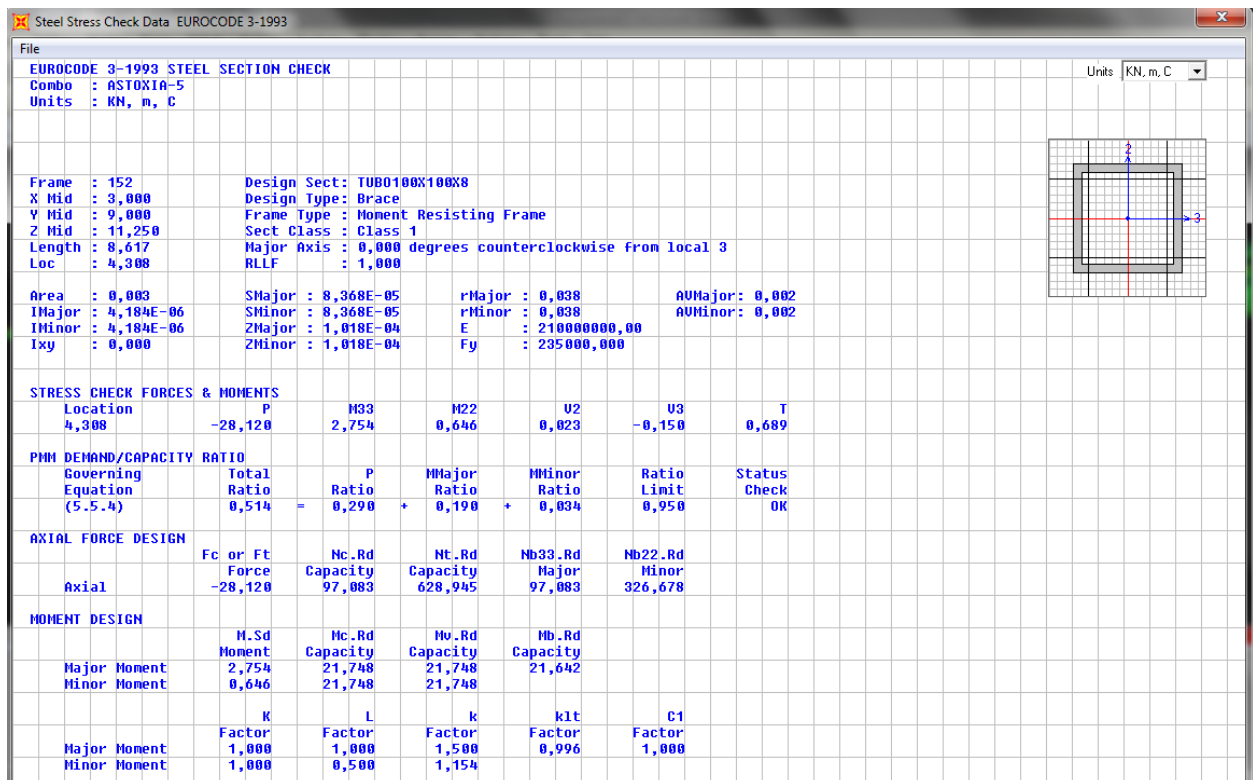
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,993	0,858	2,700
Minor Moment	1,000	1,000	0,783		

Σχήμα 3.6: Ανάλυση ζυγώματος IPE 400

### 3.2.3 Οριζόντιοι συνδέσμοι δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε διατομή **TUBO 100X100X8**

Η μεγαλύτερη ένταση εντοπίστηκε στο μοντέλο με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου  $\Lambda$  χωρίς ενισχυμένα ζυγώματα. Το μέγιστο εντεινόμενο μέλος είναι το στοιχείο 152 με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,514.



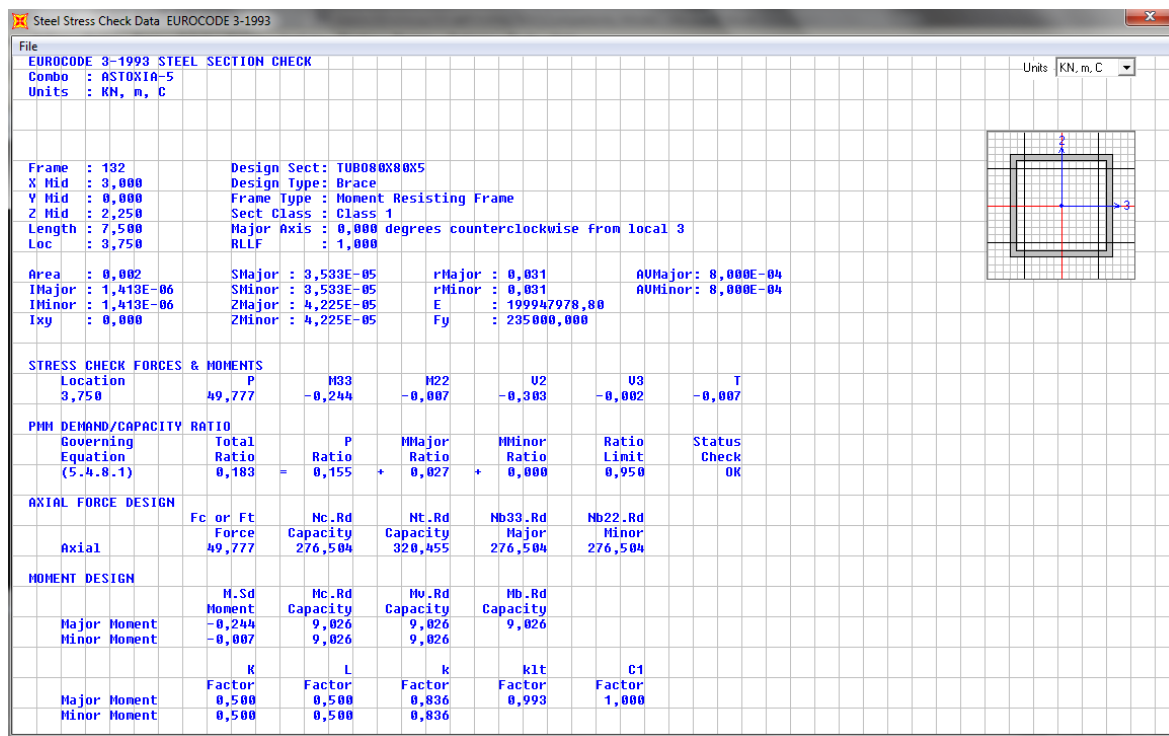
Σχήμα 3.7: Ανάλυση οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας

### 3.2.4 Κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας

Για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέχθηκε διαφορετική διατομή ανάλογα με τον τύπο διαμόρφωσης των συνδέσμων.

