



**ΕΛΛΗΝΙΚΟ  
ΑΝΟΙΚΤΟ  
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ**

ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΟΙΚΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΘΕΤΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ  
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ  
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

## **Διπλωματική Εργασία**

# **Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Συμπεριφοράς Υψηλών Κτιρίων**

**Λυγκώνη Μ. Χρυσούλα**

Επιβλέπουσα

**Αδαμαντία Αθανασοπούλου**

**Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός, MSc, PhD**

Λυγκώνη Μ. Χρυσούλα (2020)

Διπλωματική Εργασία

Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Συμπεριφοράς Υψηλών Κτιρίων

Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο

Lygkoni M. Chrysoula (2020)

Diploma Thesis

Earthquake Design and Seismic Performance of High-Rise Buildings

Hellenic Open University

Copyright © Λυγκώνη Μ. Χρυσούλα, 2020

Με επιφύλαξη κάθε δικαιώματος. All rights reserved.

ὅτι ὄψομαι τοὺς οὐρανούς, ἔργα τῶν δακτύλων σου, σελήνην καὶ ἀστέρας, ἃ σὺ ἐθεμελίωσας· (ψαλμ.8)

## Πίνακας περιεχομένων

Πίνακας Περιεχομένων	
Περίληψη	
Abstract	
Ευχαριστίες	

### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1**

1.1 Εισαγωγή.....	10
<b>1.2 Γενικές Αρχές Σχεδιασμού Υψηλών Κτιρίων.....</b>	<b>13</b>
1.2.1 Διεθνές πλαίσιο.....	13
1.2.2 Στόχοι απόδοσης συμπεριφοράς.....	14
1.2.3 Σχεδιασμός με Βάση τις Παραμορφώσεις.....	15
1.2.4 Κριτήρια Απόδοσης.....	16
1.2.5 Βάση Σχεδιασμού.....	16
1.2.6 Δομική Ανάλυση.....	17

### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2**

#### **2.1 Δομικά συστήματα Υψηλών Κτιρίων**

2.1.1 Δομή άκαμπτου πλαισίου (Rigid Frame Structures).....	18
2.1.2 Δομή άκαμπτου πυρήνα (Rigid Core Structures).....	19
2.1.3 Δομή ενισχυμένου πυρήνα με ζώνες περίσφιξης (Braced Core with Hat Trusses Structures).....	21
2.1.4 Άκαμπτο σωληνοειδές πλαίσιο (Rigid Frame Tube Structures) .....	22
2.1.5 Ενισχυμένο σωληνοειδές πλαίσιο (Braced Frame Tube Structures).....	23
2.1.6 Άκαμπτο σωληνοειδές πλαίσιο με ζώνες περίσφιξης και ζυγοστάτες.....	25

#### **2.2 Συστήματα αντοχής Πλευρικών Φορτίων**

2.2.1 Πλαίσιο αντοχής σε ροπή (Moment Resisting Frames).....	26
2.2.2 Διατμητικοί τοίχοι (Shear walls).....	27
2.2.3 Συστήματα διαγωνίων συνδέσμων (Bracing systems).....	28
2.2.4 Κατασκευές με ζυγοστάτες (Outrigger systems).....	30
2.2.5 Ενισχυμένο σωληνοειδές (Braced tubes).....	32
2.2.6 Σωλήνας μέσα σε Σωλήνα (Tube-in-Tube).....	33
2.2.7 Δεσμοποιημένο Σωληνοειδές (Bundled Tube).....	34

### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3**

3.1 Άνεμος- Εισαγωγή.....	35
3.2 Επίδραση ανέμου στις υψηλές κατασκευές.....	36
3.2.1 Ταξινόμηση του φορτίου ανέμου.....	36
3.2.2 Ύψος αναφοράς και πίεση ταχύτητας.....	37
3.2.3 Φορτίο ανέμου σε Δομικά πλαίσια.....	38
3.2.4 Φορτίο ανέμου στην επένδυση του κτιρίου.....	39
3.2.5 Φορτία ανέμου σε κάθετες και στρεπτικές ως προς την κατεύθυνση του ανέμου διευθύνσεις.....	39
3.3 Μετεωρολογικά και κλιματολογικά χαρακτηριστικά Ν. Κοζάνης.....	40
3.3.1 Διερεύνηση χάρτη ανέμου περιοχής Δυτ. Μακεδονίας.....	40

3.3.2 Ανεμολογικά χαρακτηριστικά.....	43
3.4 Ανάλυση και Υπολογισμός φορτίων ανέμου.....	45

#### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4**

4.1 Επιλογή δομικών Συστημάτων.....	47
4.2 Παράμετροι μελέτης.....	49
4.2.1 Δομικές παράμετροι.....	49
4.2.2 Υλικά.....	50
4.2.3 Σεισμικές Παράμετροι.....	50
4.3 Φορτία και Συνδυασμοί Φορτίσεως.....	52
4.4 Προσομοίωση και Διαστασιολόγηση Δομικών Στοιχείων.....	52
4.5 Μεθοδολογία Ανάλυσης.....	54

#### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5**

##### **5.1 Προσομοίωση φορέων στο SCADA PRO**

5.1.2 Γεωμετρία .....	56
5.1.3 Υλικά .....	56
5.1.4 Κανονισμοί.....	56
5.1.5 Διατομές.....	57
5.1.6 Παραδοχές φορτίσεων-ανάλυσης.....	58

##### **5.2 Εισαγωγή Δεδομένων-Μοντελοποίηση**

5.2.1 Ορισμός επιπέδων .....	59
5.2.2 Δημιουργία Φυσικού και Μαθηματικού Μοντέλου.....	60
5.2.6 Υπολογισμός Μαθηματικού Μοντέλου .....	61

##### **5.3 Εισαγωγή φορτίων**

5.3.1 Εισαγωγή φορτίων ανέμου και χιονιού βάση Ευρωκώδικα 1.....	63
5.3.2 Εισαγωγή μόνιμων και κινητών φορτίων.....	73

##### **5.4 Ανάλυση .....**

5.4.1 Δημιουργία σεναρίου ανάλυσης .....	74
5.4.2 Εκτέλεση σεναρίου ανάλυσης .....	75
5.4.3 Δημιουργία συνδυασμών φορτίσεων.....	75

##### **5.5 Δεδομένα και αποτελέσματα σεισμικής δράσης.....**

5.5.1 Καθ' ύψος Κατανομή Σεισμικής Δύναμης.....	81
5.5.2 Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου απο Δυναμική Ανάλυση.....	84
5.5.3 Πίνακας Τιμών Φάσματος Απόκρισης.....	85
5.5.4 Κέντρα βάρους-ακαμψίας.....	88
5.5.5 Έλεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως - Διευθυνση Χ.....	96
5.5.6 Έλεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως - Διευθυνση Ζ:.....	98
5.5.6 Έλεγχος Σχετικής Μετακίνησης ορόφου - Διεύθυνση Χ :.....	100
5.5.6 Έλεγχος Σχετικής Μετακίνησης ορόφου - Διεύθυνση Ζ:.....	102
5.5.7 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων.....	105
5.5.8 Σύγκριση αποτελεσμάτων.....	105

#### **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΟΙΚΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Συμπεριφοράς Υψηλών Κτιρίων**

Λυγκώνη Χ. (Επιβλέπουσα: Α. Αθανασοπούλου)

**Περίληψη**

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο αντισεισμικός σχεδιασμός και η ανάλυση συμπεριφοράς των υψηλών κτιρίων. Για το σκοπό αυτό μελετήθηκαν οι γενικές αρχές σχεδιασμού και οι μέθοδοι ανάλυσής τους. Διερευνήθηκαν τα δομικά συστήματα υψηλών κατασκευών και τα συστήματα αντοχής πλευρικών φορτίων έναντι της επίδρασης του ανέμου.

Στη συνέχεια προσομοιώθηκε και αναλύθηκε το χαρακτηριστικό δομικό σύστημα δεσμοποιημένου σωληνωειδούς (Bundled Tube) 60 ορόφων, συνολικού ύψους 180μ. Η μοντελοποίηση του φορέα έγινε στο λογισμικό SCADApro. Ακολούθησε Δυναμική Ανάλυση της μελέτης βάση του κανονισμού EC8 και το Ελληνικό Προσάρτημα. Έγιναν έλεγχοι σεισμικής ελαστικής ανάλυσης.

Τέλος συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα με αντίστοιχη μελέτη όμοιου φορέα που δημοσιεύθηκε σε διεθνές επιστημονικό περιοδικό και λήφθηκαν συμπεράσματα που αφορούν στην επίδραση των ζωνών περίσφιξης σε κτίρια ύψους έως 60 ορόφους.

HELLENIC OPEN UNIVERSITY

DIPLOMA THESIS

**Earthquake Design and Seismic Performance of High-Rise Buildings**

Lygkoni Ch. (Supervisor: A. Athanasopoulou)

**Abstract**

The object of this diploma thesis is the Earthquake Design and Seismic Performance of tall buildings. For this purpose were studied their general design principles and the analysis methods.

There were also researched High-rise buildings structural systems and lateral load-bearing systems against the influence of wind.

A typical structural system of 60 floors, a Bundled Tube, was simulated, with a total height of 180m. The mathematical modeling was calculated in Scadapro software. Thereafter followed the dynamic analysis of the structural system based on the EC8 regulation and the Hellenic Appendix. Seismic elastic checks were performed.

Finally the results were compared with a corresponding study of a similar model published in an international scientific journal and conclusions were reached regarding the effect of bracing systems on buildings to 60 floors high.

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τους καθηγητές του μεταπτυχιακού προγράμματος κυρίους Κλήμη Ν., Καράμπαλη Δ., Παπακωνσταντίνου Χ., Τριανταφύλλου Α. για την πολύτιμη συμβολή τους στην κατάκτηση αυτού του επιπέδου σπουδών.

Ιδιαίτερα ευχαριστώ την επιβλέπουσα της Διπλωματικής μου εργασίας, κυρία Αθανασοπούλου Αδαμαντία για την υποστήριξη.

Θερμές ευχαριστίες τέλος, στην εταιρεία εφαρμογών τεχνικού λογισμικού ACE-HELLAS για την παραχώρηση του Λογισμικού Scada pro.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1**

### **1.1 Εισαγωγή**

Το στοιχείο του ύψους προξενεί ανέκαθεν δέος στον άνθρωπο με συναισθήματα τόσο θαυμασμού όσο και φόβου. Αν κάνουμε μία αναδρομή στην ιστορία της ανθρώπινης εξέλιξης παρατηρούμε ότι το στοιχείο του ύψους συνδέεται πάντοτε με θεικές ερμηνείες και συμβάντα, με υπερφυσικά όντα αλλά και σημαντικά ιστορικά επιτεύγματα.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η αποτυχία κατασκευής του πύργου της Βαβέλ, μία προσπάθεια του ανθρώπου να υπερβεί τους φυσικούς νόμους, να ικανοποιήσει την ανθρώπινη φιλοδοξία για να φτάσει όσο το δυνατόν ψηλότερα προς τον ίδιο τον Θεό.

Η ιστορία της εξέλιξης των υψηλών κτιρίων ξεκινά κοντά στα τέλη του 19<sup>ου</sup> αιώνα και για χρόνια αποτελούσε μία αμερικάνικη υπόθεση. Οικονομικά συμφέροντα και ζητήματα πολεοδομικού σχεδιασμού σε συνάρτηση με την αυξανόμενη ανάγκη για ελεύθερο χώρο στα κέντρα των μητροπόλεων, είναι οι κύριοι λόγοι που σχετίζονται με τις προτάσεις σχεδιασμού.

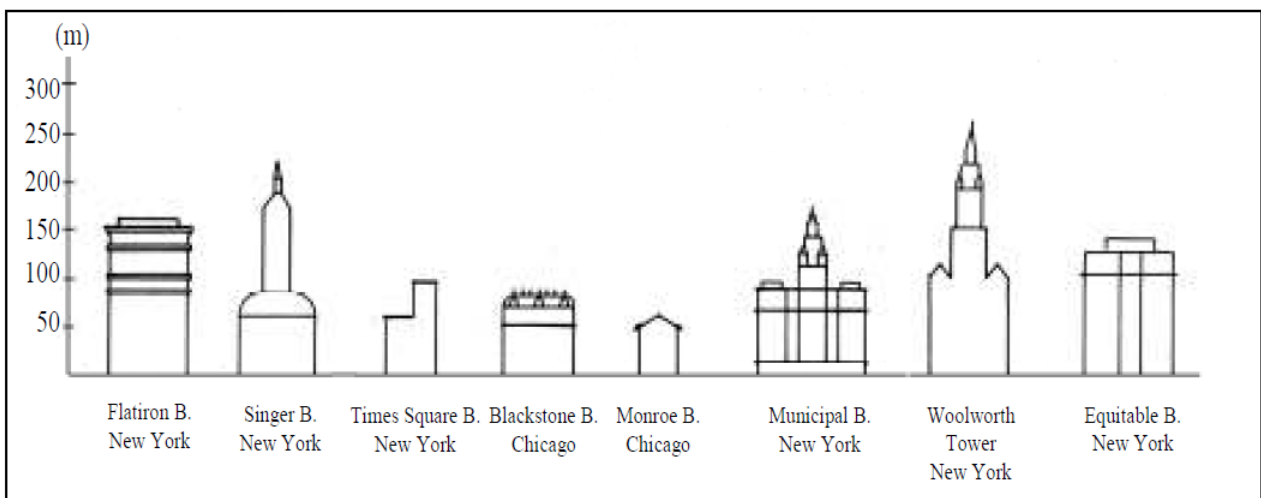
Ένα ψηλό κτίριο μπορεί να οριστεί ως ένα κτίριο που εκθέτει ορισμένα στοιχεία ύψους ανάλογα με το σχετικό ύψος στην αστική κατάσταση, και τις τεχνολογίες που χρησιμοποιούνται.

Για παράδειγμα ένα κτίριο 12 ορόφων μπορεί να μην θεωρείται ψηλό στη Νέα Υόρκη ή το Σικάγο, όμως μπορεί να είναι ξεκάθαρα ψηλότερο από τα άλλα σε μία παραδοσιακή ευρωπαϊκή πόλη. Επιπλέον η λεπτότητα είναι σημαντική παράμετρος κατά τον προσδιορισμό του ψηλού κτιρίου σε ένα αστικό περιβάλλον. Υπάρχουν πολλά κτίρια που είναι όχι ψηλά αλλά είναι λεπτά για να δώσουν την εμφάνιση ενός ψηλού κτιρίου. Αντίθετα υπάρχει ένας μεγάλος αριθμός αποτυπωμένων κτιρίων τα οποία είναι αρκετά ψηλά αλλά η σχέση ύψους επιφάνειας δαπέδου δεν επιτρέπει να ταξινομηθούν ως ψηλό κτίριο.

Επίσης ένα ψηλό κτίριο πρέπει να περιλαμβάνει τεχνολογίες όπως συστήματα κάθετης μεταφοράς φορτίων, διαρθρωτικές αντιανέμιες στηρίξεις κ.α. Τα ψηλά κτίρια αποτελούν κύρια στοιχεία χτιστού περιβάλλοντος και δημιουργίας θεματικού ορίζοντα. Όσον αφορά την επίδρασή τους στο περιβάλλον και την οπτική όλα τα ψηλά κτίρια πρέπει να αποτελούνται από τρία διαφορετικά τμήματα «βάση-άξονα-κορυφή» (SullivanL. 1896).

Η μορφολογική ανάπτυξη των ψηλών κτιρίων μπορεί να είναι ευρύτατα χωρισμένη σε επτά περιόδους. Κάθε περίοδος αντιμετωπίζει πρόοδο στα δομικά συστήματα και στις τεχνολογίες κατασκευών καθώς επίσης αντανακλά ιδεολογικές διαφορές ανάμεσα στους αρχιτέκτονες και τους πελάτες.

Την περίοδο από το 1880 έως το 1920 ο κοινωνικός μετασχηματισμός και τα πρωτοποριακά μηχανικά επιτεύγματα στο Σικάγο και τη Νέα Υόρκη ξεκινούν τη λειτουργική περίοδο των ψηλών κτιρίων. Τα παραδείγματα της εποχής αυτής αντικατοπτρίζουν τις προόδους της δομικής μηχανικής. Το Home Insurance Building (1885) του William Le Baron Jeney ξεκίνησε την καινοτόμο χρήση του δομικού χαλύβδινου πλαισίου το οποίο χαρακτήρισε πολλά από τα ψηλά κτίρια της εποχής. Το Reliance Building (1895) το οποίο σχεδιάστηκε από τους Burnham και Root εξέφρασε τη δομή του μεταλλικού πλαισίου και ήταν επενδυμένο εξ ολοκλήρου από γυαλί. Η διαφάνεια της επιφάνειάς του και ο τύπος του κτιρίου που αποτελείται από βάση-άξονα-κορυφή επονόμασαν το κτίριο σε ουρανοξύστη. Στη συνέχεια οι αρχιτέκτονες προσάρμοσαν στην ορθότητα των γοθικών μορφών ψηλότερα κτίρια (Woolworth Building)

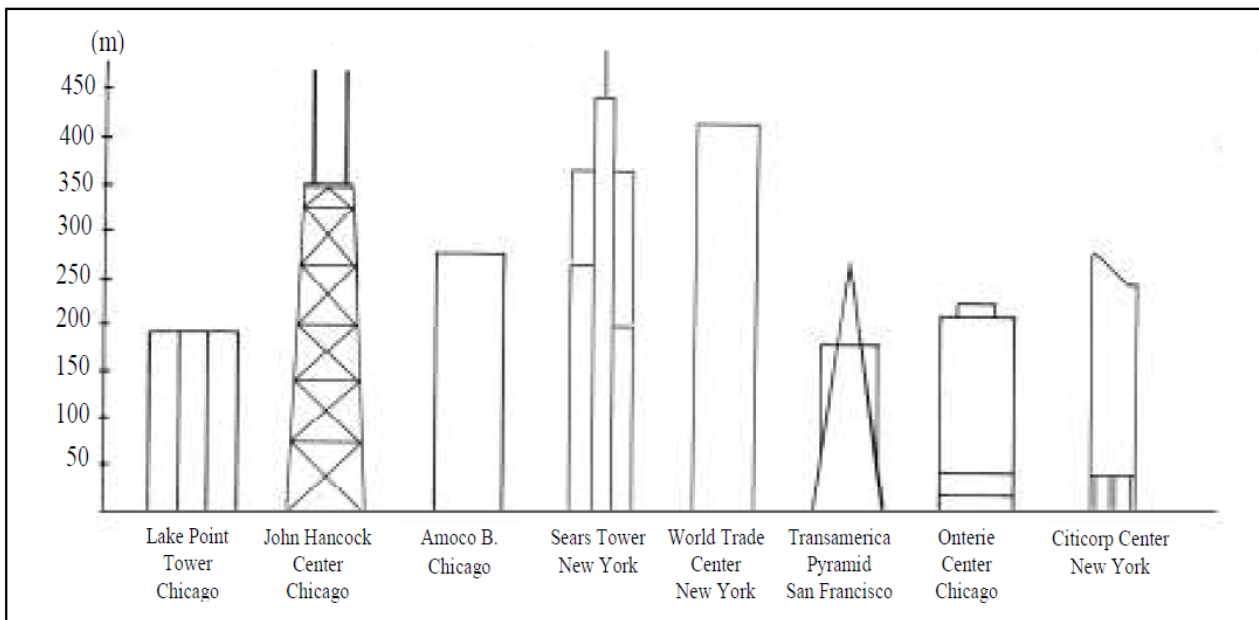


Εικόνα 1.1: Τα κτίρια περιόδου 1880-1940

Στα τέλη του 1920 υπήρχε ένας αγώνας για το ύψος. Τα νέα διατάγματα χωροταξίας όπως ο νόμος περί διαχωρισμού του 1916 της Νέας Υόρκης και ο νόμος περί διαχωρισμού του Σικάγο το 1923 ήταν οι πιο σημαντικοί παράγοντες που επηρέασαν το σχήμα του ψηλού κτιρίου. Ο νόμος 1916 της Ν.Υ ενθάρρυνε τις αποτυχίες του "γαμήλιου κέικ" που συχνά ολοκληρώθηκε με έναν λεπτό πύργο. Ο νόμος περί διαχωρισμού του Σικάγο επέτρεψε σε έναν πύργο να ανεβαίνει ψηλότερα από το παλιό ύψος αλλά περιορίσε το συνολικό όγκο.

Δύο νέοι τύποι εξελίχθηκαν: μεγάλη σύνθετη βάση -μικρός πύργος και ένα ολοκληρωμένο σύστημα βάσεων πύργων με υπερβολικές διακοσμήσεις και ιστορικές γοθτικές αναφορές.

Με τη μεγάλη ύφεση και το 2<sup>ο</sup> παγκόσμιο πόλεμο υπήρχε πτώση στην υψηλή κατασκευή μέχρι το 1950. Η έλευση του υπολογιστή και η έκρηξη της κατασκευαστικής βιομηχανίας διευκόλυνε την ανάπτυξή της σε νέα δομικά συστήματα και μορφές. Τα συμβατικά άκαμπτα πλαίσια ήταν διαδεδομένα μέχρι τότε. Ο Fazlur Rahman Kahn ανέπτυξε την επαναστατική έννοια δόμησης του σωλήνα. Εδώ ο σκελετός του κτιρίου περιλαμβάνει στήλες σε μικρή απόσταση μεταξύ τους περιμετρικά που παρέχουν μεγαλύτερη αντοχή, λόγω της τρισδιάστατης απόκρισης, σε σύγκριση με τα συμβατικά συστήματα, χτίζοντας σε πλευρικά φορτία. Ο πλαισιωτός σωλήνας πρόσφερε την παραδοσιακή αρχιτεκτονική έκφραση για επεξεργασία με εξωτερικά παράθυρα στην πρόσοψη του κτιρίου. Τροποποιημένες εκδόσεις της βασικής μορφής πλαισιωτού σωλήνα όπως ο συνδυασμός σωλήνων, ενισχυμένου σωλήνα, σύνθετου σωλήνα και σωλήνα σε σωλήνα εμφανίστηκαν στη σκηνή. Οι αρχιτέκτονες αγκάλιασαν μια πιο τεχνολογική και ορθολογική έκφραση της μορφής του κτιρίου. Τα κτίρια διακρίνονται από απλά στερεομετρικά σχήματα, ορίστηκε λειτουργικά η σχέση μεταξύ πυρήνων και εξωτερικών τοιχωμάτων.



Εικόνα 1.2: Τα κτίρια περιόδου 1950-1980

Από το 1980 υπήρχε μία αντίδραση στην κατασκευή γυάλινου κουτιού, με οριζόντιες γωνίες, κλίσεις, καμπύλες και άλλα γεωμετρικά σχήματα. Δημιουργήθηκαν νέες γραμμές οροφής αποδίδοντας θόλους, πυραμίδες, ασύμμετρες κεκλιμένες στέγες ή συνδυασμό

αυτών. Η σύγχρονη γενιά κτιρίων χαρακτηρίζεται από ελαφρότητα με μειωμένη μάζα και λεπτές δομικές μορφές. Η παγκόσμια οικονομία απαιτεί μεγαλύτερα κτίρια μέσω των οποίων θα διεξάγει λειτουργίες και αυξανόμενες τιμές γης στις αστικές περιοχές.

## **1.2 Γενικές Αρχές Σχεδιασμού Υψηλών Κτιρίων**

### **1.2.1 Διεθνές πλαίσιο**

Μία φιλοσοφία βασισμένη στην απόδοση είναι σύμφωνη με την καλύτερη διεθνή πρακτική και έχει ρητά απαιτηθεί από τις κανονιστικές αρχές στην Ιαπωνία για κτίρια άνω των 60μ. από το 1981.

Στην Κίνα, τα όρια ύψους στα ψηλά κτίρια ορίζονται στον Κινέζικο Κώδικα Σεισμικού Σχεδιασμού Κτιρίων του 2001 και εξαρτώνται από τη σεισμική ζώνη, το δομικό υλικό και τα δομικά συστήματα που εγκρίθηκαν.

Για παράδειγμα στην υψηλότερη σεισμική ζώνη της Κίνας (σεισμική ένταση 9, ισοδύναμη με τη ζώνη UBC 4) το μέγιστο ύψος για σχεδιασμένη με κώδικα κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος είναι τα 80μ. και για κατασκευές από χάλυβα είναι τα 180μ. Για κτίρια με ύψος που υπερβαίνει τα όρια αυτά πρέπει να υιοθετηθεί μία προσέγγιση βάση απόδοσης συμπεριφοράς για να αποδειχθεί ικανοποιητική σεισμική απόδοση και ο σχεδιασμός πρέπει να περάσει από κριτική επιτροπή εμπειρογνομόνων.

Οι οικοδομικοί κώδικες στις Ηνωμένες Πολιτείες, όπως ο Ενιαίος Κώδικας Οικοδόμησης (ICBO, 1997) και ο Διεθνής Κώδικας Οικοδόμησης (ICC, 2006) και άλλοι εθνικοί κώδικες που βασίζονται σε αυτά τα έγγραφα επιτρέπουν σχεδιασμό με βάση την απόδοση αλλά παρέχουν ελάχιστη ή μη συγκεκριμένη καθοδήγηση. Η άμεση εφαρμογή των τυπικών διαδικασιών μπορεί να οδηγήσει σε κακές δομικές μορφές, σχετικά αντισοικονομικά δομικά σχέδια και σε ορισμένες περιπτώσεις σε κτίρια που δε θα έχουν καλή απόδοση συμπεριφοράς σε μέτριους και ισχυρούς σεισμούς.

Οι μέθοδοι του Ευρωκώδικα 8 (European Standards 2004) δε βασίζονται σε απόδοση συμπεριφοράς και δεν είναι κατάλληλοι για Υψηλή Κατασκευή.

Οι μέθοδοι που βασίζονται στην απόδοση απαιτούν από το σχεδιαστή να εκτιμήσει τον τρόπο με τον οποίο θα συμπεριφερθεί ένα κτίριο υπό σεισμική διέγερση ώστε να εντοπίσει μη ασφαλείς σχεδιασμούς.

### 1.2.2 Στόχοι απόδοσης συμπεριφοράς

1. Αντίσταση σε δευτερεύον επίπεδο σεισμικής διέγερσης χωρίς ζημιές.
2. Βλάβες χωρίς απώλεια ζωής.
3. Αντίσταση σε ισχυρό σεισμό χωρίς πλήρη κατάρρευση αλλά σεισμικές βλάβες.

Ενώ οι παραδοσιακοί κώδικες προσπαθούν να ικανοποιήσουν σιωπηρά και τους τρεις στόχους σχεδιάζοντας με ρυθμιστικούς κανόνες για ένα ενιαίο επίπεδο σεισμικού κινδύνου, ο σχεδιασμός κτιρίων Υψηλών προδιαγραφών θα πρέπει να διερευνά τουλάχιστον δύο στόχους απόδοσης ρητά. Υπάρχει λογική συμφωνία μεταξύ της τρέχουσας πρακτικής στην Ιαπωνία, την Κίνα και τις Η.Π.Α ως προς το ποιοι πρέπει να είναι αυτοί:

α. Αμελητέα ζημιά για σεισμό με περίοδο επιστροφής 50 έτη, στόχος ο οποίος επιτυγχάνεται με ελαστική απόκριση κατασκευής. Απόκριση και περιορισμός οριζόντιων μετατοπίσεων για ελαχιστοποίηση ζημιών σε μη δομικά στοιχεία όπως επένδυση και εσωτερικοί τοίχοι, στόχος απόδοσης αξιολόγηση σε επίπεδο εξυπηρέτησης.

β. Πρόληψη κατάρρευσης για την μεγαλύτερη σεισμική απαίτηση για σεισμό με περίοδο επιστροφής 2500 έτη. Επιτυγχάνεται αποδεικνύοντας ότι:

- Οι ανελαστικές απαιτήσεις παραμόρφωσης σε όλα τα δομικά στοιχεία είναι μικρότερες απ' ότι οι δυνατότητες παραμόρφωσης, λαμβάνοντας υπόψη φορτία βαρύτητας, φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης, μείωση ακαμψίας και αντοχής λόγω κυκλικής φόρτισης.
- Οι παραμορφώσεις επιπέδου ορόφου είναι αρκετά μικρές ώστε να αποτρέπουν καταστροφικές βλάβες σε μη δομικά στοιχεία, στόχος επίδοσης αξιολόγηση σε επίπεδο κατάρρευσης.

### 1.2.3 Σχεδιασμός με Βάση τις Παραμορφώσεις

Η παραμόρφωση είναι βασική παράμετρος στον σεισμικό σχεδιασμό με βάση την απόδοση και όχι την δύναμη που επιβάλλεται, επειδή χαρακτηρίζεται από το επίπεδο βλαβών και οι βλάβες σχετίζονται με το βαθμό ελαστικών και ανελαστικών παραμορφώσεων σε στοιχεία και συστήματα.

Οι παραμορφώσεις μπορεί να ταξινομηθούν σε τρεις τύπους:

- Συνολική κίνηση κτιρίου
- Μετακινήσεις ορόφου και άλλες εσωτερικές σχετικές παραμορφώσεις
- Ανελαστικές παραμορφώσεις δομικών μελών και στοιχείων

Η συνολική κίνηση του κτιρίου επιτρέπει μόνο μία ποιοτική αξιολόγηση της απόδοσης συμπεριφοράς.

Παρά το ότι η συνολική παραμόρφωση του κτιρίου μπορεί να παρέχει κάποια μέτρηση της σημαντικότητας των επιπτώσεων του φαινομένου Ρ-Δ στην απόκριση του κτιρίου, αυτή είναι περιορισμένης αξίας διότι η απόκλιση αιχμής είναι παροδική.

Μετακίνηση ορόφου η οποία ορίζεται ως η σχετική οριζόντια μετατόπιση δύο παρακείμενων επιπέδων ορόφων μπορεί να αποτελέσει το σημείο εκκίνησης για την αξιολόγηση ζημιών σε μη δομικά στοιχεία όπως προσόψεις και εσωτερικά χωρίσματα. Ωστόσο λαμβάνει κανείς περισσότερη πληροφόρηση σε πολυώροφα κτίρια αν αξιολογήσει αυτές τις σχετικές μετακινήσεις σε κάθε επίπεδο ως στοιχείο που οφείλεται σε:

1. άκαμπτη μετατόπιση
2. διατμητική παραμόρφωση

Η άκαμπτη μετατόπιση του σώματος συνδέεται με την περιστροφή του κτιρίου στο σύνολό του στα ψηλότερα επίπεδα λόγω των κατακόρυφων παραμορφώσεων στις πιο κάτω στήλες και δεν προκαλεί ζημιά.

Η αυξανόμενη διατμητική παραμόρφωση είναι μία μέτρηση της γωνιακής παραμόρφωσης σε τοίχο ή πάνελ επένδυσης. Η διατμητική παραμόρφωση γενικά ποικίλει στις διάφορες θέσεις του δαπέδου και μπορεί να υπερβαίνει την αναλογία μετακίνησης του ορόφου σε ορισμένες περιπτώσεις (π.χ. διαχωριστικά πλαίσια που εκτείνονται μεταξύ πυρήνα και περιμετρικής στήλης).

### 1.2.4 Κριτήρια Απόδοσης

Ο καθορισμός αποδεκτών ποσοτικών κριτηρίων για το σχεδιασμό με βάση την απόδοση αποτελεί αντικείμενο συζήτησης. Μία πρόκληση που αντιμετωπίζει ο σχεδιαστής είναι να δημιουργήσει μία ισορροπία μεταξύ του κατασκευαστικού κόστους και του κινδύνου βλαβών (με το σχετικό κόστος). Ο σχεδιασμός με βάση την απόδοση θα πρέπει να περιλαμβάνει:

- Επιλογή διαστήματος επανάληψης στο οποίο πρέπει να πληρούνται ένα ή περισσότερα επίπεδα απόδοσης.
- Υπολογισμός αναμενόμενης δομικής απόκρισης για σεισμό που σχετίζεται με τα διαστήματα επανάληψης.
- Αξιολόγηση μέλους και παραμόρφωσης κτιρίου σε σχέση με τις οριακές τιμές που αντιστοιχούν στα επιλεγμένα επίπεδα απόδοσης.
- Αξιολόγηση των αντοχών των συστατικών στοιχείων του μέλους για να διασφαλιστεί ότι δεν υπάρχει ψαθυρή αστοχία που αποτρέπει τη χρήση αρχών σχεδιασμού αντοχών.

Μία σχεδιαστική προσέγγιση βασισμένη στην απόδοση είναι σημαντική βελτίωση σε σχέση το σχεδιασμό βασισμένο σε κώδικα ο οποίος αποτυγχάνει να αναγνωρίσει τα μοναδικά χαρακτηριστικά αυτών των κτιρίων, τα οποία συμπεριλαμβάνουν:

- Μία θεμελιώδη μεταβατική περίοδο δόνησης σημαντικά μεγαλύτερη από 1 δευτερόλεπτο.
- Υψηλή συμμετοχή μαζών και πλευρική απόκριση για υψηλότερο τρόπο δόνησης.
- Σύστημα αντοχής σε σεισμική δύναμη με λεπτή αναλογία διαστάσεων τέτοια ώστε να προκύπτει σημαντική πλευρική μετατόπιση από την αξονική παραμόρφωση των τοιχωμάτων και των υποστυλωμάτων σε σύγκριση με τη διατμητική παραμόρφωση πλαισίου ή τοιχωμάτων.

Ένα σχέδιο βασισμένο στην απόδοση παρέχει στο σχεδιαστή περισσότερες γνώσεις για την πιθανή απόκριση του κτιρίου σε σεισμό μεγάλης έντασης και καλύτερο έλεγχο των επιθυμητών αποτελεσμάτων.

### **1.2.5 Βάση Σχεδιασμού**

Ο διαρθρωτικός σχεδιασμός των πολυώροφων κτιρίων είναι μία περίπλοκη τεχνική πρόκληση με απαιτήσεις για πλευρική ακαμψία, αντοχή και παραμόρφωση υπό συνθήκες ανέμου και σεισμικής ενέργειας συνθέτοντας θέματα βαρύτητας και κατασκευαστικής

ικανότητας. Σε γενικές γραμμές καθώς τα κτίρια γίνονται ψηλότερα και πιο λεπτά, η επίδραση του φορτίου του ανέμου γίνεται πιο σημαντική σε σχέση με την επίδραση του σεισμού.

Κρίσιμα ζητήματα για το σχεδιασμό πολυώροφων κτιρίων σε περιοχές επιρεπείς σε σημαντικούς ανέμους και σεισμικά φαινόμενα τυπικά περιλαμβάνουν:

1. Υψηλή βάση στιγμής ανατροπής και σχεδιασμό θεμελίωσης.
2. Απαιτήσεις μεγάλης διατμητικής ικανότητας κοντά στη βάση.
3. Υψηλές τάσεις βαρύτητας στα κάθετα στοιχεία (και χρήση υλικών υψηλής αντοχής) για να ελαχιστοποιήσουν τα δομικά μεγέθη για τον οικονομικό σχεδιασμό και να μεγιστοποιήσουν την καθαρή επιφάνεια του δαπέδου.
4. Ανάπτυξη ολκιμότητας σε στοιχεία στη βάση μίας δομής υπό υψηλή σεισμική δύναμη.
5. Έλεγχος πλευρικών επιταχύνσεων (άνεμος).
6. Έλεγχος μετατόπισης ορόφων.
7. Έλεγχος ζημιών ώστε να επιτραπεί η επισκευή
8. Εξασφάλιση μηχανισμών διαστολής της ολικής ενέργειας.

### **1.2.6 Δομική Ανάλυση**

Τρισδιάστατα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων είναι απαραίτητα να χρησιμοποιηθούν ώστε να συλλάβουμε τα μεταφορικά και στρεπτικά φαινόμενα. Η ελαστική ανάλυση είναι κατάλληλη για αξιολόγηση επιπέδου εξυπηρέτησης. Η μη γραμμική ανάλυση του ιστορικού απόκρισης απαιτείται για πρόληψη κατάρρευσης.

Η μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) δεν θα πρέπει να χρησιμοποιείται για ανάλυση Υψηλών κτιρίων επειδή δεν μπορεί να συλλάβει τα αποτελέσματα υψηλότερης λειτουργίας και στρέψης και δεν μπορεί εύκολα να επεκταθεί για να καλύψει την συμπληρωματική απόσβεση.

Το φάσμα απόκρισης και η ανάλυση ιστορικού απόκρισης είναι αποδεκτές διαδικασίες ελαστικής ανάλυσης για ψηλά κτίρια. Η ελαστική ανάλυση είναι κατάλληλη εάν η απαίτηση σε κάθε δομικό στοιχείο είναι μικρότερη από την ονομαστική του αντοχή για το επίπεδο εξυπηρέτησης.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2**

### **2.1 Δομικά συστήματα Υψηλών Κτιρίων**

#### **2.1.1 Δομή άκαμπτου πλαισίου (Rigid Frame Structures)**

Ορίζεται ως η δομή στην οποία οι δοκοί και οι κολώνες κατασκευάζονται μονολιθικά για να δρουν συνολικά ώστε να αντιστέκονται στις ροπές που δημιουργούνται λόγω των εφαρμοζόμενων φορτίων.