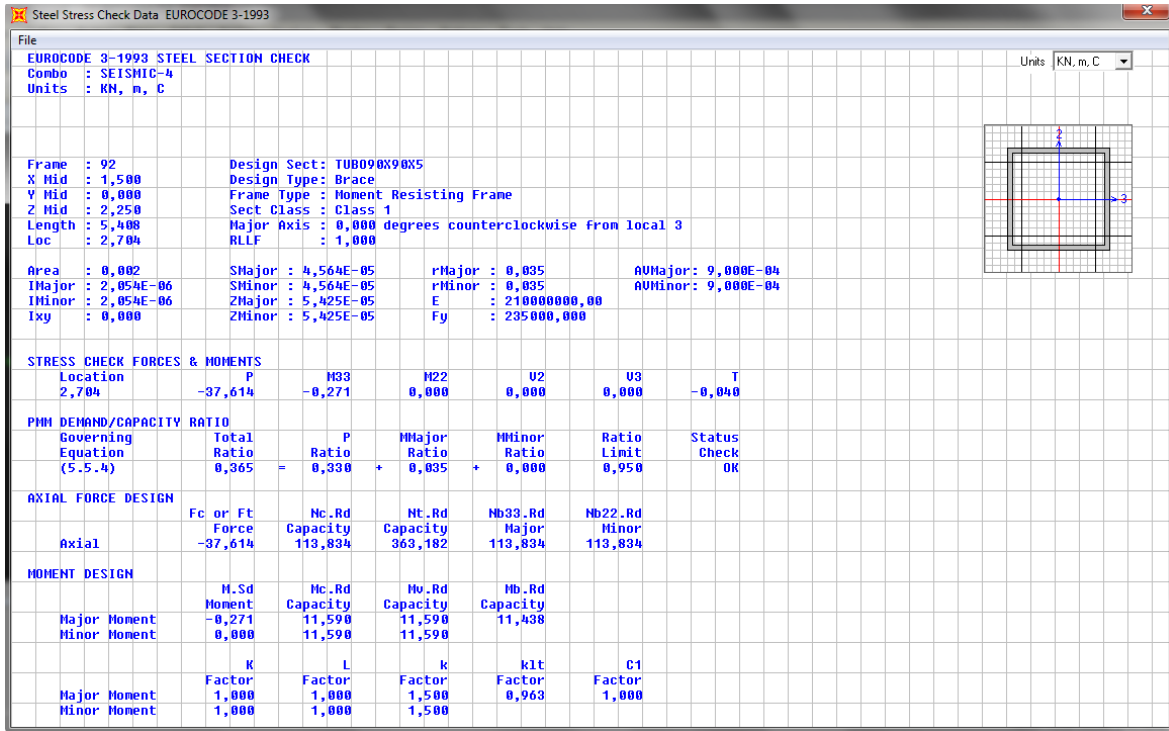
Στην περίπτωση όπου είχαμε διαμόρφωση διαγώνιων-χιαστί συνδέσμων επιλέχθηκε διατομή **TUBO 80X80X5** και η περισσότερη ένταση εντοπίστηκε στο μοντέλο χωρίς ενισχυμένα ζυγώματα στο στοιχείο 132 με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,183.

Στην περίπτωση όπου είχαμε διαμόρφωση συνδέσμων τύπου  $\Lambda$  επιλέχθηκε διατομή **TUBO 90X90X5** και η περισσότερη ένταση εντοπίστηκε στο μοντέλο χωρίς ενισχυμένα ζυγώματα στο στοιχείο 92 με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,365.



Σχήμα 3.8: Ανάλυση κατακόρυφου συνδέσμου (χιαστί)

# Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο



Σχήμα 3.9: Ανάλυση κατακόρυφου συνδέσμου (Λ)

### 3.2.5 Κεφαλοδοκοί

Επιλέχθηκε διατομή **TUBO 140X140X8**

Η περισσότερη ένταση εντοπίστηκε στο μοντέλο με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψιάς τύπου Λ με ενισχυμένα ζυγώματα. Το περισσότερο εντεινόμενο μέλος είναι το στοιχείο 49 με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,675.

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK

Combo : ASTOXIA-3

Units : KN, m, C

Units: KN, m, C

Frame : 49 Design Sect: TUB0140X140X8

X Mid : 3,000 Design Type: Beam

Y Mid : 0,000 Frame Type: Moment Resisting Frame

Z Mid : 9,000 Sect Class : Class 1

Length : 6,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3

Loc : 0,000 RLLF : 1,000

Area : 0,004 SMajor : 1,759E-04 rMajor : 0,054 AUMajor: 0,002

IMajor : 1,231E-05 SMinor : 1,759E-04 rMinor : 0,054 AUMinor: 0,002

IMinor : 1,231E-05 ZMajor : 2,093E-04 E : 210000000,00

Ixy : 0,000 ZMinor : 2,093E-04 Fy : 235000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-311,393	1,155	0,072	0,590	0,003	0,087

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,675	= 0,638	+ 0,034	+ 0,002	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

Fc or Ft Force	Mc.Rd Capacity	Mt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-311,393	487,760	902,400	805,933
		487,760	487,760	487,760

MOMENT DESIGN

M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	1,155	44,714	44,714
Minor Moment	0,072	44,714	44,714

	K	L	k	k1t	C1
Major Moment	1,000	0,500	1,307	0,953	1,023
Minor Moment	1,000	1,000	1,500		

Σχήμα 3.10: Ανάλυση κεφαλοδοκού

### 3.2.6 Μετωπικοί Στύλοι

Επιλέχθηκε διατομή **HEA 300**

Η περισσότερη ένταση εντοπίστηκε στο μοντέλο με τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους χωρίς ενισχυμένα ζυγώματα. Το περισσότερο εντεινόμενο μέλος είναι ο κεντρικός μετωπικός στύλος της πρόσοψης του κτιρίου με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,826.

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK

Combo : ASTOXIA-9

Units : KN, m, C

Units: KN, m, C

Frame : 110      Design Sect: HE300A  
 X Mid : 0,000      Design Type: Column  
 Y Mid : 12,000      Frame Type : Moment Resisting Frame  
 Z Mid : 6,000      Sect Class : Class 2  
 Length : 12,000      Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
 Loc : 6,000      RLLF : 1,000

Area : 0,011      SMajor : 0,001      rMajor : 0,127      AUMajor: 0,002  
 IMajor : 1,826E-04      SMinor : 4,207E-04      rMinor : 0,075      AUMinor: 0,007  
 IMinor : 6,310E-05      ZMajor : 0,001      E : 199947978,80  
 Ixy : 0,000      ZMinor : 6,410E-04      Fy : 235000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
6,000	0,000	145,800	0,000	0,000	0,000	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,826	= 0,000	+ 0,826	+ 0,000	0,950	OK

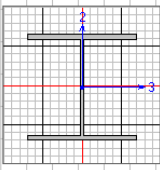
AXIAL FORCE DESIGN

	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	0,000	591,887	2414,091	1395,398	591,887

MOMENT DESIGN

	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mu.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	145,800	295,459	295,459	176,467
Minor Moment	0,000	136,941	136,941	

	K Factor	L Factor	k Factor	kIt Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Moment	1,000	1,000	1,000		



Σχήμα 3.11: Ανάλυση Μετωπικού Στύλου



### 3.2.7 Τεγίδες-Μηκίδες

Οι τεγίδες και οι μηκίδες είναι στοιχεία κυρίως καμπτόμενα. Διαστασιολογούνται με βάση τη μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή κάμψης περί τον ισχυρό άξονα και στην συνέχεια ελέγχονται σε τέμνουσα και διαξονική κάμψη.