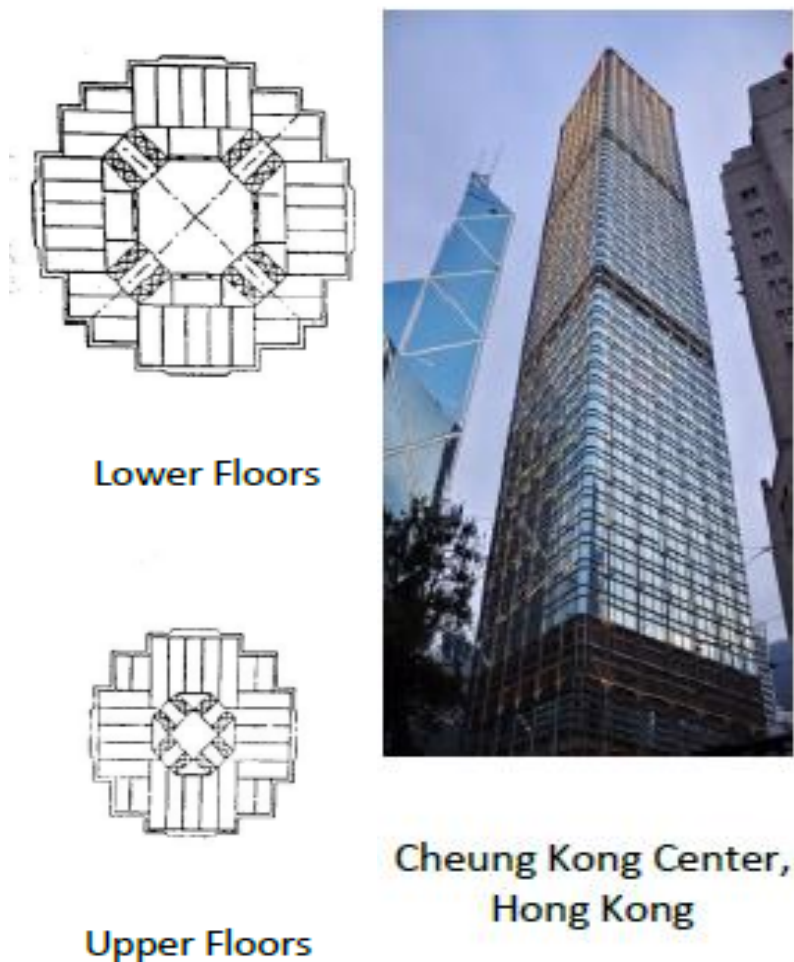
Εικόνα 2.1: Δομή άκαμπτου πλαισίου, κτίριο Burj Al Arab

Τα άκαμπτα πλαίσια παρέχουν μεγαλύτερη σταθερότητα. Αυτός ο τύπος πλαισιωτής δομής αντιστέκεται στη διάτμηση και τη στρέψη πιο αποτελεσματικά από κάθε άλλο τύπο πλαισίου γι' αυτό και χρησιμοποιείται στο εκπληκτικό κτίριο Burj Al Arab στο Dubai.

Τα πιο σημαντικά πλεονεκτήματα των πλαισιωτών κατασκευών είναι η ευκολία και η ταχύτητα κατασκευής τους. Το άνοιγμα περιορίζεται στα 12m για συνήθες οπλισμένο σκυρόδεμα, διαφορετικά μεγαλύτερα ανοίγματα μπορεί να προκαλέσουν πλευρικές παραμορφώσεις.

#### **2.1.2 Δομή άκαμπτου πυρήνα (Rigid Core Structures)**

Είναι ο τύπος κατά τον οποίο η βαρύτητα και η οριζόντια φόρτιση φέρονται από έναν μόνο πυρήνα και η πλάκα στηρίζεται σε κάθε επίπεδο είτε σε προβόλους που σχηματίζουν τον πυρήνα είτε μεταξύ πυρήνα και περιμετρικής στήλης. Αυτό το σύστημα είναι μία χρήσιμη μέθοδος για τη δημιουργία ανοικτού σχεδίου δαπέδου σε ένα πολύ υψηλό κτίριο το οποίο διαφορετικά θα απαιτούσε κολώνες μεταξύ του πυρήνα και της περιμέτρου.



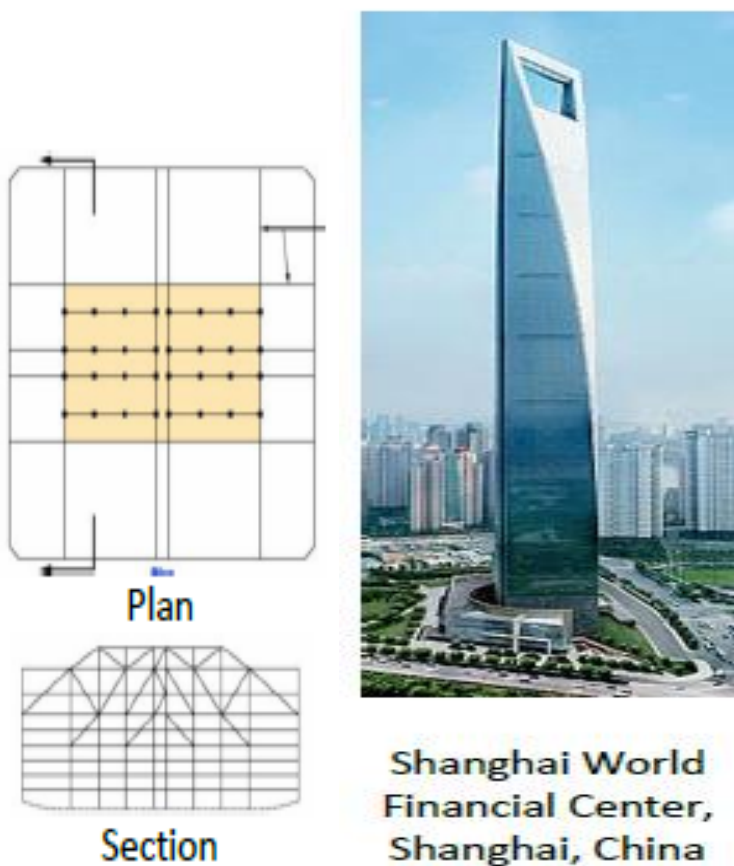
Εικόνα 2.2: Δομή άκαμπτου πυρήνα

Αντιστέκεται αποτελεσματικά στα πλευρικά φορτία δημιουργώντας εσωτερικά διάτμηση πυρήνα-εξωτερικά πλαίσιο αλληλεπίδρασης σωλήνα. Οι εσωτερικές κολώνες είναι σχετικά λίγες και βρίσκονται στον πυρήνα. Το εξωτερικό πλαίσιο και το πλαίσιο του πυρήνα συνδέονται με δοκούς ή μεταλλικές συνδέσεις και σκοπίμως αφήνεται χωρίς κολώνες. Εξυπηρετεί ως το κύριο στοιχείο παραλαβής φορτίου και παρέχει ακαμψία για να αντισταθεί στην κίνηση που προκαλείται από πλευρικό φορτίο.

Παρ' όλα αυτά καθώς το ύψος αυξάνει, αν ο πυρήνας διατηρηθεί σταθερός με τον ανελκυστήρα, τη σκάλα και τους άλλους μηχανολογικούς εξοπλισμούς δεν έχει επαρκεί η ακαμψία για να κρατήσει την μετατόπιση λόγω ανέμου σε αποδεκτό επίπεδο.

### 2.1.3 Δομή ενισχυμένου πυρήνα με ζώνες περίσφιξης (Braced Core with Hat Trusses Structures)

Οι ζώνες περίσφιξης χρησιμοποιούνται όταν η δοκός οροφής θα είναι πολύ ψηλή αν κατασκευαστεί μονοκόμματα. Αυτό οφείλεται σε μεγάλο εύρος ή απότομο βήμα ή σε συνδυασμό και τον δύο. Το σύστημα εφαρμόζεται για να αναπληρώσει ατελείς δοκούς ενός διαχειρίσιμου ύψους και στη συνέχεια ένα δευτερεύον δοκάρι τοποθετημένο στην κορυφή. Οι ζώνες περίσφιξης συμπεριλαμβάνουν τις περιμετρικές κολώνες του κτιρίου στην αντοχή έναντι πλευρικών φορτίων βελτιώνοντας έτσι τη συνολική απόδοση του κτιρίου.



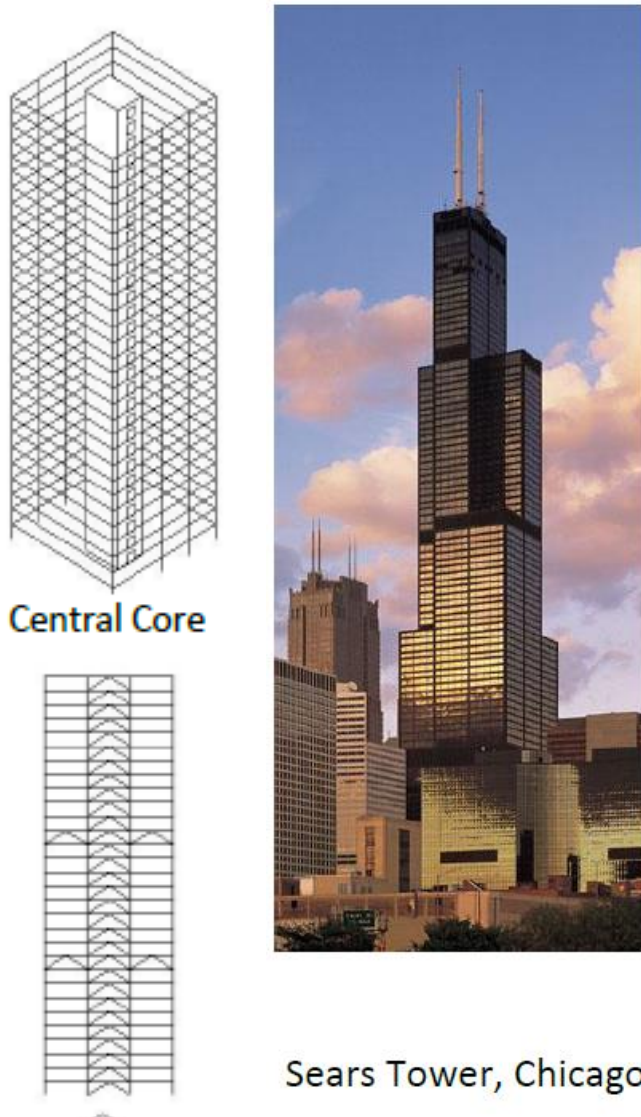
Εικόνα 2.3: Δομή ενισχυμένου πυρήνα με ζώνες περίσφιξης

Η εσωτερική πλαισίωση έχει κατασκευαστεί αρκετά ισχυρή ώστε να αντιστέκεται στη βαρύτητα και το πλευρικό φορτίο στο κτίριο, ενώ οι ζώνες περίσφιξης εκτρέπουν το φορτίο του ανέμου. Παρ' όλα αυτά υπάρχει περιορισμός για κατασκευή έως 60 ορόφους εκτός εάν ενσωματωθούν και άλλα δομικά συστήματα στην κατασκευή.

### 2.1.4 Άκαμπτο σωληνοειδές πλαίσιο (Rigid Frame Tube Structures)

Η έννοια του συστήματος σωλήνα βασίζεται στην ιδέα ότι ένα κτίριο μπορεί να σχεδιαστεί έτσι ώστε να αντιστέκεται στα πλευρικά φορτία σχεδιάζοντάς το ως ένα κοίλο πρόβολο κάθετο προς το έδαφος.

Η άκαμπτη σύνδεση υποστυλωμάτων και δοκών στην περίμετρο του κτιρίου σχηματίζει ένα άκαμπτο πλαίσιο που ισοδυναμεί με ένα πυκνό και ισχυρό δομικό τοίχωμα.



Εικόνα 2.4: Δομή άκαμπτου σωληνοειδούς πλαισίου

Η εξωτερική διαμόρφωση είναι σχεδιασμένη ικανοποιητικά ισχυρή ώστε να αντιστέκεται σε όλα τα πλευρικά φορτία του κτιρίου επιτρέποντας έτσι στο εσωτερικό του κτιρίου να πλαισιώνεται απλά για φορτία βαρύτητας.

- Οι εσωτερικές κολώνες είναι σχετικά λίγες και βρίσκονται στον πυρήνα.

- Η απόσταση μεταξύ των εξωτερικών και των πλαισίων του πυρήνα καλύπτεται από δοκούς ή συνδέσμους και σκοπίμως αφήνεται χωρίς κολώνες.
- Μέγιστη απόδοση για πλευρική αντοχή και ακαμψία.
- Μπορεί να συνδυαστεί με το σχέδιο του άκαμπτου πλαισιωτού πυρήνα.
- Είναι επιρρεπής στη διάτμηση.

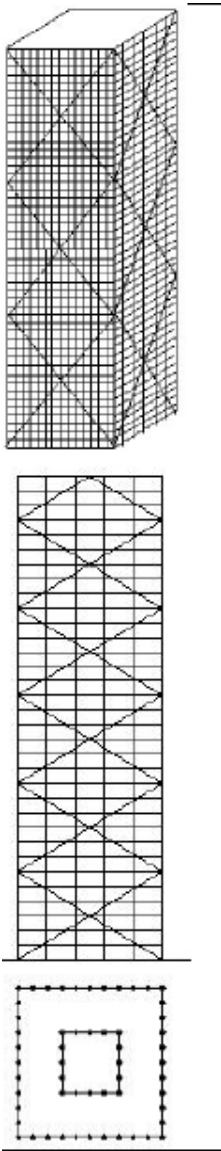
### **2.1.5 Ενισχυμένο σωληνοειδές πλαίσιο (Braced Frame Tube Structures)**

Ένα δομικό σύστημα το οποίο έχει σχεδιαστεί κυρίως για να αντιστέκεται στις δυνάμεις του ανέμου και του σεισμού. Είναι ένα δομικό πλαίσιο γραμμικών μελών που γίνεται άκαμπτο από ένα σύστημα διαγώνιων μελών και ενός κεντρικού σωλήνα.

Μπορεί να αντισταθεί στις πλευρικές δυνάμεις χωρίς ολίσθηση, ανατροπή, λυγισμό ή κατάρρευση χρησιμοποιώντας ένα σύστημα διαγώνιων μελών.

Απλός σωλήνας αλλά με συγκριτικά λιγότερες και τοποθετημένες σε μεγαλύτερη απόσταση μεταξύ τους εξωτερικές κολώνες.

Ατσάλινα στηρίγματα ή διατμητικά τοιχώματα σκυροδέματος τοποθετούνται κατά μήκος στους εξωτερικούς τοίχους για να αντισταθμίσουν λιγότερες κολώνες.



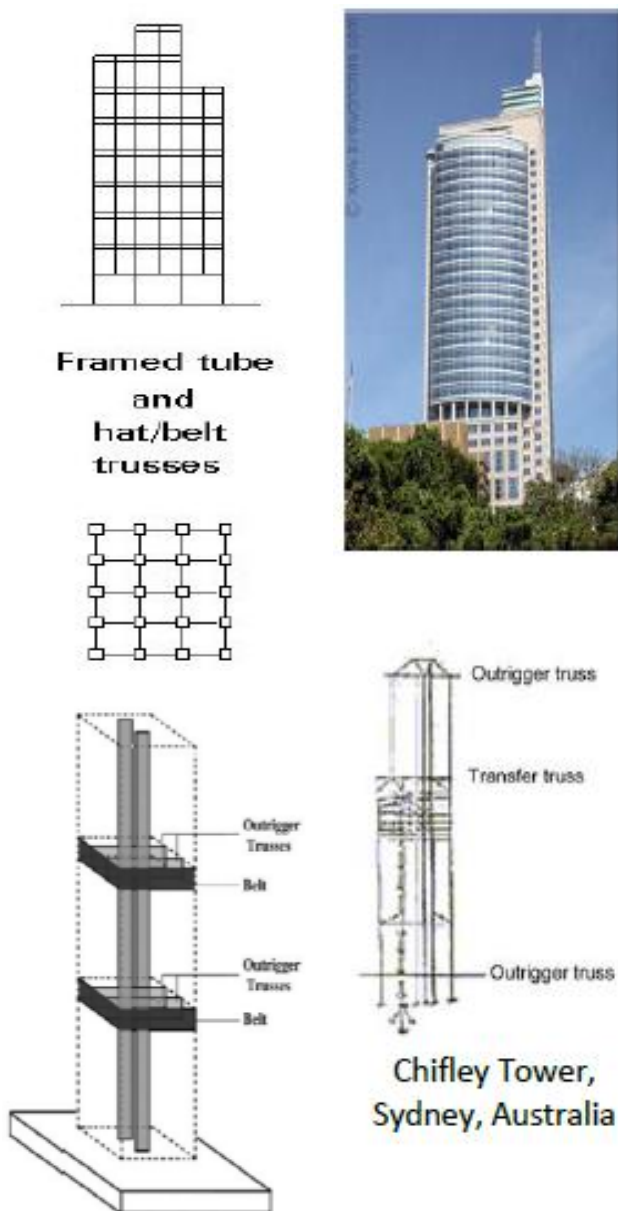
Alcoa Building,  
Pittsburgh,  
Pennsylvania

Εικόνα 2.5: Δομή ενισχυμένου σωληνοειδούς

- Μέγιστη χρήση του εσωτερικού χώρου.
- Λιγότερες περιμετρικές κολώνες.
- Χρησιμοποιείται λιγότερος χάλυβας από τη δομή του παραδοσιακού άκαμπτου χαλύβδινου πλαισίου.
- Περισσότερος φυσικός φωτισμός μέσα στο κτίριο.
- Μέγιστη πλευρική σταθερότητα.
- Οικονομική κατασκευή και απλή ανάλυση.
- Περιβαλλοντικά φιλικό
- Οι ατσάλινες στηρίξεις επηρεάζουν τη θέση των ανοιγμάτων, και την εξωτερική όψη.

### 2.1.6 Άκαμπτο σωληνοειδές πλαίσιο με ζώνες περίσφιξης και ζυγοστάτες (Rigid Frame Tube with Belt Trusses)

Οι εξωτερικές κολώνες συνδέονται με τον πυρήνα με ζυγοστάτες και ζώνη περίσφιξης σε ένα ή περισσότερα επίπεδα. Όταν το πλευρικό φορτίο ενεργεί στο κτίριο η κάμψη του πυρήνα περιστρέφει τους δύσκαμπτους ζυγοστάτες που είναι συνδεδεμένοι με τον πυρήνα και προκαλεί συμπίεση στις κολώνες.



Εικόνα 2.6: Δομή άκαμπτου σωληνοειδούς πλαισίου με ζώνες περίσφιξης και ζυγοστάτες

Η χρήση του ζυγοστάτη και η ζώνη περίσφιξης αυξάνουν τη δυσκαμψία και κάνουν τη δομική μορφή αποτελεσματική υπό πλευρική ένταση.

Η εξωτερική πλαισίωση μπορεί να αποτελείται από απλές δοκούς και κολώνες χωρίς την ανάγκη άκαμπτου τύπου πλαισίου, μειώνοντας συνολικά το κόστος.

Ο χώρος που καταλαμβάνουν οι ζυγοστάτες θέτουν περιορισμούς στη χρήση των δαπέδων όπου βρίσκονται.

## **2.2 Συστήματα αντοχής Πλευρικών Φορτίων**

Υπάρχουν διάφορα συστήματα πλευρικής αντοχής που χρησιμοποιούνται σήμερα στην κατασκευαστική πρακτική. Θα γίνει μία εισαγωγή σε ορισμένα τυπικά συστήματα που εφαρμόζονται στο σχεδιασμό υψηλών κτιρίων, θα συζητηθούν τα χαρακτηριστικά τους και οι εφαρμογές τους στην πραγματική πρακτική σχεδίασης.

Η μείωση της πλευρικής ολίσθησης αποτελεί σημαντικό σχεδιαστικό παράγοντα για ψηλά κτίρια. Γενικά πρόκειται για ζήτημα εξυπηρετικότητας. Η υπερβολική πλευρική ολίσθηση, ιδίως απόκλιση μεταξύ της εσωτερικής διατμητικής παραμόρφωσης και της μετατόπισης του ορόφου μπορεί να προκαλέσει βλάβη σε δευτερεύοντα συστήματα όπως εσωτερικά χωρίσματα.

Η αποτελεσματικότητα του πλευρικού συστήματος αντοχής αξιολογείται κυρίως με βάση την πλευρική μετατόπιση: είτε από τη μέγιστη μετατόπιση κορυφής του κτιρίου είτε από την εσωτερική διατμητική παραμόρφωση. Αυτοί είναι οι δύο σημαντικοί παράγοντες που ένας μηχανικός πρέπει να ελέγξει.

Στην πρακτική του σχεδιασμού υπάρχει ένας εμπειρικός τύπος που χρησιμοποιείται για να ελέγξει αν το πλευρικό σύστημα αντοχής είναι επαρκές στο στάδιο σχεδιασμού το οποίο είναι

$$\Delta_{\max} \leq H/500 \quad \text{όπου}$$

- $\Delta_{\max}$  είναι η μέγιστη πλευρική εκτροπή και
- $H$  το συνολικό ύψος του κτιρίου

Στην πραγματικότητα λίγα ψηλά κτίρια χρησιμοποιούν ένα μόνο τύπο δομικού συστήματος και πλευρικής σταθερότητας. Στις περισσότερες περιπτώσεις εφαρμόζονται ταυτόχρονα συνδυασμοί προκειμένου να ξεπεραστούν οι προκλήσεις της φύσης.

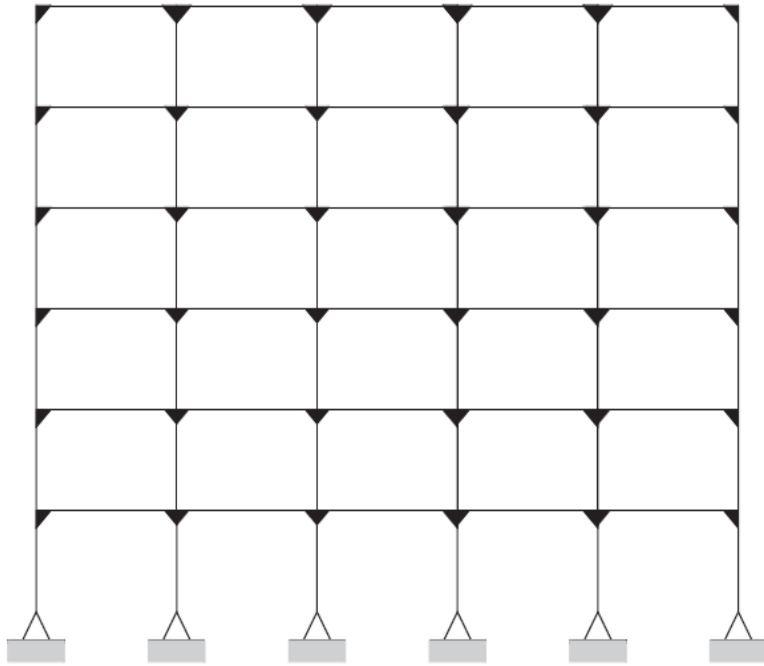
### 2.2.1 Πλαίσιο αντοχής σε ροπή (Moment Resisting Frames)

Το σύστημα αντοχής σε ροπή είναι ένα σύστημα που χρησιμοποιεί την ακαμψία της δομής για να παράσχει πλευρική αντίσταση. Οι δοκοί και οι στήλες συνδέονται άκαμπτα (άκαμπτο πλαίσιο) και πρέπει να είναι ισχυροί όταν κάμπτονται. Η σύνδεση δοκού-κολώνας πρέπει να είναι ιδιαίτερα λεπτομερής ώστε να προσαρμόζεται στη ροπή κάμψης που προκαλείται από το πλευρικό φορτίο.

Ο χάλυβας και το σκυρόδεμα είναι τα πιο κοινά υλικά για MRF και τα δύο παρέχουν ευελιξία στο σχεδιασμό του δαπέδου. Το μειονέκτημα του συστήματος MRF είναι ότι ένα άκαμπτο πλαίσιο απαιτεί ακριβείς συνδέσεις ροπών. Επιπλέον είναι δύσκολο να ελεγχθεί η πλευρική μετατόπιση λόγω της επίδρασης Ρ-Δ. Η αυξημένη κλίση του κτιρίου προκαλεί επιπλέον κάμψη των δοκών και των στηλών.

Ως εκ τούτου το αποτελεσματικό ύψος σχεδιασμού χωρίς πρόσθετα συστήματα αντοχής χωρίς απαίτηση πρόσθετων συστημάτων αντοχής σε πλευρικό φορτίο είναι 30 όροφοι για χάλυβα και 20 για σκυρόδεμα. (kowalczyketal.,1995)

Σε περιοχές όπου η σεισμική δραστηριότητα είναι αυξημένη ή υπάρχει μεγαλύτερος κίνδυνος σεισμών, το MRF πρέπει να είναι λεπτομερές για να βεβαιωθούμε ότι η ολκιμότητα της σύνδεσης δοκού-στήλης επιτρέπει επαρκή αντοχή στην ταλάντευση της δομής.



Εικόνα 2.7: Άκαμπτο πλαίσιο

### 2.2.2 Διατμητικοί τοίχοι

Οι διατμητικοί τοίχοι χρησιμοποιούνται ευρέως τόσο για τα ψηλά κτίρια όσο και για τα πιο χαμηλά σε σημαντικά δομικά μέλη στο σύστημα πλευρικής αντίστασης. Λειτουργούν σε πρόβολος βαθιά υποστηριζόμενος στο έδαφος. Επίσης φέρουν το κάθετο φορτίο μαζί με τις κολώνες.

Στα ψηλά κτίρια οι διατμητικοί τοίχοι είναι γενικά τοποθετημένοι στο κέντρο του κτιρίου, συνήθως με τη μορφή ενός συστήματος τοιχώματος πυρήνα, καθώς συστήματα κατακόρυφης μεταφοράς όπως οι ανελκυστήρες βρίσκονται συνήθως στο κέντρο του κτιρίου.

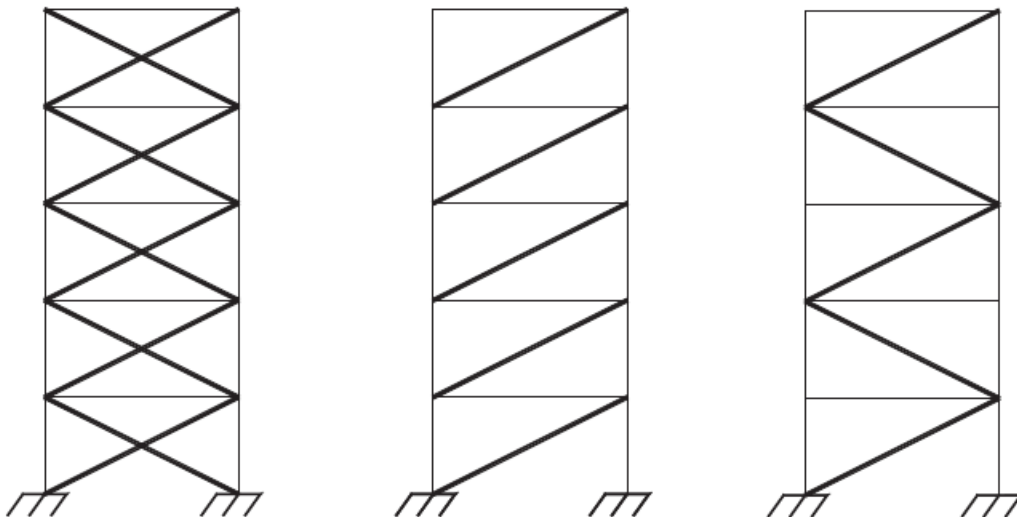
Συνδεδεμένοι διατμητικοί τοίχοι, όπου κύριες δοκοί στήριξης και το δάπεδο ενώνουν δύο ή περισσότερους τοίχους μαζί, χρησιμοποιούνται ευρέως σε πολλά project. Αυτή είναι μία πολύ κοινή μορφή του πλευρικού συστήματος υποστήριξης σε ψηλά κτίρια. Είναι επίσης πολύ συνηθισμένο τα MRF να συνδέονται με διατμητικούς τοίχους οπλισμένου σκυροδέματος ή χαλύβδινες δοκούς, με αποτέλεσμα σε ένα διατμητικό σύστημα αλληλεπίδρασης να παρέχει εξαιρετική πλευρική ακαμψία για ψηλές κατασκευές, καθώς κάθε σύστημα ελέγχει την πλευρική σταθερότητα του κτιρίου σε διαφορετικές θέσεις

πράγμα το οποίο παρέχει πιο αποτελεσματικό σύστημα πλευρικής αντοχής. Αυτοί οι τύποι συστήματος έχουν μέγιστο δυναμικό τους 65 ορόφους.

### 2.2.3 Σύστημα διαγωνίων συνδέσμων (Bracing systems)

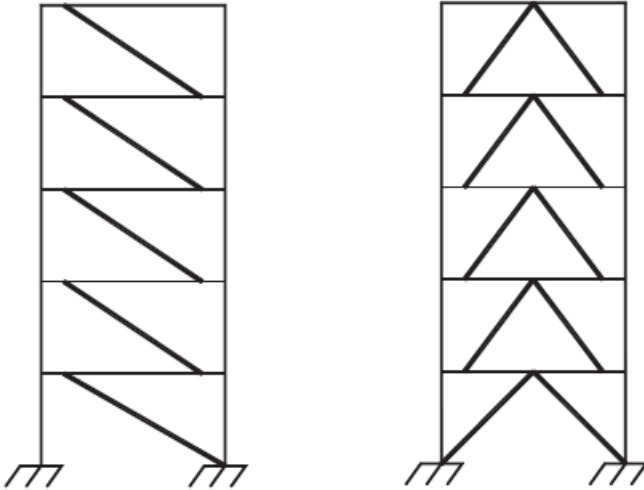
Όπως φαίνεται στο σχήμα οι διαγώνιοι σύνδεσμοι είναι ένα από τα σημαντικότερα πλευρικά ανθεκτικά συστήματα. Για αισθητικούς σκοπούς, τα ενισχυμένα πλαίσια βρίσκονται συνήθως στα ανοίγματα των τοίχων και την περιοχή του πυρήνα του άξονα ανελκυστήρα. Μπορούν να κατηγοριοποιηθούν σε ομόκεντρα ή έκκεντρα. Οι διαφορές μεταξύ τους είναι οι ακόλουθες.

Οι ομόκεντροι διαγώνιοι σύνδεσμοι είναι τοποθετημένοι έτσι ώστε όλα τα μέλη (δοκοί, κολώνες και διαγώνιοι σύνδεσμοι) να συναντώνται σε ένα κοινό σημείο. Ο σύνδεσμος παρέχει κυρίως την πλευρική αντίσταση μέσω αξονικής δύναμης στα δομικά μέλη. Κάποια παραδείγματα ομόκεντρων διαγωνίων συνδέσμων φαίνονται στο σχήμα.



Εικόνα 2.8: Σύστημα ομόκεντρων διαγωνίων συνδέσμων

Η έκκεντρη στήριξη περιλαμβάνει διαγώνια μέλη (θλιβόμενα-εφελκυσόμενα) και οριζόντια μέλη (καμπτόμενα). Χρησιμοποιούνται έντονα σε σεισμικές ζώνες λόγω της υψηλής ολκιμότητας που παρέχουν.

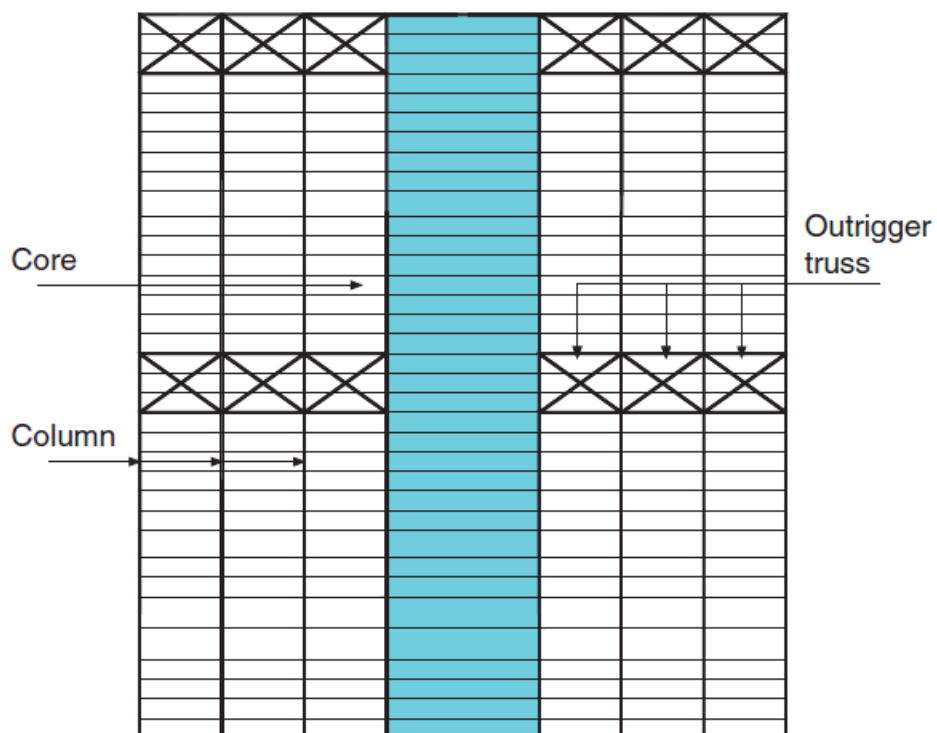


Εικόνα 2.9: Σύστημα έκκεντρων διαγώνιων συνδέσμων

#### 2.2.4 Κατασκευές με ζυγοστάτες (Outrigger structures)

Για κτίρια ψηλότερα από 70 ορόφους, η στιγμή ανατροπής που προκύπτει από την πλευρική φόρτιση αυξάνεται πολύ επομένως βασιζόμενο καθαρά σε ένα ενιαίο σύστημα τοίχου πυρήνα δεν είναι εφικτό να αντισταθεί σε αυτή τη φόρτιση καθώς αυτό θα έχει ως αποτέλεσμα πολύ παχύτερα πάχη τοιχωμάτων. Το πρόβλημα μπορεί να λυθεί χρησιμοποιώντας σταθερά οριζόντια μέλη όπως περιστροφικά άκρα (ζυγοστάτες) για να συνδεθεί ο κύριος πυρήνας με τις εξωτερικές κολώνες.

Οι πυρήνες είναι συνήθως τοποθετημένοι κεντρικά μέσα σ' ένα κτίριο, ενώ οι ζυγοστάτες (στις χαλύβδινες κατασκευές έχουν τον τύπο ζωνών περίσφιξης) εκτείνονται προς τα εξωτερικά υποστυλώματα (σχ.3.4). Αυτό παρέχει ένα συνδυασμό έντασης και συμπίεσης μέσα στα υποστυλώματα της εξωτερικής πλευράς της δομής. Με τον τρόπο αυτό μειώνουν τις μετατοπίσεις τις οροφής και τη ροπή στη βάση του πυρήνα.



Εικόνα 2.10: Κατασκευή με ζυγοστάτες

Κατά την πλευρική φόρτιση καθώς ο άνεμος ενεργεί στη δομή η περιστροφή του πυρήνα μπορεί να είναι  $S$  που ελέγχεται λόγω της συγκράτησης από τους ζυγοστάτες. Αυτή η αντίσταση βοηθά στη μείωση των πλευρικών παραμορφώσεων και των ροπών, οι οποίες διαφορετικά θα προκαλούσαν δομική αστάθεια πολλών μελών.



Εικόνα 2.11: Κτίριο Shard London Bridge Tower

Ένα διάσημο έργο αυτού του συστήματος είναι το Shard London Bridge Tower. Έχει ένα τοίχωμα πυρήνα στο κέντρο του και ζώνες ζυγοστατών σε ορισμένα επίπεδα για τη σύνδεση των κεντρικών πυρήνων και των εξωτερικών υποστυλωμάτων.

### **2.2.5 Σωληνωτές κατασκευές (Tube structures)**

Οι σωληνωτές κατασκευές είναι ένα από τα κυριότερα πλευρικά συστήματα αντοχής στα ψηλά κτίρια. Μετατρέπεται το κτίριο σε έναν κάθετο στο έδαφος πρόβολο. Το εξωτερικό πλαίσιο είναι σχεδιασμένο ώστε να είναι αρκετά ισχυρό (συνήθως από άποψη συνδέσεων

άκαμπτης δοκού προς κολώνα) για να αντισταθούν σε όλα τα πλευρικά φορτία (Ali&Moon, 2007).

Η περίμετρος του εξωτερικού αποτελείται από πυκνά τοποθετημένα υποστυλώματα που είναι δεμένα μαζί με δοκούς μέσω άκαμπτων συνδέσεων. Η απόσταση μεταξύ του εξωτερικού και των πλαισίων του πυρήνα καλύπτεται από δοκούς ή ζώνες. Αυτό μεγιστοποιεί την αποτελεσματικότητα του περιμετρικού σωλήνα μεταφέροντας κάποια από τα φορτία βαρύτητας μέσα από τη δομή της κατασκευής σε αυτόν και αυξάνει την ικανότητά του να αντισταθεί στην ανατροπή λόγω πλευρικών φορτίων.