#### 3.2.7.1 Διαστασιολόγηση τεγίδων

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή κάμψης σε μια αμφιέριστη τεγίδα ισούται με  $ql^2/8$ .

Το πλάτος επιρροής για τα φορτία στην τεγίδα ισούται με 3,10m. Τα φορτία στην τεγίδα είναι τα εξής:

- Ίδιο βάρος τεγίδας:  $g=0,262 \text{ KN/m}$
- Φορτίο επικάλυψης οροφής (πρόσθετο μόνιμο):  $g'=0,30 \text{ KN/m}^2 * 3,10\text{m} \Rightarrow g'=0,93 \text{ KN/m}$
- Κινητό φορτίο οροφής:  $q=0,75 \text{ KN/m}^2 * 3,10\text{m} \Rightarrow q=2,33 \text{ KN/m}$
- Φορτίο χιονιού:  $s=0,65 \text{ KN/m}^2 * 3,10\text{m} \Rightarrow s=2,02 \text{ KN/m}$
- Φορτίο ανέμου:  $w=-1,49 \text{ KN/m}^2 * 3,10\text{m} \Rightarrow w=4,62 \text{ KN/m}$

Η τεγίδα βρίσκεται υπό γωνία  $\alpha=14,6^\circ$ , συνεπώς για την οριακή κατάσταση αστοχίας υπολογίζουμε το συνδυασμό δράσεων με κύρια μεταβλητή το φορτίο ανέμου διότι είναι η κύρια φόρτιση στην τεγίδα.

#### Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα

Για δυσμενή συνδυασμό με φορτία προς τα πάνω και κύρια φόρτιση τον άνεμο έχουμε:

$$P_{d,y} = [1,00 * (g + g') + 0 * q] * \cos(\alpha) + 1,50w$$

$$= 1,00 * (0,262 + 0,93) * \cos(14,6) - 1,50 * 4,62 \Rightarrow P_{d,y} = -5,74 \text{ KN/m}$$

#### Κάμψη περί τον ασθενή άξονα

Για δυσμενή συνδυασμό με φορτία προς τα κάτω και κύρια φόρτιση το χιόνι έχουμε:

$$P_{d,z} = [1,35(g + g') + 0 * 1,00 * q + 1,50 * s] * \sin(\alpha) =$$

$$= [1,35 * (0,262 + 0,93) + 1,50 * 2,02] * \sin(14,6) \Rightarrow P_{d,z} = 1,17 \text{ KN/m}$$

Υπενθυμίζεται ότι το κινητό φορτίο οροφής δεν συνδυάζεται με τα φορτία χιονιού ή ανέμου.

$$M_{Ed,y} = P_{d,y} * l^2 / 8 = 5,74 * 6^2 / 8 = 25,83 \text{ KNm} = 2583 \text{ KNcm}$$

$$M_{Ed,z} = P_{d,z} * l^2 / 8 = 1,17 * 6^2 / 8 = 5,27 \text{ KNm} = 527 \text{ KNcm}$$

Για χάλυβα S235 έχουμε  $M_{Ed,y} \leq M_{pl,Rd,y} = W_{pl,Rd,y} * f_y / \gamma_{m0}$

Άρα πρέπει  $W_{pl,Rd,y} \geq M_{Ed,y} * \gamma_{m0} / f_y$

$$W_{pl,Rd,y} \geq 2583 * 1,0 / 23,5 = 109,92 \text{ cm}^3$$

Επιλέγουμε διατομή **IPE 200** με  $W_{pl,Rd,y} = 220,6 \text{ cm}^3$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Ed} = q * l / 2 = 5,74 * 6 / 2 = 17,22 \text{ KN}$$

$$V_{c,Rd} = (A_{vz} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{m0}) = (14,00 * 23,5) / (\sqrt{3} * 1,0)$$

$$\Rightarrow V_{c,Rd} = 189,94 \text{ KN} > V_{Ed} = 17,22 \text{ KN}$$

Άρα ο έλεγχος σε τέμνουσα ικανοποιείται.

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

Για διατομές I και H έχω:  $\alpha=2$ ,  $\beta=5$  αλλά  $\beta \geq 1$

Όπου  $\eta = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

Επειδή όπου  $N_{Ed} = 0$ , έχω  $\alpha=2$  και  $\beta=1$

$$M_{y,Rd} = W_{pl,Rd,y} * f_y = 220,6 * 23,5 = 5184 \text{ KNcm}$$

$$M_{z,Rd} = W_{pl,Rd,z} * f_y = 44,61 * 23,5 = 1048 \text{ KNcm}$$

$$\Rightarrow (2583/5184)^2 + (527/1048) = 0,75 < 1$$

$\Rightarrow$  Ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

### 3.2.7.2 Διαστασιολόγηση μηκίδων

Το πλάτος επιρροής της μηκίδας στην παρούσα εργασία είναι 2m. Τα φορτία στην μηκίδα είναι τα εξής:

- Ίδιο βάρος μηκίδας:  **$g=0,158 \text{ KN/m}$**
- Φορτίο ανέμου:  $w=1,35 \text{ KN/m}^2 * 2,00 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{w=2,70 \text{ KN/m}}$

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας έχουμε:

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα

$$P_{d,y} = 1,35 * g + 1,50 * w = 1,35 * 0,158 + 1,50 * 2,70 \Rightarrow P_{d,y} = 4,26 \text{ KN/m}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα

$$P_{d,z} = 1,35 * g + 1,50 * w = 1,35 * 0,158 + 1,50 * 0 \Rightarrow P_{d,z} = 0,213 \text{ KN/m}$$

$$M_{Ed,y} = P_{d,y} * l^2/8 = 4,26 * 6^2/8 = 19,17 \text{ KNm} = \mathbf{1917 \text{ KNcm}}$$

$$M_{Ed,z} = P_{d,z} * l^2/8 = 0,213 * 6^2/8 = 0,96 \text{ KNm} = \mathbf{96 \text{ KNcm}}$$