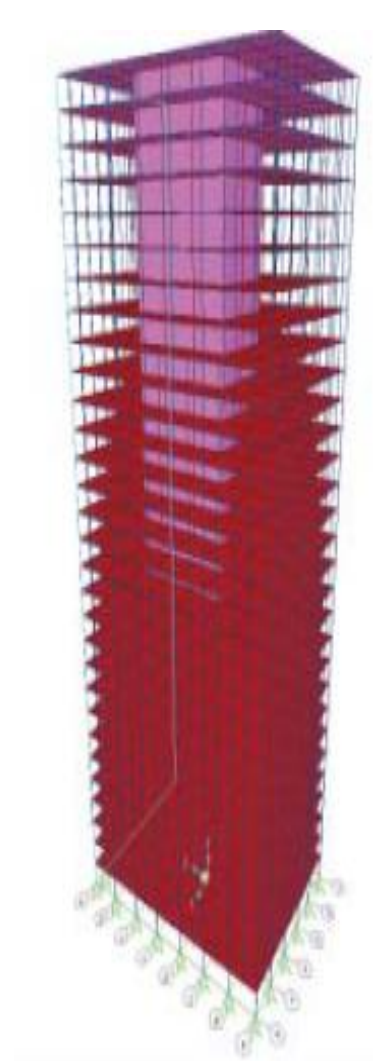
Οι σωληνωτές κατασκευές κατηγοριοποιούνται σε μερικούς διαφορετικούς τύπους που αναφέρονται παρακάτω.

**Σωληνοειδές πλαίσιο (Framed tube)** είναι το πιο ευρέως χρησιμοποιούμενο σωληνοειδές σύστημα. Πρόκειται για ένα τρισδιάστατο σύστημα που αποτελείται από πυκνά τοποθετημένα υποστυλώματα συνδεδεμένα σταθερά με δοκάρια στην περίμετρο για να δημιουργήσουν ένα κοίλο κύλινδρο. Ανάλογα με τη δομή η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων είναι αρκετά μικρή συνήθως 1,5μ.-4,5μ. Το ύψος των δοκαριών κυμαίνεται από 0,50μ.-1,20μ.

Σε αυτή την περίπτωση πρέπει να αντιμετωπιστούν οι επιπτώσεις της διατμητικής υστέρησης. Κάτω από πλευρική φόρτιση τα υποστυλώματα που βρίσκονται κοντά στις γωνίες του σωλήνα δοκιμάζουν τις μεγαλύτερες αξονικές δυνάμεις ενώ τα εσωτερικά υποστυλώματα παρουσιάζουν μείωση του αξονικού φορτίου και ως εκ τούτου δυσκαμψία. Αυτό οφείλεται στη διατμητική υστέρηση η οποία επηρεάζει την αξονική κατανομή στα υποστυλώματα όπου η πίεση στα εσωτερικά υποστυλώματα καθυστερεί λόγω της κάμψης των δοκαριών στην περίμετρο. Κατά το σχεδιασμό αυτού του τύπου κτιρίου ο μηχανικός θα πρέπει να περιορίσει το επίπεδο της διατμητικής υστέρησης και να επιδιώξει δομική συμπεριφορά παρόμοια με εκείνη των προβόλων.

**Ενισχυμένο σωληνοειδές (Braced Tubes)** αποτελείται από ευρέως τοποθετημένα υποστυλώματα που γίνονται άκαμπτα με χρήση διαγώνιων συνδέσεων. Ωστόσο το ενισχυμένο σωληνοειδές χρησιμοποιείται μόνο για δομές με λιγότερο από 60 ορόφους, διότι καθώς το ύψος αυξάνει θα παρατηρηθεί ταλάντωση όμοια με τις MRF δομές.

**Σωλήνας μέσα σε Σωλήνα (Tube in Tube)** είναι ένας συνδυασμός ενός εξωτερικού πλαισίου με ένα εσωτερικό πυρήνα (μπορεί να είναι ένας κεντρικός πυρήνας από σκυρόδεμα ή χαλύβδινο ενισχυμένο σωληνοειδές). Το εσωτερικό ενισχυμένο σωληνοειδές και ο εξωτερικός σωλήνας συνδέονται μέσω του διαφράγματος δαπέδου συνεργαζόμενα για αντίσταση στα πλευρικά φορτία. Ο εξωτερικός σωλήνας έχει πολύ μεγαλύτερη κατασκευαστική αξία σε σύγκριση με τον εσωτερικό πυρήνα λόγω του δομικού βάρους που επιτυγχάνει (Jayachandran, 2003)



Εικόνα 2.12: Σωληνοειδές σύστημα

**Δεσμοποιημένο Σωληνοειδές (Bundled Tube)** είναι μία περαιτέρω εξέλιξη του συστήματος σωλήνων όπου αντί να χρησιμοποιείται μόνο ένας σωλήνας αρκετοί σωλήνες συνδέονται μαζί ώστε να λειτουργούν ως ένα ενιαίο σύστημα . Ένα διάσημο παράδειγμα

είναι οι Willis Towers. Αποτελείται από ένα σύνολο μεμονωμένων σωλήνων που συνδέονται μεταξύ τους σχηματίζοντας μία πολυκυψελωτή σωληνοειδή κατασκευή με μεμονωμένους πύργους που συνδέονται με ζώνες περίσφιξης (3 περιμετρικά δικτυώματα). Ένα σημαντικό πλεονέκτημα του δομικού αυτού συστήματος είναι η τεράστια στρεπτική του ακαμψία, η οποία απορροφά τις στρεπτικές πλευρικές δυνάμεις που προκαλούνται από τον άνεμο ή το σεισμό, λόγω της ασυμμετρίας της. Είναι ιδιαίτερα κατάλληλο σε πολύ υψηλές κατασκευές καθώς οι μικρές πλευρές των τμημάτων λειτουργούν εποικοδομητικά στη μείωση του φαινομένου της διατμητικής υστέρησης.



Εικόνα 2.13: Σύστημα Δεσμοποιημένου Σωληνοειδούς, κτίριο Willis Towers

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3**

### **3.1 Άνεμος Εισαγωγή**

Άνεμος είναι το φαινόμενο της οριζόντιας μετακίνησης αερίων μαζών σε σχέση με την επιφάνεια της γης. Η δημιουργία των ανέμων οφείλεται στην ανομοιόμορφη κατανομή της ατμοσφαιρικής πίεσης στην επιφάνεια της γης. Η ατμοσφαιρική πίεση, δηλαδή η δύναμη που ασκείται πάνω στη μονάδα επιφάνειας λόγω του βάρους της υπερκείμενης στήλης αέρα, εκφράζεται σε μονάδες मिलिμπार (mb), όπου  $1 \text{ mb} = 100 \text{ N/m}^2$ . Η μέση τιμή της ατμοσφαιρικής πίεσης στη στάθμη της θάλασσας κυμαίνεται συνήθως μεταξύ 950~1050 mb. Η άμεση σχέση μεταξύ ανέμου και κατανομής της πίεσης συνεπάγεται την εύκολη απεικόνιση της κίνησης του ατμοσφαιρικού αέρα με τη βοήθεια χαρτών κατανομής ατμοσφαιρικής πίεσης, στους οποίους οι ισοβαρείς γραμμές αντιστοιχούν στα σημεία ίσης ατμοσφαιρικής πίεσης.

Η ανομοιόμορφη κατανομή της ατμοσφαιρικής πίεσης είναι αποτέλεσμα πολλών παραγόντων, κυριότερος από τους οποίους είναι η άνιση θέρμανση της επιφάνειας της γης. Η μετάδοση θερμότητας από μία ορισμένη περιοχή της γης προς το γειτονικό κατώτερο στρώμα της ατμόσφαιρας, προκαλεί διαστολή του αέρα προς τα αμέσως ανώτερα στρώματα, με ταυτόχρονη πτώση της πίεσης στο κατώτερο αυτό στρώμα. Αυτό συνεπάγεται μετακινήσεις αερίων μαζών από τις υψηλότερες προς τις χαμηλότερες πιέσεις, δηλαδή από τα ψυχρά προς τα θερμότερα στρώματα.

Τα κύρια χαρακτηριστικά γνωρίσματα του ανέμου είναι η διεύθυνση και η έντασή του. Η διεύθυνση είναι κάθετη στις ισοβαρείς γραμμές με φορά προς την περιοχή των χαμηλών πιέσεων, ενώ η ένταση είναι αντιστρόφως ανάλογη προς τις μεταξύ των ισοβαρών γραμμών αποστάσεις. Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν τα χαρακτηριστικά του ανέμου είναι η περιστροφή της γης (δυνάμεις Coriolis), η τριβή του ανέμου στην επιφάνεια του εδάφους, ο βαθμός τραχύτητας της επιφάνειας, η ύπαρξη λόφων, χαραδρών κ.λπ.

Πάνω από έναν τόπο ο άνεμος δεν έχει σε κάθε ύψος την ίδια διεύθυνση και ένταση. Είναι μάλιστα δυνατόν, ο άνεμος που πνέει κοντά στο έδαφος, να είναι τελείως αντίθετος με αυτόν ο οποίος πνέει σε υψηλότερες στάθμες, πράγμα που οπτικά διαπιστώνεται από την αντίθετη κίνηση των νεφών, σε σχέση με τον επιφανειακό άνεμο.

### 3.2 Επίδραση ανέμου στις υψηλές κατασκευές

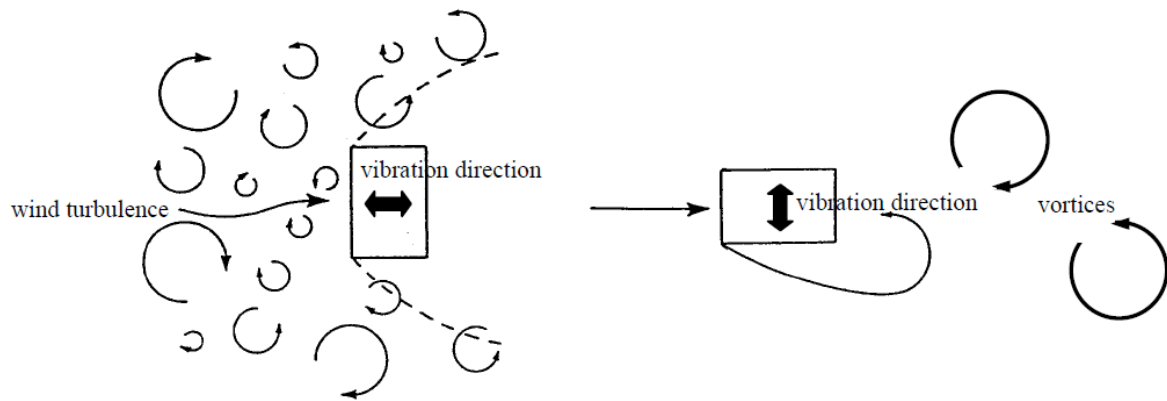
Κάθε φορτίο ανέμου προσδιορίζεται με μια πιθανοτική στατιστική μέθοδο που βασίζεται στην έννοια του "Ισοδύναμου στατικού φορτίου ανέμου", με την παραδοχή ότι δομικά πλαίσια και εξαρτήματα / επένδυση συμπεριφέρονται ελαστικά σε ισχυρό αέρα.

Συνήθως, η μέση δύναμη του ανέμου βασίζεται στη μέση ταχύτητα του ανέμου και στη μεταβαλλόμενη δύναμη του ανέμου που βασίζεται σε ένα κυμαινόμενο πεδίο ροής που ενεργεί σε ένα κτίριο. Η επίδραση της κυμαινόμενης δύναμης του ανέμου σε ένα κτίριο ή ένα μέρος εξαρτάται όχι μόνο από τα χαρακτηριστικά της μεταβαλλόμενης δύναμης του ανέμου αλλά και από το μέγεθος και τα χαρακτηριστικά δόνησης του κτιρίου ή τμήματος αυτού. Αυτές οι συστάσεις αξιολογούν τη μέγιστη επίδραση φόρτισης σε ένα κτίριο εξαιτίας της μεταβαλλόμενης δύναμης του ανέμου από μία πιθανοτική-στατιστική μέθοδο και τον υπολογισμό του στατικού φορτίου του ανέμου που δίνει το ισοδύναμο αποτέλεσμα. Το σχεδιαστικό φορτίο ανέμου μπορεί να ληφθεί από την άθροιση αυτού του ισοδύναμου στατικού φορτίου ανέμου και του μέσου φορτίου ανέμου.

#### 3.2.1 Ταξινόμηση του φορτίου ανέμου

Μια μέση δύναμη ανέμου ενεργεί σε ένα κτίριο. Αυτή η μέση δύναμη του ανέμου προκύπτει από τη μέση ταχύτητα του ανέμου και την κυμαινόμενη δύναμη του ανέμου που παράγεται από το κυμαινόμενο πεδίο ροής. Η επίδραση της κυμαινόμενης δύναμης του ανέμου στο κτίριο ή σε μέρος αυτού εξαρτάται όχι μόνο από τα χαρακτηριστικά της διακυμάνσεως η δύναμη του ανέμου αλλά και τα χαρακτηριστικά μεγέθους και δονήσεων του κτιρίου ή μέρους αυτού. Επομένως, για να εκτιμηθεί το σχεδιαστικό φορτίο ανέμου, είναι απαραίτητο να αξιολογηθούν τα χαρακτηριστικά της διακύμανσης τις δυνάμεις του ανέμου και τα δυναμικά χαρακτηριστικά του κτιρίου. Οι ακόλουθοι παράγοντες θεωρούνται γενικά για τον προσδιορισμό της κυμαινόμενης δύναμης του ανέμου.

- τυρβώδης χαρακτήρας του ανέμου (χρονική και χωρική διακύμανση του ανέμου)
- παραγωγή στροβίλου μετά από κτίριο
- αλληλεπίδραση μεταξύ δόνησης κτιρίου και ροής του περιβάλλοντος αέρα



Εικόνα 3.1: Κυματικές δυνάμεις αιολικής ενέργειας που οφείλονται στον τυρβώδη χαρακτήρα του ανέμου και στη δημιουργία στροβίλου σε επακόλουθο κτίριο

Οι κυμαινόμενες πιέσεις του ανέμου επηρεάζουν τις επιφάνειες των κτιρίων λόγω των παραπάνω παραγόντων. Οι πιέσεις μεταβάλλονται χρονικά και τα δυναμικά τους χαρακτηριστικά δεν είναι ομοιόμορφα σε όλες τις θέσεις του επιφάνεια κτιρίου. Ως εκ τούτου, είναι καλύτερο να αξιολογηθεί το φορτίο ανέμου στα δομικά πλαίσια με βάση τη συνολική συμπεριφορά κτιρίου και εκείνο των εξαρτημάτων / επενδύσεων με βάση τη συμπεριφορά μεμονωμένων κατασκευαστικών μερών.

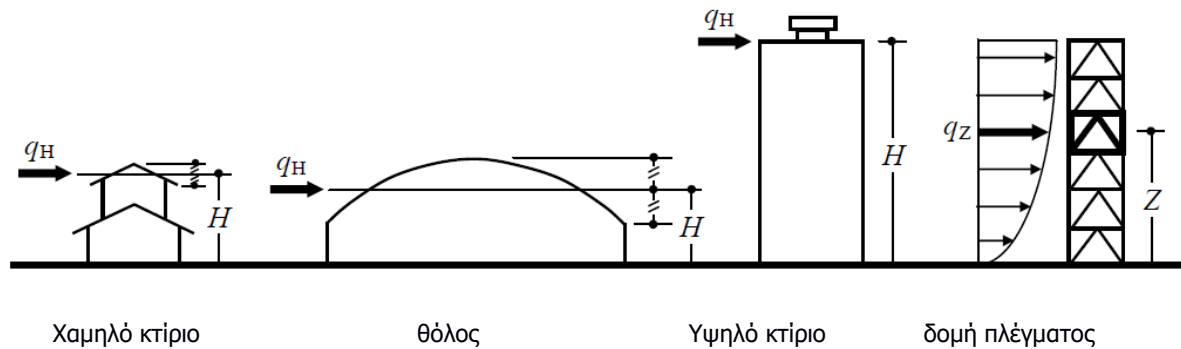
Στα περισσότερα κτίρια, κυριαρχεί η επίδραση της μεταβαλλόμενης δύναμης του ανέμου που προκαλείται από τον στροβιλισμό. Σε αυτή την περίπτωση, το οριζόντιο φορτίο ανέμου στα δομικά πλαίσια στην κατά μήκος διεύθυνση του ανέμου είναι σημαντικό. Ωστόσο, για σχετικά εύκαμπτα κτίρια με μεγάλο λόγο διαστάσεων, οριζόντια φορτία ανέμου στα δομικά πλαίσια που είναι κάθετα στη διεύθυνση του ανέμου και στην κατεύθυνση στρέψης δεν πρέπει να αγνοηθούν.

Για φορτία οροφής, η κυμαινόμενη δύναμη του ανέμου που προκαλείται από τη ροή διαχωρισμού από την αιχμή της οροφής συχνά υπερσχύει. Ως εκ τούτου, το φορτίο ανέμου στα δομικά πλαίσια χωρίζεται σε δύο μέρη: οριζόντιο φορτίο και φορτίο οροφής.

### 3.2.2 Ύψος αναφοράς και πίεση ταχύτητας

Το ύψος αναφοράς είναι γενικά το μέσο ύψος της στέγης του κτιρίου όπως φαίνεται στο σχήμα. Τα φορτία του ανέμου υπολογίζονται από την πίεση ταχύτητας σε αυτό το ύψος αναφοράς. Η κατακόρυφη κατανομή του ανέμου εκφράζεται στους συντελεστές δύναμης

και πίεσης του ανέμου. Ωστόσο το φορτίο ανέμου για δομή τύπου πλέγματος υπολογίζεται από την πίεση ταχύτητας σε κάθε ύψος.



Εικόνα 3.2: Ορισμός ύψους αναφοράς και πίεσης ταχύτητας

### 3.2.3 Φορτίο ανέμου σε Δομικά πλαίσια

Η μέγιστη επίδραση φόρτισης σε κάθε τμήμα του κτιρίου μπορεί να εκτιμηθεί με την ανάλυση δομικής απόκρισης λαμβάνοντας υπόψη τα χαρακτηριστικά της χρονικής και χωρικής διακύμανσης της αιολικής πίεσης και των δυναμικών χαρακτηριστικών του κτιρίου.

Το ισοδύναμο στατικό φορτίο ανέμου που παράγει το μέγιστο αποτέλεσμα φόρτισης δίδεται ως σχεδιαστικό φορτίο ανέμου.