Για χάλυβα S235 έχουμε:  $M_{Ed,y} \leq M_{pl,Rd,y} = W_{pl,Rd,y} * f_y / \gamma_{\mu 0}$

Άρα πρέπει  $W_{pl,Rd,y} \geq M_{Ed,y} * \gamma_{\mu 0} / f_y$

$$W_{pl,Rd,y} \geq 1917 * 1,00 / 23,5 \Rightarrow W_{pl,Rd,y} \geq 81,5 \text{ cm}^3$$

Επιλέγουμε διατομή **IPE 160** με  $W_{pl,Rd,y} = 123,9 \text{ cm}^3$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Ed} = q * l^2/2 = 4,26 * 6/2 = 12,78 \text{ KN}$$

$$V_{c,Rd} = (A_{vz} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{\mu 0}) = (9,66 * 23,5) / (\sqrt{3} * 1,00)$$

$$\Rightarrow V_{c,Rd} = \mathbf{131 \text{ KN}} > V_{Ed} = \mathbf{12,78 \text{ KN}}$$

Άρα ο έλεγχος σε τέμνουσα ικανοποιείται.

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^b \leq 1$$

Για διατομές I και H έχω:  $a=2$ ,  $b=5$  η αλλά  $b \geq 1$

Όπου  $\eta = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

Επειδή όπου  $N_{Ed} = 0$ , έχω  $a=2$  και  $b=1$

$$M_{y,Rd} = W_{pl,Rd,y} * f_y = 123,9 * 23,5 = 2911 \text{ KNcm}$$

$$M_{z,Rd} = W_{pl,Rd,z} * f_y = 26,10 * 23,5 = 613 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow (1917/2911)^2 + (96/613) = 0,59 < 1$$

$\Rightarrow$  Ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

### 3.3 Τελική επιλογή διατομών

Στον Πίνακα 3.1 παρουσιάζονται συνοπτικά οι τελικές διατομές που επιλέχθηκαν ανάλογα με την παραλλαγή του μοντέλου που χρησιμοποιήσαμε.

**Πίνακας 3.1:** Τελικές διατομές

ΜΕΛΟΣ	ΠΑΡΑΛΛΑΓΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ			
	ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ-Α	ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ-Χ	ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ-Α	ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ-Χ
	ΔΙΑΤΟΜΗ			
Ζυγώματα	IPE 400	IPE 400	IPE 550	IPE 550
Υποστυλώματα	HEB 400	HEB 400	HEB 400	HEB 400
Οριζόντιοι συνδέσμοι δυσκαμψίας	TUBO 100X100X8	TUBO 100X100X8	TUBO 100X100X8	TUBO 100X100X8
Κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας	TUBO 90X90X5	TUBO 80X80X5	TUBO 90X90X5	TUBO 80X80X5
Μετωπικοί στύλοι	HEA 300	HEA 300	HEA 300	HEA 300
Κεφαλοδοκοί	TUBO 140X140X8	TUBO 140X140X8	TUBO 140X140X8	TUBO 140X140X8
Τεγίδες	IPE 200	IPE 200	IPE 200	IPE 200
Μηκίδες	IPE 160	IPE 160	IPE 160	IPE 160

## 4 ΕΛΕΓΧΟΣ-ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

### 4.1 Μετατοπίσεις

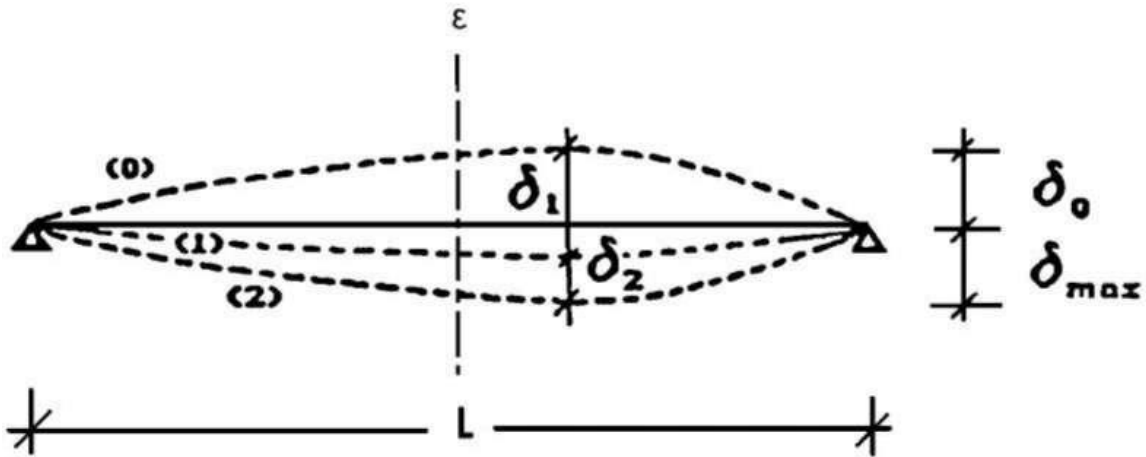
#### 4.1.1 Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Η Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι επίσης αναγκαίο να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό, περιλαμβάνουν κατασκευές εκτεθειμένες σε σημαντικές δυναμικές καταπονήσεις ή εκείνες που εξυπηρετούν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με την ακαμψία της κατασκευής παρά με την αντοχή της.

Για κατασκευές από χάλυβα, επαρκής δυσκαμψία εξασφαλίζεται γενικά υπολογίζοντας τις μετακινήσεις και εξασφαλίζοντας ότι αυτές είναι μικρότερες από τα προκαθορισμένα όρια. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στη συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση την ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα με την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις είναι δυνατόν να προκαλέσουν ένα πλήθος ανεπιθύμητων καταστάσεων, τόσο αισθητικών αλλά κυρίως λειτουργικών. Μερικά από αυτά είναι οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής (ειδικά όταν χρησιμοποιούνται εύθραυστα υλικά όπως γύψινες κατασκευές και ασβεστοκονιάματα), οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών, αλλαγές στη στατική λειτουργία του φορέα, που μπορεί να προκαλέσει ακόμα και αστοχίες.

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



Σχήμα 4.1: Βέλη κάμψης

Το συνολικό βέλος ισούται με:  $\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

όπου:

**δ<sub>max</sub>** είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις

**δ<sub>1</sub>** είναι το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων

**δ<sub>2</sub>** είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

**δ<sub>0</sub>** είναι το αρχικό αντβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια) για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές του Πίνακα 4.1.