Για την απόκριση του κτιρίου σε ισχυρό άνεμο η πρώτη ιδιομορφή είναι επικρατέστερη ενώ οι ιδιομορφές υψηλότερης συχνότητας δεν κυριαρχούν για τα περισσότερα κτίρια.

Η κατανομή οριζόντιας φόρτισης ανέμου (καταμήκος του ανέμου) για δομικά πλαίσια θεωρείται ότι είναι ίση με τη μέση κατανομή του φορτίου αιολικής ενέργειας, επειδή το σχήμα του της πρώτης ιδιομορφής προσομοιάζει τη μέση μετατόπιση του κτιρίου.

Συγκεκριμένα, το ισοδύναμο φορτίο ανέμου επιτυγχάνεται με τον πολλαπλασιασμό του παράγοντα επιπτώσεων ριπής, ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος της στιγμιαίας τιμής προς τη μέση τιμή απόκρισης του κτιρίου, προς το μέσο φορτίο ανέμου.

Τα χαρακτηριστικά της δύναμης του ανέμου που επενεργούν στην οροφή επηρεάζονται από τις ιδιότητες της μεταβαλλόμενης δύναμης του ανέμου που προκαλείται από τον

διαχωρισμό της ροής από την πρόσθια άκρη της οροφής και την εσωτερική πίεση η οποία εξαρτάται από το βαθμό στεγανοποίησης του κτιρίου.

Επομένως τα χαρακτηριστικά του φορτίου ανέμου οροφής στα δομικά πλαίσια είναι διαφορετικά από αυτά του φορτίου κατά μήκος του ανέμου σε δομικά πλαίσια. Εδώ ο παράγοντας επιπτώσεων ριπής δίνεται όταν η πρώτη ιδιομορφή κυριαρχεί και υποθέτει ελαστική δυναμική συμπεριφορά της δοκού οροφής υπό φορτίο ανέμου.

### **3.2.4 Φορτίο ανέμου στην επένδυση του κτιρίου**

Κατά τον υπολογισμό του φορτίου ανέμου επί των επενδύσεων, η μέγιστη εξωτερική πίεση αέρα είναι αναποτελεσματική και όπως ο συντελεστής της εσωτερικής επίδρασης μεταβολής της πίεσης, ορίζονται. Ο συντελεστής μέγιστης δύναμης του ανέμου υπολογίζεται ως η διαφορά τους.

Συνυπολογίζεται μόνο η επίδραση του μεγέθους. Η επίδραση συντονισμού αγνοείται επειδή η φυσική συχνότητα των επενδύσεων είναι γενικά υψηλή. Το φορτίο ανέμου στην επένδυση ορίζεται ως το μέγιστο της θετικής και αρνητικής πίεσης για κάθε μέρος επένδυσης για άνεμο σε κάθε κατεύθυνση, ενώ το φορτίο ανέμου στα δομικά πλαίσια ορίζεται για διεύθυνση ανέμου στην πρόσοψη του κτιρίου.

Συνεπώς, για φορτίο ανέμου στην επένδυση ο μέγιστος συντελεστής δύναμης ανέμου ή ο μέγιστος συντελεστής εξωτερικής πίεσης του ανέμου πρέπει να λαμβάνεται από δοκιμές αεροδυναμικής σήραγγας ή άλλη μέθοδο επαλήθευσης.

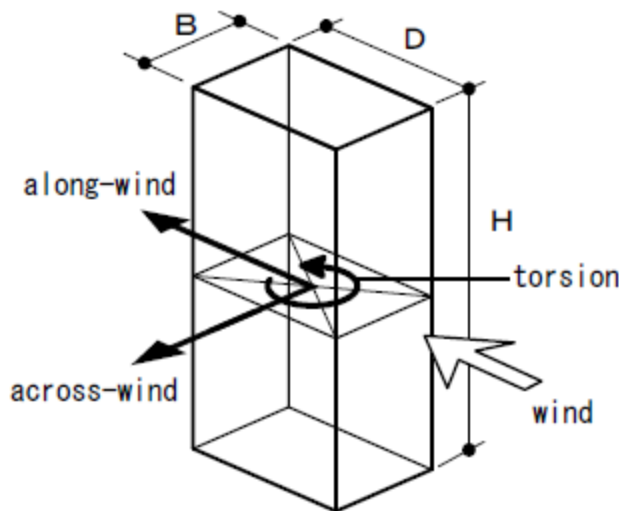
### **3.2.5 Φορτία ανέμου σε κάθετες και στρεπτικές ως προς την κατεύθυνση του ανέμου διευθύνσεις**

Τα οριζόντια φορτία ανέμου στα δομικά πλαίσια υποδηλώνουν φορτίο κατά μήκος, κάθετο και στρεπτικό στη διεύθυνση του ανέμου

Είναι δύσκολο να προβλέψουμε αποκρίσεις σε κάθετες και στρεπτικές ως προς την κατεύθυνση του ανέμου διευθύνσεις, όμως πρέπει να εκτιμώνται για ευαισθητα στην αιολική ενέργεια κτίρια. Θεωρητικά είναι σαν τις κατά μήκος αποκρίσεις. Εντούτοις δίνεται ένας τύπος πρόβλεψης βασισμένος στην κυμαινόμενη ροπή ανατροπής σε διεύθυνση

κάθετη στον άνεμο και στην κυμαινόμενη ροπή στρέψης για την πρώτη λειτουργία δόνησης σε κάθε κατεύθυνση.

Το σχήμα δείχνει την κατεύθυνση του ανέμου και τις διευθύνσεις των φορτίων του.



Εικόνα 3.3 : Ορισμός διεύθυνσης φορτίων και ανέμου.

### 3.3 Μετεωρολογικά και κλιματολογικά χαρακτηριστικά Ν. Κοζάνης

#### 3.3.1 Διερεύνηση χάρτη ανέμου περιοχής Δυτ. Μακεδονίας

Τα διαθέσιμα ανεμολογικά στοιχεία του Μετεωρολογικού Σταθμού της Ε.Μ.Υ. στην Κοζάνη, που παρουσιάζονται στον επόμενο Πίνακα 1, αφορούν καταγραφή 20 ετών, ήτοι από το 1997 έως το 2016. Οι επικρατέστεροι άνεμοι στην περιοχή είναι οι Βόρειοι με υψηλό ποσοστό συχνότητας εμφάνισης 16,91%, ενώ σημαντικό είναι και το ποσοστό εμφάνισης των Βορειοδυτικών ανέμων 8,86%. Οι υπόλοιποι άνεμοι έχουν σχετικά μικρό ποσοστό συχνότητας εμφάνισης, της τάξης του 1 – 3%, ενώ το ποσοστό νηνεμίας είναι πολύ υψηλό και φτάνει το 62,05%. Οι μέγιστες καταγεγραμμένες εντάσεις ανέμου στην περιοχή είναι της τάξεως των 7Bf και αφορούν ανέμους Βόρειας διεύθυνσης



ΜΗΝΙΑΙΕΣ ΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΑΝΕΜΟΥ											
Όνομα Σταθμού	Κωδικός Σταθμού	Γεωγ.Πλάτος Σταθμού		Γεωγ.Μήκος Σταθμού		Ύψος Σταθμού (m)		Περίοδος			
ΚΟΖΑΝΗ	18632	40		22				1/1/1997 ΕΩΣ 31/12/2016			
ΕΤΗΣΙΟ											
Διεύθυνση Ανέμου		N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	CLM/VRB	SUM
Beaufort	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	58,76	58,78
Beaufort	1	0,87	0,15	0,11	0,13	0,11	0,08	0,31	0,53	2,28	4,57
Beaufort	2	5,82	0,61	0,96	1,74	1,40	0,35	0,82	2,47	1,00	15,17
Beaufort	3	5,37	0,41	0,51	0,71	0,81	0,33	0,87	3,20	0,02	12,23
Beaufort	4	3,55	0,17	0,05	0,11	0,30	0,21	0,58	2,18	0,00	7,17
Beaufort	5	1,09	0,04	0,01	0,01	0,04	0,04	0,12	0,42	0,00	1,77
Beaufort	6	0,18	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,05	0,00	0,28
Beaufort	7	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,03
Beaufort	8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Beaufort	>= 9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SUM		16,91	1,39	1,64	2,71	2,66	1,02	2,74	8,86	62,05	100,00
		7	6	5	5	5	5	7	6		
		B	BA	A	NA	N	ND	Δ	BD	CALM	
		16.91%	1.39%	1.64%	2.71%	2.66%	1.02%	2.74%	8.86%	62.05%	

Εικόνα 3.4: Ανεμολογικά στοιχεία του Μετεωρολογικού Σταθμού της Ε.Μ.Υ. στην Κοζάνη

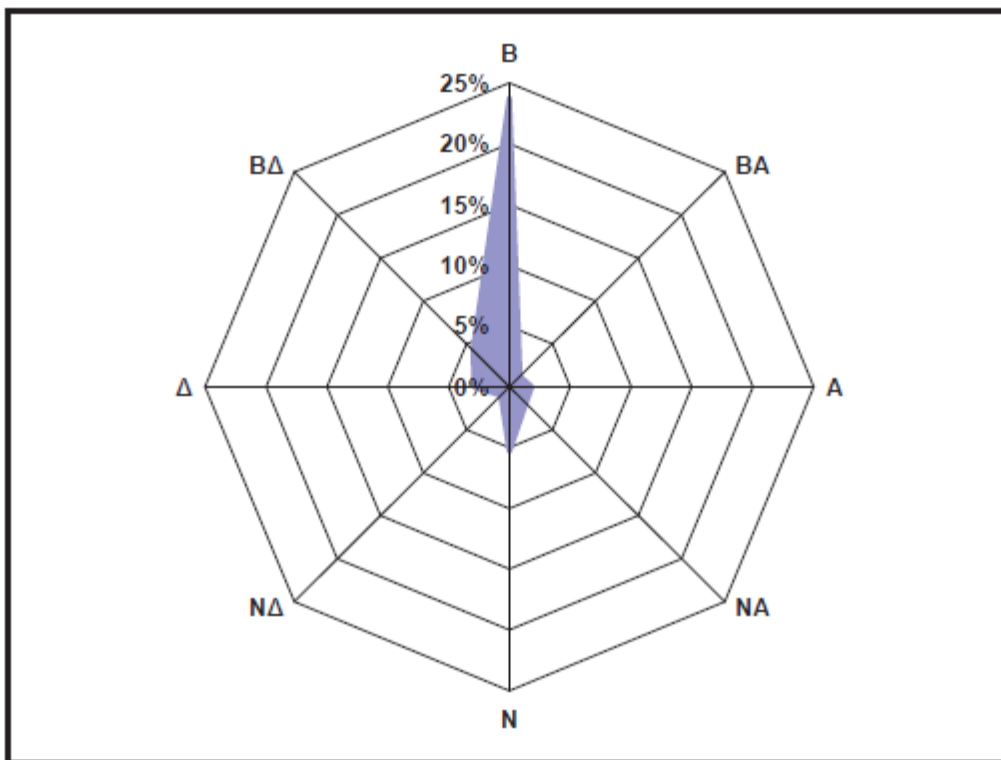
Οι πλησιέστεροι μετεωρολογικοί σταθμοί της ΕΜΥ στην περιοχή μελέτης είναι ο μετεωρολογικός σταθμός (Μ.Σ.) Κοζάνης ο οποίος βρίσκεται σε Γεωγραφικό μήκος 21° 50'Ε και Γεωγραφικό πλάτος 40° 17'Ν, καθώς και ο Μ.Σ. Πτολεμαΐδας σε Γεωγραφικό μήκος 21° 41'Ε και Γεωγραφικό πλάτος 40° 31'Ν. Ο (Μ.Σ.) Κοζάνης ο οποίος βρίσκεται έως και σήμερα σε λειτουργία, διαθέτει πλήρη επεξεργασμένα και δημοσιευμένα ανεμολογικά στοιχεία. Φορέας λειτουργίας των παραπάνω σταθμών είναι η Εθνική Μετεωρολογική Υπηρεσία (ΕΜΥ). Στο Σχήμα.... παρουσιάζονται οι θέσεις των μετεωρολογικών σταθμών



Εικόνα 3.5: Μετεωρολογικοί Σταθμοί ευρύτερης περιοχής μελέτης.

### 3.3.2 Ανεμολογικά χαρακτηριστικά

Η επικρατούσα διεύθυνση του ανέμου είναι Βόρεια για το Μ.Σ. Κοζάνης με ποσοστό 23,7% και ακολουθούν οι Νότιοι άνεμοι με ποσοστό μόλις 5% ενώ το ποσοστό άπνοιας είναι ιδιαίτερα υψηλό 58%.



Εικόνα 3.6: Ροδόγραμμα ανέμου για τον Μ.Σ. Κοζάνης (πηγή: ΕΜΥ)

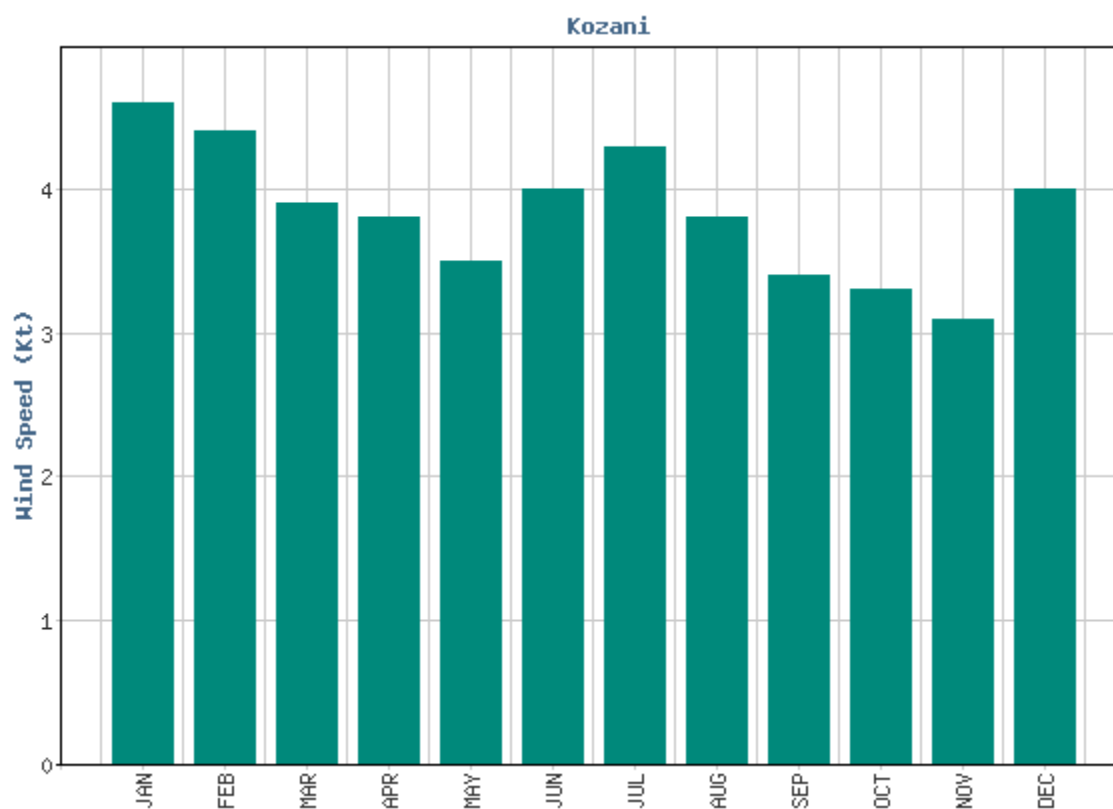
### Κλιματικά Δεδομένα έτους 2019

Περιφέρεια: **Δυτική Μακεδονία**  
**Κοζάνη**

- **Άνεμοι**

**Κοζάνη (Kozani) Γ. Μήκος (Lon): 21.841 Γ.Πλάτος (Lat): 40.289**

**Ύψος (Alt): 621m**



	ΙΑΝ	ΦΕΒ	ΜΑΡ	ΑΠΡ	ΜΑΙ	ΙΟΥΝ	ΙΟΥΛ	ΑΥΓ	ΣΕΠ	ΟΚΤ	ΝΟΕ	ΔΕΚ
<b>Μέση Μηνιαία Διεύθυνση Ανέμου</b>	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B
<b>Μέση Μηνιαία Ένταση Ανέμου</b>	4.6	4.4	3.9	3.8	3.5	4.0	4.3	3.8	3.4	3.3	3.1	4.0

Εικόνα 3.7: Κατανομή μέσης έντασης ανέμων 2019 σε m/s (πηγή: EMY)

Σύμφωνα με τα παραπάνω στοιχεία οι άνεμοι που πνέουν τον τελευταίο χρόνο στην περιοχή της Κοζάνης είναι μέτριοι με μέση ένταση 3,1 – 4,6 m/s.

**Μέση και μέγιστη Ταχύτητα Ανέμου ανεξαρτήτου γεωδυναμικού ύψους για την περιοχή της Μακεδονίας έτους 2019 (στοιχεία EMY)**

	ΙΑΝ	ΦΕΒ	ΜΑΡ	ΑΠΡ	ΜΑΙ	ΙΟΥΝ	ΙΟΥΛ	ΑΥΓ	ΣΕΠ	ΟΚΤ	ΝΟΕ	ΔΕΚ
<b>Μέση Μηνιαία Διεύθυνση Ανέμου</b>	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B
<b>Μέση Μηνιαία Ένταση Ανέμου</b>	14,4	11,8	11,04	10,86	11,46	7,84	11,0	9,32	9,0	9,44	16,2	14,66
<b>Μέγιστη Μηνιαία Ένταση Ανέμου</b>	57,0	47,0	55,5	49,5	61,0	45,0	48,0	41,5	51,5	60,0	73,0	95,0

Μέση Ετήσια Ένταση Ανέμου 11,41 m/sec

Μέση Ετήσια Μέγιστη Ένταση Ανέμου 57,0 m/sec

**Για ύψος κατασκευής έως 500μ. θα ληφθεί ταχύτητα 33m/sec όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας αν και παρατηρείται από τα στοιχεία της EMY ότι οι τιμές της έντασης του ανέμου είναι πολύ χαμηλότερες. Τα στοιχεία EMY παρατίθενται στο παράρτημα.**

### 3.4 Ανάλυση και υπολογισμός φορτίων Ανέμου

Για τον υπολογισμό του κατά μήκος φορτίου του ανέμου και της απόκρισης χρησιμοποιείται η μέθοδος του παράγοντα ριπών.

Ευέλικτες λεπτές δομές και δομικά στοιχεία θα διερευνηθούν για να εξακριβωθούν οι ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο ή διεγέρσεις κατά μήκος και κάθετα προς τη διεύθυνση του ανέμου.