**Πίνακας 4.1:** Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Μη βατές στέγες	$L/200$	$L/250$
Πατώματα και βατές στέγες	$L/250$	$L/300$

Η στέγη του υπό μελέτη κτιρίου ανήκει στην κατηγορία των μη βατών στεγών

$$\delta_{max} = L/200 = 1236\text{cm}/200 = 6,18 \text{ cm}$$

$$\delta_{2max} = L/250 = 1236\text{cm}/250 = 4,95 \text{ cm}$$

## Εναλλακτικοί Τρόποι Σχεδιασμού Μεταλλικών Βιομηχανικών Κτιρίων

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων, και συγκεκριμένα για μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρα πρέπει να ισχύει:

$$U_{\max} = H/150 \text{ ( όπου } U \text{ η οριζόντια μετακίνηση και } H \text{ το ύψος του κτιρίου)}$$

Στην δική μας περίπτωση  $U_{\max} = H/150 = 900\text{cm}/150 = 6\text{cm}$ .

### 4.1.1.1 Κατακόρυφες μετατοπίσεις

Στον Πίνακα 4.2 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα όσον αφορά τα βέλη κάμψης των ζυγμάτων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για τους δύο εναλλακτικούς τρόπους σχεδιασμού τους.

**Πίνακας 4.2:** Βέλη κάμψης ζυγμάτων

Τύπος ζυγώματος	Διατομή	$\delta_1$ (cm)	$\delta_2$ (cm)	$\delta_{\max}$ (cm)
Ζύγωμα με ενίσχυση στους κόμβους	IPE 400	1,10	4,20	5,30<6,18
Ζύγωμα χωρίς ενίσχυση στους κόμβους	IPE 550	0,86	3,21	4,07<6,18

Όπως βλέπουμε στην περίπτωση που τα ζυγώματα σχεδιάστούν με διατομή IPE 400 και ενίσχυση στους κόμβους με τα υποστυλώματα και τον κορφιά, τα βέλη κάμψης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι μεγαλύτερα από τα βέλη που παρουσιάζονται όταν τα ζυγώματα σχεδιάστούν με διατομή IPE 550 χωρίς ενίσχυση στα άκρα τους. Αυτό οφείλεται στην μεγαλύτερη ακαμψία που παρουσιάζει η διατομή IPE 550 σε σχέση με τη διατομή IPE 400. Ωστόσο παρατηρούμε ότι τα μέγιστα βέλη κάμψης δεν ξεπερνούν τις μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές και για τους δύο εναλλακτικούς τρόπους σχεδιασμού.

## 4.1.1.2 Οριζόντιες μετατοπίσεις

Στον Πίνακα 4.3 παρουσιάζονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις που μετρήθηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης για τους διάφορους συνδυασμούς φόρτισης ανάλογα με τον τρόπο σχεδιασμού της κατασκευής.

**Πίνακας 4.3:** Οριζόντιες μετατοπίσεις

Τρόπος σχεδιασμού	U <sub>x</sub> (cm)	U <sub>y</sub> (cm)	U <sub>max</sub> (cm)
Ενισχυμένα ζυγώματα-κατακόρυφοι χιαστί	0,23	2,90	6,00
Ενισχυμένα ζυγώματα-κατακόρυφοι Λ	0,26	3,20	6,00
Μη ενισχυμένα ζυγώματα-κατακόρυφοι χιαστί	0,23	2,40	6,00
Μη ενισχυμένα ζυγώματα-κατακόρυφοι Λ	0,26	2,70	6,00

Όπως παρατηρούμε η κατασκευή μας παρουσιάζει μικρότερες μετατοπίσεις και για τις 2 διευθύνσεις, όταν ο σχεδιασμός της γίνει με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας χιαστί και ζυγώματα με διατομή IPE 550 χωρίς ενίσχυση στα άκρα τους.

Όσον αφορά τις μετακινήσεις κατά την επιμήκη έννοια του κτιρίου, αυτές παρουσιάζουν αύξηση 13%, όταν ο σχεδιασμός των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας γίνει με συνδέσμους τύπου Λ.

Επίσης παρατηρούμε ότι ο σχεδιασμός των ζυγμάτων με μεγαλύτερη διατομή χωρίς ενίσχυση στα άκρα τους, προσδίδει μεγαλύτερη ακαμψία στην κατασκευή κατά τον δευτερεύων άξονα (Y), με αποτέλεσμα να έχουμε μειωμένες μετατοπίσεις κατά 21% όταν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι είναι τύπου χιαστί, και κατά 18,5 % όταν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι είναι τύπου Λ.

Ωστόσο για όλες τις περιπτώσεις παρατηρούμε ότι τηρούνται τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων.



## 4.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών αποτελεί θεμελιώδη αρχή που πρέπει να καλύπτεται με ικανοποιητική αξιοπιστία για φορείς σε σεισμικές περιοχές. Σύμφωνα με την παραπάνω απαίτηση, ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλάβει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθως περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα.

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τα παρακάτω:

### Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

Προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού βλαβών, πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα όρια, για κάθε περίπτωση, για την τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου  $d_r$ , η οποία λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου.

α) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό, συνδεδεμένα με το φορέα:

$$d_{rv} < 0,005h$$

β) για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_{rv} < 0,0075h$$

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

$$d_{rv} < 0,010h$$

όπου:

$h$  είναι το ύψος του ορόφου

$v$  είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. (Οι συνιστώμενες τιμές του  $v$  είναι 0,4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και  $v=0,5$  για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II)

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζονται βάσει

των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d d_e$$

όπου:

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

$q_d$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον  $\eta$  εκτός αν ορίζεται διαφορετικά

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

Η υπό μελέτη κατασκευή ανήκει στην περίπτωση  $\beta$  οπότε πρέπει:

$$d_r v < 0,0075h$$

Επίσης ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II, οπότε λαμβάνεται:  $v=0,5$

### Έλεγχος στο ύψος της οροφής

Από την ανάλυση βρέθηκε ότι η μέγιστη παραμόρφωση στην ανώτερη στάθμη του κτιρίου εντοπίζεται κατά μήκος του άξονα 3-3 για σεισμό κατά X και κατά μήκος του άξονα G-G για σεισμό κατά Y.

### Σεισμός κατά X

- $d_e = 23\text{mm}$
- $q_d = 4$
- $v = 0,5$
- $d_r = d_e \cdot q_d = 23\text{mm} \cdot 4 \Rightarrow d_r = 92\text{mm}$
- $d_r \cdot v = 92\text{mm} \cdot 0,5 = 56\text{mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 12000 = 90\text{mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται.

### Σεισμός κατά Υ

- $d_e = 38\text{mm}$
- $q_d = 4$
- $v = 0,5$
- $d_r = d_s = d_e * q_d = 38\text{mm} * 4 \Rightarrow d_r = 152\text{mm}$
- $d_r * v = 152\text{mm} * 0,5 = 76\text{mm} < 0,0075h = 0,0075 * 12000 = 90\text{mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται.