Γενικά ακολουθούνται οι παρακάτω οδηγίες για την εξέταση των επαγωγικών ταλαντώσεων του ανέμου.

- Κτίρια ή κλειστές κατασκευές με αναλογία ύψους προς ελάχιστη πλευρά >5
- Κτίρια ή κλειστές κατασκευές των οποίων η φυσική συχνότητα στην πρώτη ιδιομορφή είναι μικρότερη από 1Hz

Το κατά μήκος φορτίο του ανέμου σε μία δομή σε μία περιοχή λωρίδας ( $A_e$ ) σε οποιοδήποτε ύψος ( $z$ ) δίνεται από  **$F_z = C_t * A_e * p_z * G$**

Όπου,

- $F_z$ =Το κατά μήκος φορτίο του ανέμου σε μια δομή σε οποιοδήποτε ύψος  $z$  που αντιστοιχεί σε περιοχή λωρίδας  $A_e$
- $C_t$ =συντελεστής δύναμης για το κτίριο
- $A_e$ =ενεργός μετωπική περιοχή που εξετάζεται για τη δομή σε ύψος  $z$
- $P_z$ =πίεση σχεδιασμού σε ύψος λόγω μέσου ωριαίου ανέμου που λαμβάνεται ως  $0,6 * V_z^2$  (N/m<sup>2</sup>) (  $V$  η ταχύτητα του ανέμου σε mph)
- $G_h$ =παράγοντας απόκρισης ριπής που δίνεται από την εξίσωση  $G_h = 0.65 + 60 / [(h/35)^{1/7}]$  όπου  $h$  το ύψος της δομής

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4**

### **4.1 Επιλογή δομικού Συστήματος**

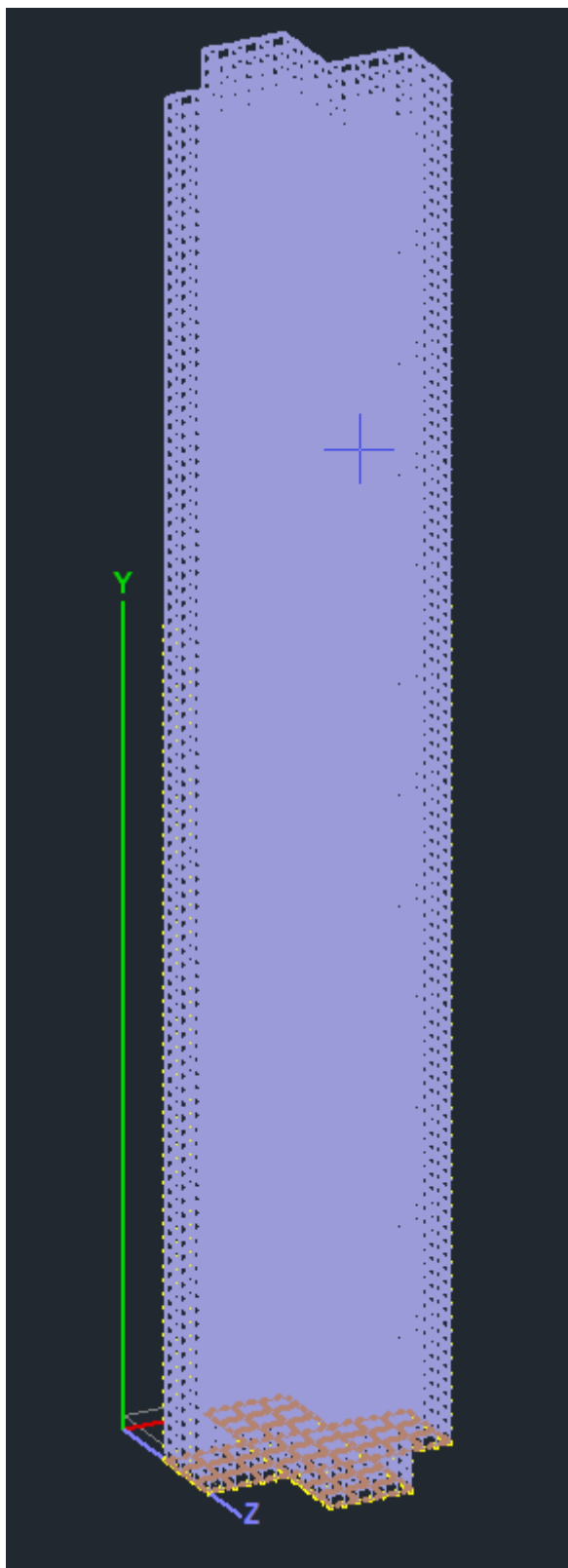
Η επιλογή του δομικού συστήματος είναι κρίσιμος παράγοντας στο δομοστατικό σχεδιασμό μιας υψηλής κατασκευής καθώς καθορίζει εάν η κατασκευή θα είναι στατικά επαρκής, λειτουργική, και οικονομική.

#### **1ος φορέας**

Το **Δεσμοποιημένο Σωληνοειδές (Bundled Tube)** σύστημα το οποίο επιλέχθηκε για μελέτη και ανάλυση στη συνέχεια, είναι μία περαιτέρω εξέλιξη του συστήματος σωλήνων όπου αντί να χρησιμοποιείται μόνο ένας σωλήνας αρκετοί σωλήνες συνδέονται μαζί ώστε να λειτουργούν ως ένα ενιαίο σύστημα.

Αποτελείται από ένα σύνολο μεμονωμένων σωλήνων που συνδέονται μεταξύ τους σχηματίζοντας μία πολυκυψελωτή σωληνοειδή κατασκευή με μεμονωμένους πύργους που συνδέονται με ζώνες περίσφιξης. Ένα σημαντικό πλεονέκτημα του δομικού αυτού συστήματος είναι η πολύ υψηλή στρεπτική ακαμψία, η οποία απορροφά τις στρεπτικές πλευρικές δυνάμεις που προκαλούνται από τις δράσεις του ανέμου ή του σεισμού, λόγω της ασυμμετρίας του.

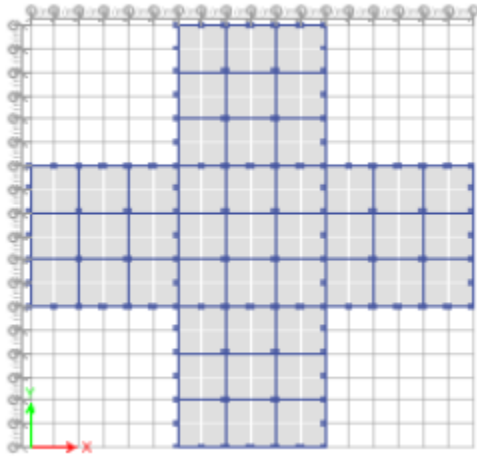
Το σύστημα είναι ιδιαίτερα κατάλληλο σε πολύ υψηλές κατασκευές καθώς οι μικρές πλευρές των τμημάτων λειτουργούν εποικοδομητικά στη μείωση του φαινομένου της διατμητικής υστέρησης.



Εικόνα 4.1: Δεσμοποιημένο σωληνοειδές

Στη βάση του κτιρίου πέντε ενότητες (σωλήνες) των 18x18μ. ομαδοποιημένες σχηματίζουν ένα σταυρό. ο οποίος αποτελεί τον τυπικό όροφο του κτιρίου, εμβαδού

1620μ<sup>2</sup>, συνεχίζοντας ανέπαφα έως τους 60 ορόφους, σε τελικό ύψος 180,0μ. πάνω από το έδαφος.



Εικόνα 4.2: Σχέδιο 1<sup>ου</sup> -60<sup>ου</sup>

Η χρήση του κτιρίου θεωρείται ότι προορίζεται για γραφεία και κατοικίες. Η απόσταση μεταξύ των εξωτερικών υποστυλωμάτων από άξονα σε άξονα είναι 3μ. ενώ εκείνη των εσωτερικών 6μ. Η ζώνη περισφίξης παρέχεται κάθε 20 ορόφους στα εξωτερικά υποστυλώματα, έτσι ώστε κάθε 20 ορόφους να έχουμε μηχανικό όροφο για τις ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις του κτιρίου. Το κτίριο εξιδανικεύεται ως μία πρισματική δοκός-πρόβολος.

## 4.2 Παράμετροι μελέτης

### 4.2.1 Δομικές παράμετροι

α/α	Στοιχεία	Δεδομένα
1	Αριθμός ορόφων	Ισόγειο+59
2	Ύψος ορόφου	3.0μ.
3	Διαστάσεις δοκών	

	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Εσωτερικές δοκοί</li> <li>• Συνδετικές δοκοί</li> <li>• Χιαστοί σύνδεσμοι</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 0.50x0.40</li> <li>• 0.70x0.40</li> <li>• 0.40x0.40</li> </ul>
<b>4</b>	<p>Διαστάσεις Υποστυλωμάτων</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Εσωτερικά Υποστυλώματα</li> <li>• Γωνιακά Υποστυλώματα</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 690x802 (mm)</li> </ul>
<b>5</b>	Πάχος πλάκας	5cm ενισχυμένη με χαλυβδόφυλλο
<b>6</b>	<p>Κατηγορίες Υλικών</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Χάλυβας</li> <li>• Σκυρόδεμα</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• S355</li> <li>• C35/45</li> </ul>

Πίν. 4.1 : Δομικές Παράμετροι

#### 4.2.2 Υλικά

Το δομικό σύστημα που επιλέχθηκε θα μελετηθεί ως μεταλλική κατασκευή με χρήση σκυροδέματος μόνο για τις πλάκες των ορόφων. Έτσι το υλικό που θα χρησιμοποιηθεί είναι δομικός χάλυβας S355 για όλα τα δομικά στοιχεία. Για το σχεδιασμό της σύμμικτης πλάκας δαπέδου θα χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα C35/45 5cm, με οπλισμό Φ8/25, και χαλυβδόφυλλο τραπεζοειδούς μορφής.

#### 4.2.3 Σεισμικές Παράμετροι

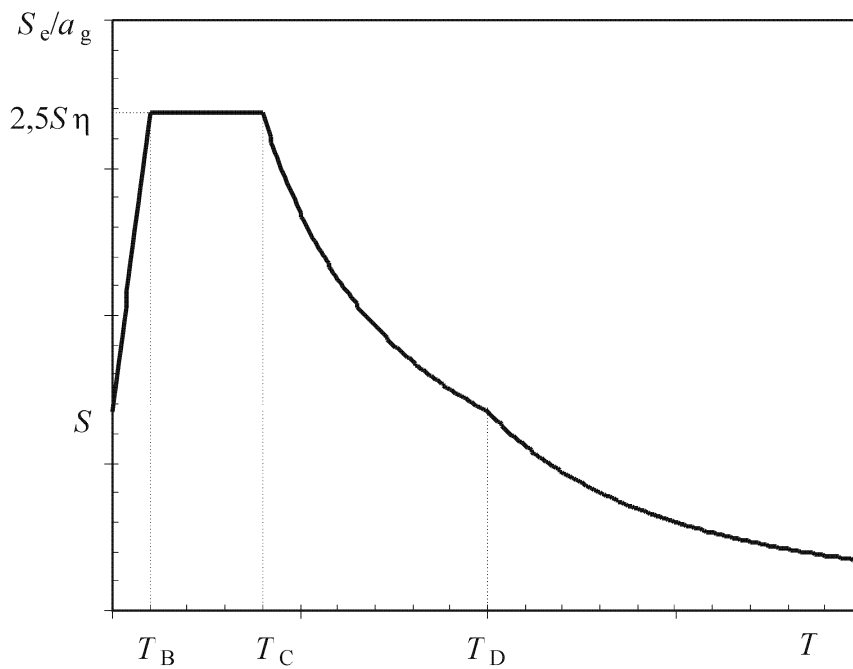
Συγκεκριμένα, για τα ψηλά κτίρια πρέπει να προσδιορίζονται δύο ή περισσότερα επίπεδα απόκρισης του κτιρίου. Ο ΕΚ 8 προϋποθέτει δύο βασικές απαιτήσεις. Πρώτον, περιορισμό των ζημιών όταν το κτίριο υποβάλλεται σε σεισμική δράση με περίοδο επαναφοράς τα 95 χρόνια και δεύτερον, η κατασκευή να μην καταρρεύσει έπειτα από ακραία σεισμική δράση με περίοδο επαναφοράς τα 475 χρόνια.

Σεισμική Ζώνη	Z1
Συντ. επιτάχυνσης εδάφους	0,16
Κατηγορία Σπουδαιότητας	Σ3

Κατηγορία Εδάφους	B
-------------------	---

Πιν.4.2: Σεισμικές Παράμετροι

Το φάσμα του διαγράμματος 4.1 δίδεται σε σχέση με ιξώδη απόσβεση 5%. Στην περίπτωση των ψηλών κτιρίων αυτή η τιμή θεωρείται μεγάλη, εφόσον η ιξώδης απόσβεση είναι στο  $\xi=2.5$  και ο αυξητικός παράγοντας του φάσματος θα είναι ίσως με 1.15. Αυτό ελέγχεται με την πιο κάτω εξίσωση (4):



Διάγραμμα 4.1: Ελαστικό φάσμα απόκρισης (Ευρωκώδικας 8)

Το τυπικό σχήμα του φάσματος έχει δύο φθίνοντα μέρη:

- Για  $T_C \leq T \leq T_D$  όπου η επιτάχυνση είναι ανάλογη του  $1/T$
- Για  $T \geq T_D$  όπου η επιτάχυνση είναι ανάλογη του  $1/T^2$

Σύμφωνα με τον ΕΚ8, και με βάση τον τύπο εδάφους, το  $T_C$  παίρνει τιμές από 0.15 μέχρι 0.60 δευτερόλεπτα και το  $T_D$  ισούται με 2.0 δευτερόλεπτα. Τα ψηλά κτίρια φυσιολογικά έχουν ιδιοπερίοδο πέραν των 2.0 δευτερολέπτων, άρα η επιτάχυνσή τους είναι ανάλογη του  $1/T^2$ .

Για τα ψηλά κτίρια χρησιμοποιείται ειδικό φάσμα απόκρισης, αφού έχουν μεγάλες περιόδους δόνησης. Χρησιμοποιείται γράφημα απόκρισης φάσματος ελαστικής παραμόρφωσης με περιόδους μέχρι 10 δευτερόλεπτα.

#### 4.3 Φορτία και Συνδυασμοί Φορτίσεων

Στην κατασκευή αυτή θα εφαρμοσθούν κατακόρυφα και πλευρικά φορτία. Τα κατακόρυφα είναι τα φορτία λόγω ιδίων βαρών των στοιχείων, το κινητό φορτίο στα στοιχεία της πλάκας, ίσο με  $5\text{KN/m}^2$  και το πρόσθετο μόνιμο φορτίο λόγω επικαλύψεων ίσο με  $1,5\text{KN/m}^2$ .

Τα πλευρικά φορτία του ανέμου θα εφαρμοστούν στα κατακόρυφα περιμετρικά δομικά στοιχεία σαν κατανεμημένο φορτίο.

Οι συνδυασμοί φορτίσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα1 για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και συνεπώς για τη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων του κτιρίου είναι

- $1.35G+1.5W$
- $1.35G+1.5Q$
- $1.35G+1.5W+1.05Q$
- $1.35G+0.9W+1.5Q$ , για κάθε διεύθυνση του ανέμου.

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και συνεπώς για τον έλεγχο της μετατόπισης οροφής αλλά και των βελών κάμψης από τα κατακόρυφα φορτία οι συνδυασμοί φορτίσεων που θα χρησιμοποιήσουμε είναι

- $G+Q$
- $G+W$
- $G+Q+0.6W$
- $G+W+0.7Q$

#### 4.4 Προσομοίωση και Διαστασιολόγηση Δομικών Στοιχείων

Για την προσομοίωση των δομικών στοιχείων SCADApro θα χρησιμοποιηθούν ραβδωτά στοιχεία (frame elements). Όλες οι δοκοί αποτελούνται από μεταλλικές διατομές I. Τα κατακόρυφα στοιχεία θα σχεδιαστούν ως κοίλες τετραγωνικές μεταλλικές διατομές, άκαμπτα συνδεδεμένες μεταξύ τους μέσω των περιμετρικών δοκών, για κάθε τετραγωνική διατομή. Οι εσωτερικές δοκοί είναι αρθρωμένες στην περίμετρο και δε συνεισφέρουν στην

παραλαβή των πλευρικών φορτίων, αλλά στην μεταφορά των κατακόρυφων μόνιμων και κινητών φορτίων από την πλάκα στα υποστυλώματα. Η ενιαία λειτουργία των τετραγώνων εξασφαλίζεται από τα ενδιάμεσα ενισχυμένα κοινά στοιχεία και ενισχύεται με τη χρήση των χιαστί συνδέσμων, που συνεισφέρουν στην ομοιόμορφη κατανομή των δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία και τη μείωση της μετατόπισης οροφής. Η διατομή των χιαστί συνδέσμων είναι επίσης μεταλλική μορφής I, και καταπονείται μόνο αξονικά αφού είναι αρθρωτά συνδεμένη σε όλα τα στοιχεία.

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων στο SCADPro θα υλοποιηθεί μέσω επαναληπτικής διαδικασίας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, λαμβάνοντας υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Για λόγους ασφάλειας οι συντελεστές ισοδύναμου μήκους λυγισμού ( $k$  factors) θα τοποθετηθούν ίσοι με τη μονάδα για όλα τα δομικά στοιχεία.

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών περιλαμβάνει τον έλεγχο σε φάση κατασκευής της σύμμικτης πλάκας και τον έλεγχο της σε φάση σύμμικτης λειτουργίας μετά την πήξη του σκυροδέματος. Εφαρμόζεται ο κανονισμός EN 1993-1-3 για τη διαστασιολόγηση των χαλυβδόφυλλων στη φάση κατασκευής της σύμμικτης πλάκας. Βάσει του EN 1993-1-3 γίνεται υπολογισμός της ενεργούς διατομής του χαλυβδόφυλλου και όλων των μηχανικών ιδιοτήτων ανά μέτρο μήκους (§ 3.3, 4.2, 4.3.3, 4.3.4), καθώς και όλοι οι έλεγχοι επάρκειας που αφορούν τη διατομή του χαλυβδόφυλλου.