## 4.3 Ικανοτικός έλεγχος

### 4.3.1 Κανόνες σχεδιασμού για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8

Οι διαγώνιοι θα λαμβάνονται υπόψη με τον ακόλουθο τρόπο σε μια ελαστική ανάλυση του φορέα για τη σεισμική δράση:

- Στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους, θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι,
- Στην περίπτωση πλαισίων με συνδέσμους σχήματος V ( $\Lambda$ ), θα λαμβάνονται υπόψη τόσο οι εφελκόμενοι όσο και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι.

Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα  $\lambda$ , όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 θα πρέπει να περιορίζεται σε :  $1,3 < \lambda < 2,0$ .

Σε πλαίσια με συνδέσμους σχήματος V ( $\Lambda$ ) πρέπει να ισχύει γενικά:  $\lambda < 2,0$ .

Σε φορείς που διαθέτουν έως και 2 ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο  $\lambda$ .

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

### 4.3.2 Δοκοί και υποστυλώματα

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

Όπου:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης  $M_{Ed}$ , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,G}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστύλωμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή στο υποστύλωμα που οφείλεται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής ( βλέπε 6.1.3 (2) και 6.2 (3) Ευρωκώδικα 8). Η τιμή η οποία αποδίδεται για χρήση σε μία χώρα μπορεί να δίδεται στο Εθνικό Προσάρτημά της. Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,25.

$\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd}/N_{Ed,I}$  για όλες τις διαγώνιους του πλασσιακού συστήματος συνδέσμων.

## 4.4 Έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν

### 4.4.1 Κατακόρυφοι συνδέσμοι κατά Χ

#### 4.4.1.1 Χιαστί συνδέσμοι

Επιλέγεται κοίλη τετραγωνική διατομή TUBO 80X80X5.

Λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκυσόμενοι διαγώνιοι του συνδέσμου.

Στοιχεία διαγωνίου

Διαγώνιο μήκος:  $L = 7.50 \text{ m}$

Μήκος λυγισμού:  $L_{cr} = 3.75 \text{ m}$

$A = 14,73 \text{ cm}^2$

$I_y = I_z = 141,3 \text{ cm}^4$

$h = 80 \text{ mm}$

$b = 80 \text{ mm}$

$t = 5 \text{ mm}$

Έλεγχος λυγηρότητας

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{Af_y}{I_y E}} = 1,32$$

Επομένως ισχύει η απαίτηση για την αδιάστατη λυγηρότητα, όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 για πλαίσια με χιαστί διαγώνιους συνδέσμους:  $1,3 < \lambda = 1,32 < 2,0$

Σε φορείς που διαθέτουν έως και 3 ορόφους δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο  $\lambda$ .

Έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{\left(14,73 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}\right)}{1,0} = 346,16 \text{ KN} \gg N_{Ed} = 2 * 31,01 = 62,02 \text{ KN}$$

Όπου:

$N_{Ed}$  είναι η δρώσα αξονική εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου που προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό πολλαπλασιασμένη επί δύο από την τιμή που προκύπτει από τις αναλύσεις στο πρόγραμμα SAP2000.

4.4.1.2 Σύνδεσμοι μορφής  $\Lambda$

Επιλέγεται κοίλη τετραγωνική διατομή TUBO 90X90X5

Λαμβάνεται υπόψη τόσο η θλιβόμενη όσο και η εφελκυσόμενη ράβδος του συνδέσμου.

Στοιχεία διαγωνίου

$$A = 17 \text{ cm}^2$$

$$I_y = I_z = 205,42 \text{ cm}^4$$

$$h = 90 \text{ mm}$$

$$b = 90 \text{ mm}$$

$$t = 5 \text{ mm}$$

Έλεγχος λυγηρότητας:

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{Af_y}{I_y E}} = 1,65 < 2,0$$

➤ Θλιβόμενη διαγώνιος

Θεωρούμε ότι πρόκειται για κοίλες τετραγωνικές διατομές θερμής ελάσεως οπότε έχουμε καμπύλη λυγισμού  $\alpha \Rightarrow \chi = 0,78$

Δρώσα αξονική δύναμη  $N_{sd} = 43,46 \text{ KN} + 38,18 \text{ KN} = 81,54 \text{ KN}$ , όπου

$N_{ed} = 43,46 \text{ KN}$  η αξονική δύναμη λόγω σεισμού και

$N_{vd} = 38,18 \text{ KN}$  η αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού.

Έλεγχος διαγωνίου:

$$N_{Rd} = \chi * A * \frac{f_y}{\gamma_M} = 0,78 * 17 \text{ cm}^2 * \frac{23,5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 399,5 \text{ KN} > N_{sd} = 81,54 \text{ KN}$$

➤ Εφελκυσμένη διαγώνιος:

Έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(17 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2})}{1,0} = 399,5 \text{ KN} \gg N_{Ed} = 2 * 40,10 = 80,20 \text{ KN}$$

Όπου:

$N_{Ed}$  είναι η δρώσα αξονική εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου που προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό πολλαπλασιασμένη επί δύο από την τιμή που προκύπτει από τις αναλύσεις στο πρόγραμμα SAP2000.

#### 4.4.2 Ικανοτικός έλεγχος κεφαλοδοκού

##### Ικανοτικός συντελεστής $\Omega$

Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.7.4 του Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής  $\Omega$  ορίζεται ως η ελάχιστη τιμή του

$$\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$$

για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου

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

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

Επομένως:

$$\Omega_i = \min(\Omega_1, \Omega_2) = \min \left\{ \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \right\} = \min \left\{ \frac{487,76}{88,52}, \frac{487,76}{83,03} \right\} = 5,51$$

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστομη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_i$  δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  κατά περισσότερο από 25%, κάτι που ισχύει:

$$\Omega_2 = \Omega_{max} = \frac{487,76}{83,03} = 5,88 < 1,25\Omega_{mi,m} = \frac{487,76}{88,52} = 6,89$$

##### Στοιχεία οριζόντιας δοκού

Επιλέγεται κοίλη τετραγωνική διατομή TUBO 140X140X8

$$A = 42,24 \text{ cm}^2$$

$$I_y = I_z = 1231 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 141,3 \text{ cm}^4$$

$$h = 140 \text{ mm}$$

$$b = 140 \text{ mm}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 5,40 \text{ cm}$$

##### Έλεγχος οριζόντιας δοκού

Πρέπει να ισχύει:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

Επομένως η επαυξημένη δρώσα αξονική στην οριζόντια δοκό-κεφαλοδοκό είναι:

$$N_{ικανोट.} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} = 354,1 \text{ KN}$$

Όπου:

$N_{Ed,G} = 0$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E} = 88,52 \text{ KN}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού.

Η οριζόντια δοκός-κεφαλοδοκός υπόκειται μόνο σε αξονική θλιπτική δύναμη ενώ η κάμψη και η τέμνουσα που αντιστοιχούν στο σεισμικό συνδυασμό είναι μηδενικές.

### Λυγηρότητες

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς και τους δύο άξονες δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{L_y}{i_y \times \lambda_1} = \frac{600 \text{ cm}}{5,40 \text{ cm} \times 93,9} = 1,18$$

όπου

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{23500 \text{ MPa}}} = 93,9$$

### Συντελεστές $\chi_y$ και $\chi_z$

Για κοίλες διατομές εν θερμώ έλασης και λυγισμό περί τον οποιοδήποτε άξονα η καμπύλη λυγισμού που αντιστοιχεί είναι η α.

Επομένως:

$\alpha=0,21$  είναι ο συντελεστής ατελειών που αντιστοιχεί σε καμπύλη λυγισμού α.

$$\Phi_y = \Phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 1,30$$

$$\chi_y = \chi_z = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,54 \leq 1,0$$

$$\chi_{\min} = 0,54$$

### Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό λαμβάνεται από:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,54 * 42,24 \text{ cm}^2 * \frac{23,5 \text{ KN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 536,03 \text{ KN} > N_{ικανोट.} = 354,1 \text{ KN}$$



#### 4.4.3 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλώματος

Στοιχεία διατομής υποστυλώματος

HEB 400

$$A = 197,80 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 57680 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 10820 \text{ cm}^4$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$d = 298 \text{ mm}$$

$$t_w = 13,5 \text{ mm}$$

$$t_f = 24 \text{ mm}$$

$$W_{pl,y} = 3232 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 17,08 \text{ cm}$$

$$i_z = 7,40 \text{ cm}$$

Έλεγχος υποστυλώματος

Πρέπει να ισχύει:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

Επομένως η επαυξημένη δρώσα αξονική στο υποστύλωμα είναι:

$$N_{ικανοτ.} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} = 354,42 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 3824 \text{ KN}$$

Όπου:

$N_{Ed,G} = 115,98 \text{ KN}$  είναι η αξονική δύναμη στο υποστύλωμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E} = 59,61 \text{ KN}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού.

#### 4.5 Έλεγχος έναντι φαινομένων δευτέρας τάξεως

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, αποτελέσματα δευτέρας τάξεως δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

Όπου:

**$\theta$**  είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

**$P_{\text{tot}}$**  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

**$d_r$**  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται όπως στην παράγραφο 4.2.

**$V_{\text{tot}}$**  είναι η συνολική τέμνουσα ορόφου

**$h$**  είναι το ύψος του ορόφου

Επιπλέον:

Εάν  $0,1 < \theta < 0,2$ , τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με  $1/(1-\theta)$

Η τιμή του συντελεστή  $\theta$  δεν θα υπερβαίνει το 0,3.

Για το δυσμενέστερο πλαισιακό σύστημα προσδιορίζεται ο δείκτης  $\theta$  και για τις 2 διευθύνσεις X,Y.

Για διεύθυνση X:

- $d_r = 92\text{mm}$  (όπως υπολογίστηκε στην 4.2)
- $P_{\text{tot}} = 2833 \text{ KN}$  (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)
- $V_{\text{tot}} = 3652 \text{ KN}$  (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για σεισμό κατά X)
- $h = 12000 \text{ mm}$

$$\Rightarrow \theta = (2833\text{KN} \cdot 92\text{mm}) / (3652 \text{ KN} \cdot 12000\text{mm}) = 0,059 < 1 \text{ \textit{οπότε ο έλεγχος}$$

ικανοποιείται.

Για διεύθυνση Y

- $d_f = 152 \text{ mm}$  (όπως υπολογίστηκε στην 4.2)
- $P_{tot} = 2833 \text{ KN}$  (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)
- $V_{tot} = 3861 \text{ KN}$  (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για σεισμό κατά Y)
- $h = 12000 \text{ mm}$

$\Rightarrow \theta = (2833\text{KN} \cdot 152\text{mm}) / (3861\text{KN} \cdot 12000\text{mm}) = 0,092 < 0,1$  οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

#### 4.6 Χρησιμοποιούμενο υλικό

Εδώ θα γίνει η σύγκριση των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν ανάλογα με τους εναλλακτικούς τρόπους με τους οποίους σχεδιάστηκαν τα ζυγώματα αλλά και οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

##### 4.6.1 Σχεδιασμός ζυγωμάτων

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενα κεφάλαια της παρούσης εργασίας, εξετάσαμε δύο εναλλακτικούς τρόπους για τον σχεδιασμό των ζυγωμάτων της κατασκευής μας. Ο πρώτος αφορά απλή σύνδεση του ζυγώματος με το υποστύλωμα χρησιμοποιώντας διατομή IPE 550 και ο δεύτερος χρησιμοποίηση μικρότερης διατομής IPE 400 με ενίσχυση στους κόμβους όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.4 της παρούσης. Στον πιο κάτω πίνακα φαίνεται η σύγκριση των δύο διατομών και η διαφορά που παρουσιάζεται στην ποσότητα του χρησιμοποιούμενου υλικού.

**Πίνακας 4.4:** Σύγκριση διατομών ζυγωμάτων

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΑΖΑ (kg/m)
IPE 400	66.3
IPE 550	106

Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση που χρησιμοποιήσουμε διατομή IPE 400 με ενίσχυση στους κόμβους του ζυγώματος, τότε έχουμε εξοικονόμηση υλικού γύρω στο 35%

όσον αφορά τον σχεδιασμό των ζυγμάτων και μόνο, υπολογίζοντας βέβαια και το υλικό που θα χρησιμοποιηθεί στα πέλαμα με τα οποία θα γίνει η ενίσχυση των κόμβων. Όσον αφορά το σύνολο της κατασκευής αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση του υλικού κατά περίπου 8%.

#### 4.6.2 Σχεδιασμός κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Στην περίπτωση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, όπως προαναφέραμε εξετάσαμε κι εδώ δύο εναλλακτικούς τρόπους για τον σχεδιασμό τους. Στην 1<sup>η</sup> περίπτωση είχαμε διαγώνιους (χιαστί) συνδέσμους ενώ στην 2<sup>η</sup> περίπτωση είχαμε διαμόρφωση συνδέσμων τύπου Λ. Στον πιο κάτω πίνακα παρουσιάζεται μια σύγκριση των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν στην κάθε περίπτωση.

**Πίνακας 4.5:** Σύγκριση διατομών κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Τύπος συνδέσμου	Διατομή	Μάζα (kg/m)
Χιαστί	TUBO 80X80X5	11,77
Λ	TUBO 90X90X5	13,35

Όπως βλέπουμε στην περίπτωση διαμόρφωση συνδέσμων τύπου Λ απαιτείται μεγαλύτερη διατομή αφού οι σύνδεσμοι αυτού του τύπου έχουν μεγαλύτερο μήκος το κάθε μέλος ξεχωριστά ( οι σύνδεσμοι τύπου Λ αποτελούνται από από 2 μέλη μήκους 5.4 m το καθένα ενώ οι χιαστί σύνδεσμοι αποτελούνται από 4 μέλη μήκους 3,75 m το καθένα). Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα οι σύνδεσμοι τύπου Λ να έχουν μεγαλύτερο μήκος λυγισμού άρα και μικρότερο κρίσιμο φορτίο λυγισμού. Ωστόσο παρατηρούμε ότι τελικά το χρησιμοποιούμενο υλικό διαφέρει ελάχιστα για τους δύο εναλλακτικούς τρόπους σχεδιασμού.

## 5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αναμφίβολα η διπλωματική εργασία αποτελεί μια εξαιρετική ευκαιρία εφαρμογής των πολλών θεωρητικών γνώσεων που αποκτήθηκαν κατά τη διάρκεια των σπουδών μου. Μέσω της εργασίας δίνεται η ευκαιρία αφομοίωσης της λογικής του σχεδιασμού, ανάλυσης και διαστασιολόγησης ενός κτιρίου ( μεταλλικού στην περίπτωση μας), ενώ πολλές φορές χρειάζεται να ανπτυχθεί κριτική ικανότητα μηχανικού από τον συντάκτη της εργασίας στη περίπτωση που παρουσιάζονται διάφορα προβλήματα.

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός μονώροφου μεταλλικού βιομηχανικού κτιρίου γίνεται με γνώμονα αυτό να παρουσιάζει ικανοποιητική επάρκεια σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας αλλά και να αποτελεί μια λειτουργική μονάδα για την ικανοποίηση των αναγκών για τις οποίες κατασκευάζεται.

Η χρήση του χάλυβα σαν δομικό υλικό μας δίνει τη δυνατότητα επίτευξης μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεση υποστύλωση, γεγονός πολύ σημαντικό για κτίρια βιομηχανικών μονάδων. Επιπλέον παρέχεται η δυνατότητα ταχείας ανέγερσης της κατασκευής λόγω της σημαντικής εργοστασιακής προεργασίας που γίνεται αλλά και της τυποποιημένης διαδικασίας ανέγερσης τέτοιου είδους κτιρίων.

Η μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα έχει σαν αποτέλεσμα την πολύ καλή απόκριση της κατασκευής σε συνθήκες σεισμού.

Όπως παρατηρήσαμε από τα αποτελέσματα των διάφορων συνδυασμών φορτίσεως, ο άνεμος αποτελεί στις περισσότερες των περιπτώσεων το κρίσιμο φορτίο για την οριακή κατάσταση αστοχίας. Αυτό γίνεται γιατί τέτοιου είδους κτίρια έχουν μεγάλες επιφάνειες φορτίσεως ενώ το ίδιο βάρος της κατασκευής και τα ωφέλιμα φορτία της οροφής είναι πολύ μικρά. Η τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας κατά την επιμήκη έννοια του κτιρίου είναι καθοριστικής σημασίας για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου, ενώ κατά την άλλα διεύθυνση η πλαισιακή λειτουργία του κτιρίου είναι αρκετή για την παραλαβή των φορτίων αυτών.

Κατά την αντισεισμική ανάλυση, η χρήση των ανελαστικών φασμάτων σχεδιασμού δίνει τη δυνατότητα στην κατασκευή να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή στην περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού με αποτέλεσμα τον οικονομικότερο σχεδιασμό της κατασκευής.

Κατά την εξέταση των εναλλακτικών τρόπων σχεδιασμού των ζυγωμάτων, παρατηρήσαμε ότι η χρησιμοποίηση μικρότερης διατομής και η τοποθέτηση ενίσχυσης στους κόμβους των άκρων τους έχει σαν αποτέλεσμα την οικονομικότερη ανέγερση της κατασκευής κατά περίπου 10%. Αυτό γιατί όπως παρατηρήσαμε η μεγαλύτερη ένταση στα ζυγώματα εμφανίζεται στα άκρα τους. Έτσι στην περίπτωση που επιλεχθεί μεγαλύτερη διατομή χωρίς ενίσχυση των κόμβων, το μεγαλύτερο μέρος αυτής θα υπολειτουργεί.

Η διαμόρφωση χιαστί κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας έχει σαν αποτέλεσμα την καλύτερη συμπεριφορά της κατασκευής από άποψη μετακινήσεων σε σχέση με τη διαμόρφωση συνδέσμων τύπου Λ, γεγονός που μπορεί να είναι καθοριστικό στην περίπτωση που οι απαιτήσεις ελάχιστων οριζόντιων μετακινήσεων είναι ιδιαίτερα σημαντικές. Επίσης το μεγαλύτερο μήκος λυγισμού των μελών των κατακόρυφων συνδέσμων τύπου Λ, έχει σαν αποτέλεσμα την επιλογή μεγαλύτερης διατομής για τη διαμόρφωση αυτού του τύπου συνδέσμων, γεγονός που χαρακτηρίζεται αντιοικονομικό όσον αφορά την ανέγερση της κατασκευής.

Τέλος, από τη χρησιμοποίηση του λογισμικού προγράμματος SAP2000, μου προσφέρθηκε η εκπαίδευση και η εμβάθυνση στη φιλοσοφία του σχεδιασμού και ανάλυσης ενός μεταλλικού κτιρίου βάση των αναγκών και της λειτουργίας του. Η εισαγωγή των μελών του κτιρίου στο πρόγραμμα και η προσομοίωση των στοιχείων αυτών έτσι ώστε να ανταποκρίνονται κατά το δυνατό στην πραγματική υπόσταση του έργου, έδωσε την δυνατότητα μιας πρακτικής εφαρμογής των πολλών θεωρητικών γνώσεων που έλαβα κατά την πενταετή φοίτησή μου στην Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

## 6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ερμόπουλος Ι. (2008) «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2<sup>η</sup> Έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2009) «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. (2009) «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2008) «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι, 2<sup>η</sup> Έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2008) «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Ηλεκτρονικές σημειώσεις μαθημάτων «Σιδηρές κατασκευές Ι» και «Σιδηρές κατασκευές ΙΙ».
7. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες- Γενικοί κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
8. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
9. Ιστοσελίδα: <http://dspace.lib.ntua.gr/>
10. Ιστοσελίδα: <http://www.tataelastron.gr>
11. Ιστοσελίδα εταιρείας CSI ( Computers and Structures, Inc.) για εγχειρίδια προγράμματος SAP2000: <http://www.csiberkeley.com/support/watch-and-learn>