Οι έλεγχοι του χαλυβδόφυλλου περιλαμβάνουν:

- Έλεγχος σε κάμψη (§5.4)
- Έλεγχος σε κατακόρυφη διάτμηση (§5.8)
- Έλεγχος σε εγκάρσιο φορτίο (§5.8)
- Συνδυασμένος έλεγχος σε διάτμηση και κάμψη (§5.10)
- Συνδυασμένος έλεγχος σε κάμψη και εγκάρσιο φορτίο (§5.11)
- Έλεγχος βέλους (§7.3)

Η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας γίνεται σύμφωνα με τον EN 1994-1-1 και την Section 9 περιλαμβάνει τους παρακάτω ελέγχους επάρκειας:

- Έλεγχος σε κάμψη (§9.7.2)
- Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση σε πλάκες χωρίς ακραία αγκύρωση (§9.7.3)
- Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση σε πλάκες με ακραία αγκύρωση (§9.7.4)

- Έλεγχος σε κατακόρυφη διάτμηση (§9.7.5)
- Έλεγχος ρηγμάτωσης του σκυροδέματος (§9.8.1)
- Έλεγχος Βέλους (§9.8.2)

#### **4.5 Μεθοδολογία Ανάλυσης του Δομικού Φορέα**

Η μοντελοποίηση του φορέα θα γίνει στο στατικό πρόγραμμα SCADApro, θα δημιουργηθεί το μαθηματικό μοντέλο και θα αποδοθούν τα φορτία στα αντίστοιχα μέλη. Θα ακολουθήσει η Δυναμική Ανάλυση της μελέτης βάση του κανονισμού EC8 και το Ελληνικό Προσάρτημα.

Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει:

- Ορισμό των παραμέτρων της ανάλυσης.
- Υπολογισμό των μαζών και των ακαμψιών των μελών του φορέα.
- Εκτέλεση δυναμικής ανάλυσης για τα επιλεγμένα επιταχυνσιογραφήματα.

Οι έλεγχοι που θα πραγματοποιηθούν για σεισμική ελαστική ανάλυση είναι:

- Έλεγχος Διαφοράς Μαζών και Ακαμψιών Σταθμών Κτιρίου
- Κέντρο Βάρους - Κέντρο Ακαμψίας
- Σεισμική Τέμνουσα Τοιχωμάτων
- Έλεγχος Κανονικότητας σε κάτοψη -Διεύθυνση X,Z
- Έλεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως -Διευθυνση X,Z
- Έλεγχος Σχετικής Μετακίνησης ορόφου -Διεύθυνση X,Z

#### **ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ**

ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΚΑΘΟΛΙΚΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (q)

ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ (m)

Τα αποτελέσματα των ελέγχων που θα πραγματοποιηθούν θα περιλαμβάνουν τα εξής:

- ✓ Έλεγχος Διαφοράς Μαζών και Ακαμψιών Σταθμών Κτιρίου

- ✓ Σεισμική Τέμνουσα Τοιχωμάτων
- ✓ Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης μεταξύ κόμβων ορόφου
- ✓ Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης κατά Χ,Z μεταξύ ορόφων
- ✓ Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5**

### **5.1 Προσομοίωση φορέα στο SCADA PRO**

#### **5.1.2 Γεωμετρία**

Η υπό μελέτη μεταλλική κατασκευή αποτελείται από εξήντα στάθμες με ίδια κάτοψη και ύψος ορόφου 3.00μ. (1η Στάθμη 3.00μ, τελική στάθμη 180μ.)

Η κατασκευή του πλαισίου μορφώνεται από χαλύβδινο σκελετό, ενώ η θεμελίωση του μορφώνεται από μεμονωμένα πέδιλα από οπλισμένο σκυρόδεμα και συνδετήρια δοκάρια και στις δύο διευθύνσεις. Το μοντέλο του φορέα φαίνεται στην εικόνα 5.6

#### **5.1.3 Υλικά**

Για την κατασκευή όλων των μελών του φορέα χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S355 (Fe510). Το μέτρο ελαστικότητας είναι  $E=21000\text{kN/cm}^2$  και ο λόγος του Poisson  $\nu=0,30$ . Το ειδικό βάρος του χάλυβα λαμβάνεται  $78,5\text{ kN/m}^3$ .

Χαρακτηριστική τιμή αντοχής διαρροής για ονομαστικό πάχος $\leq 40\text{ mm}$	$f_{yk}\ 355.00\text{ (MPa)}$
Χαρακτηριστική τιμή αντοχής διαρροής για ονομαστικό πάχος $> 40\text{ mm}$ και $\leq 80\text{ mm}$	$f_{yk}\ 335.00\text{ (MPa)}$
Οριακή εφελκυστική αντοχή για ονομαστικό πάχος $\leq 40\text{ mm}$	$f_{uk}\ 510.00$
Οριακή εφελκυστική αντοχή για ονομαστικό πάχος $> 40\text{ mm}$ και $\leq 80\text{ mm}$	$f_{uk}\ 470.00$
Μέτρο ελαστικότητας	$E_s\ 210.00\text{ (GPa)}$
Ειδικό βάρος	78.50
Συντ. θερμικής διαστολής	$12 \cdot 10^{-6}\text{ / }^\circ\text{C}$

#### **5.1.4 Κανονισμοί**

Ευρωκώδικας 0 (EC0, ENV 1990), για τον καθορισμό των συνδυασμών των φορτίων.

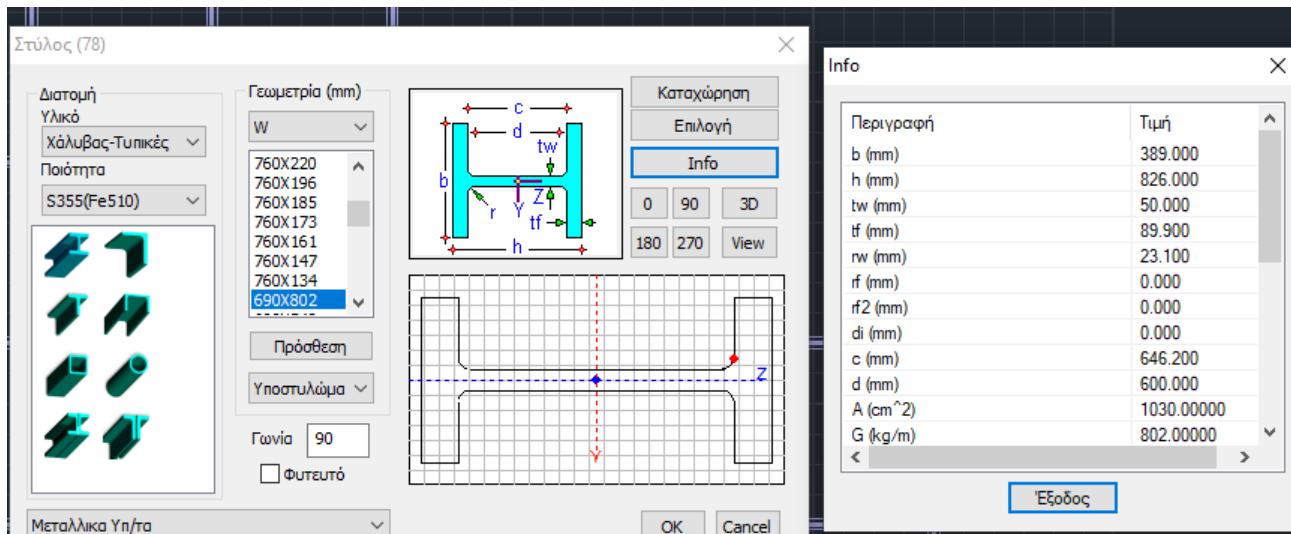
Ευρωκώδικας 3 (EC3, ENV 1993), για τη διαστασιολόγηση των μεταλλικών μελών του φορέα.

Ευρωκώδικας 8 (EC8, EN1998), για τα σεισμικά φορτία.

Ευρωκώδικας 2 (EC2, EN1992), για τη διαστασιολόγηση της θεμελίωσης.

### 5.1.5 Διατομές

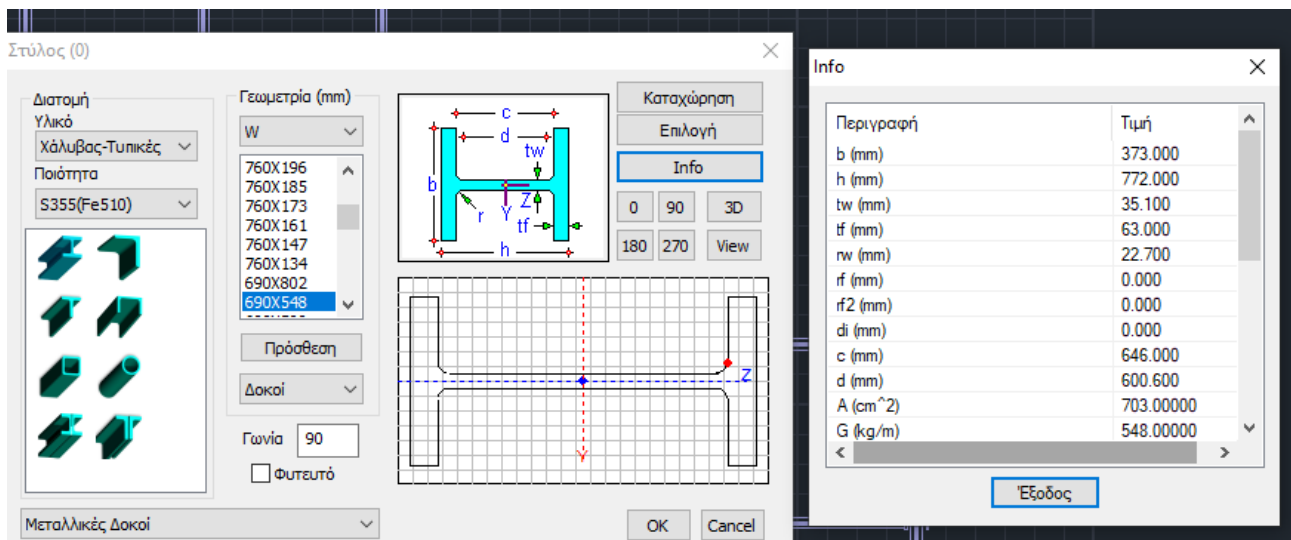
Υποστυλώματα: W (American wide flange beams) 690x802 (mm)



Εικόνα 5.1: Διατομή Υποστυλώματος

Κύριες Δοκοί: W (American wide flange beams) 690x548 (mm)

Δευτερεύουσες Δοκοί: W (American wide flange beams) 690x548 (mm)



Εικόνα 5.2: Διατομή Δοκού

### 5.1.6 Παραδοχές φορτίσεων-ανάλυσης

Οι φορτίσεις σύμφωνα με τη παραπάνω μέθοδο ανάλυσης στο SCADA Pro είναι οι εξής:

(1) G (μόνιμα)

(2) Q (κινητά)

(3) EX (επικόμβια φορτία, δυνάμεις του σεισμού κατά XI, από δυναμική ανάλυση).

(4) EZ (επικόμβια φορτία, δυνάμεις του σεισμού κατά ZII, από δυναμική ανάλυση).

(5)  $E_{rx} \pm$  (επικόμβια φορτία στρεπτικών ροπών που προκύπτουν, από τις επικόμβιες δυνάμεις του σεισμού XI μετατοπισμένες κατά την τυχηματική εκκεντρότητα  $\pm 2e_{tzi}$ ).

(6)  $E_{rz} \pm$  (επικόμβια φορτία στρεπτικών ροπών που προκύπτουν, από τις επικόμβιες δυνάμεις του σεισμού ZII μετατοπισμένες κατά την τυχηματική εκκεντρότητα  $\pm 2e_{txi}$ ).

(7) EY (κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα -σεισμός κατά γ- από δυναμική ανάλυση).

Σε αυτές, για το συγκεκριμένο παράδειγμα, θα προσθέσουμε τις 3 παρακάτω:

(8) S (χιόνι)

(9) W0 (άνεμος κατά τη διεύθυνση x)

(10) W90 (άνεμος κατά τη διεύθυνση z)

### **Δυναμική Φασματική Μέθοδος με ομόσημα στρεπτικά ζεύγη ροπών**

Ο Ε.Α.Κ. 2000 (§3.3.2) επιτρέπει εναλλακτικά την αποτίμηση της τυχηματικής εκκεντρότητας των ορόφων ενός φορέα, με πρόσθετη στατική φόρτιση από ομόσημα στρεπτικά ζεύγη ίσα προς  $\pm 2 \times e_{ti} \times F_i$  σε κάθε όροφο, όπου  $e_{ti}$  η τυχηματική εκκεντρότητα του ορόφου κατά x και z αντίστοιχα και  $F_i$  η σεισμική δύναμη.

Με βάση τη μέθοδο αυτή δημιουργούνται 7 φορτίσεις.

Η πρώτη φόρτιση είναι τα μόνιμα φορτία, η δεύτερη φόρτιση τα κινητά και οι επόμενες 7 είναι:

- Η φόρτιση 3 που περιέχει τα επικόμβια φορτία δυνάμεις του σεισμού κατά XI, από δυναμική ανάλυση.
- Η φόρτιση 4 που περιέχει τα επικόμβια φορτία δυνάμεις του σεισμού κατά ZII, από δυναμική ανάλυση.
- Η φόρτιση 5 που περιέχει τα επικόμβια φορτία στρεπτικών ροπών που προκύπτουν από τις επικόμβιες δυνάμεις του σεισμού XI μετατοπισμένες κατά την τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{tzi}$ .
- Η φόρτιση 6 που περιέχει τα επικόμβια φορτία στρεπτικών ροπών που προκύπτουν από τις επικόμβιες δυνάμεις του σεισμού ZI μετατοπισμένες κατά την τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{tzi}$ .

- Η φόρτιση 7 που περιέχει την κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα (σεισμός κατα  $y$ ) από δυναμική ανάλυση.

Η γωνία προσανατολισμού των κυρίων αξόνων  $\alpha$  λαμβάνεται ίση με το μηδέν.

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που προκύπτουν από τις 7 παραπάνω φορτίσεις είναι 97, όσοι και οι συνδυασμοί της αντίστοιχης ισοδύναμης στατικής μεθόδου.

Οι φορτίσεις 5 και 6 λαμβάνονται στους συνδυασμούς και με το αντίθετο πρόσημο.

Σε περίπτωση που η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής (τύπος Rayleigh) είναι  $T > 1$  sec (έλεγχος στις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις) εφαρμόζεται μία πρόσθετη δύναμη  $V_H$  (& 3.5.2 Ε.Α.Κ.) στην κορυφή

## 5.2 Εισαγωγή Δεδομένων-Μοντελοποίηση

### 5.2.1 Ορισμός επιπέδων

Ορίστηκαν οι στάθμες της ανωδομής, το υψόμετρο της κάθε στάθμης και η διαφραγματική λειτουργία των πλακών.

Επεξεργασία Επιπέδων XZ

Νέα στάθμη  
Επεξεργασία  
Διαγραφή  
Παράλληλη μεταί

Όνομα:

Υψόμετρο (cm):  -  +

Ενημέρωση ☐ Επαναπροσαρμογή

Πολλαπλή προσθήκη Επιπέδων

Αριθμός:

Προσθήκη

A/A	Όνομα	Υψόμετρο	Δ.Λ.Π.	Ισοσταθμία	3D
0	0	0.00	☀	☰	☀
1		300.00	☀	☰	☀
2		600.00	☀	☰	☀
3		900.00	☀	☰	☀
4		1200.00	☀	☰	☀
5		1500.00	☀	☰	☀
6		1800.00	☀	☰	☀
7		2100.00	☀	☰	☀
8		2400.00	☀	☰	☀

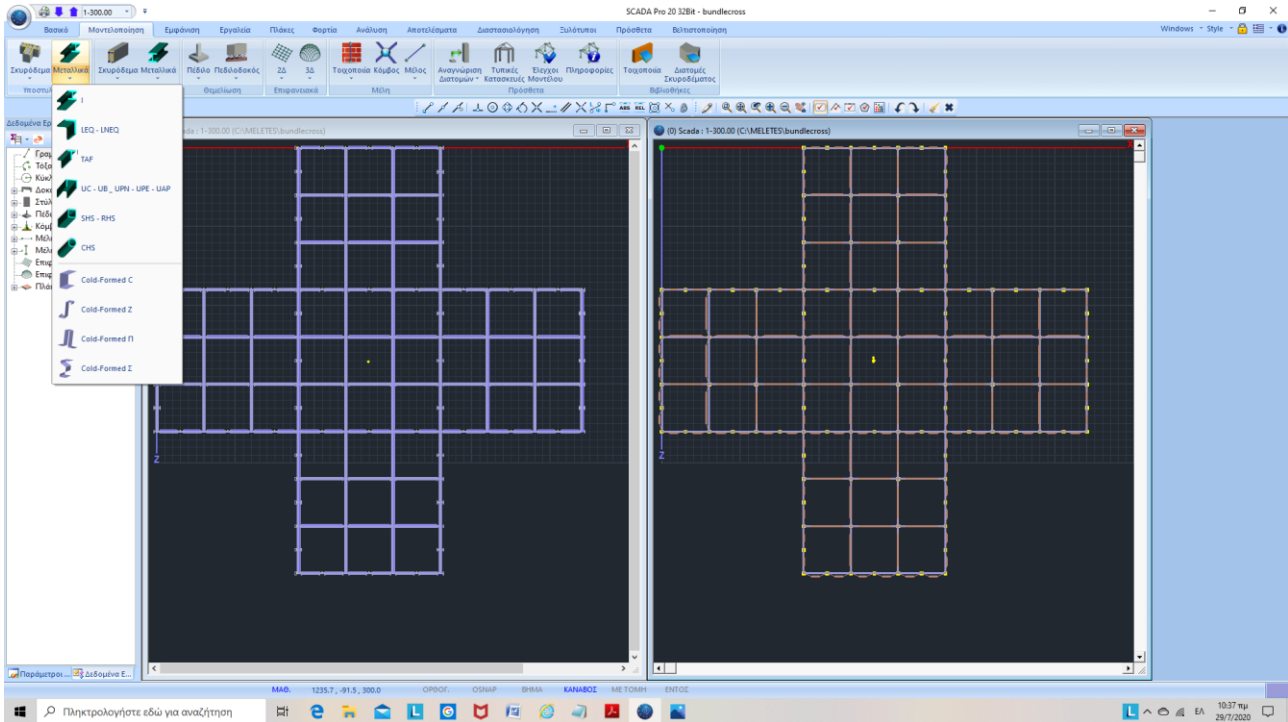
Επιλογή όλων  
Απεπιλογή  
Δ.Λ.Π.  
Χωρίς Δ.Λ.Π.  
Ισοσταθμία  
Ανισοσταθμία  
Εμφάνιση στο 3D  
Απόκρυψη στο 3D  
Έξοδος

Τρόπος Σύνδεσης Κόμβων Στύλων με Πλέγμα Επιφανειακών

Εικόνα 5.3: Επεξεργασία επιπέδων

## 5.2.2 Δημιουργία Φυσικού και Μαθηματικού Μοντέλου

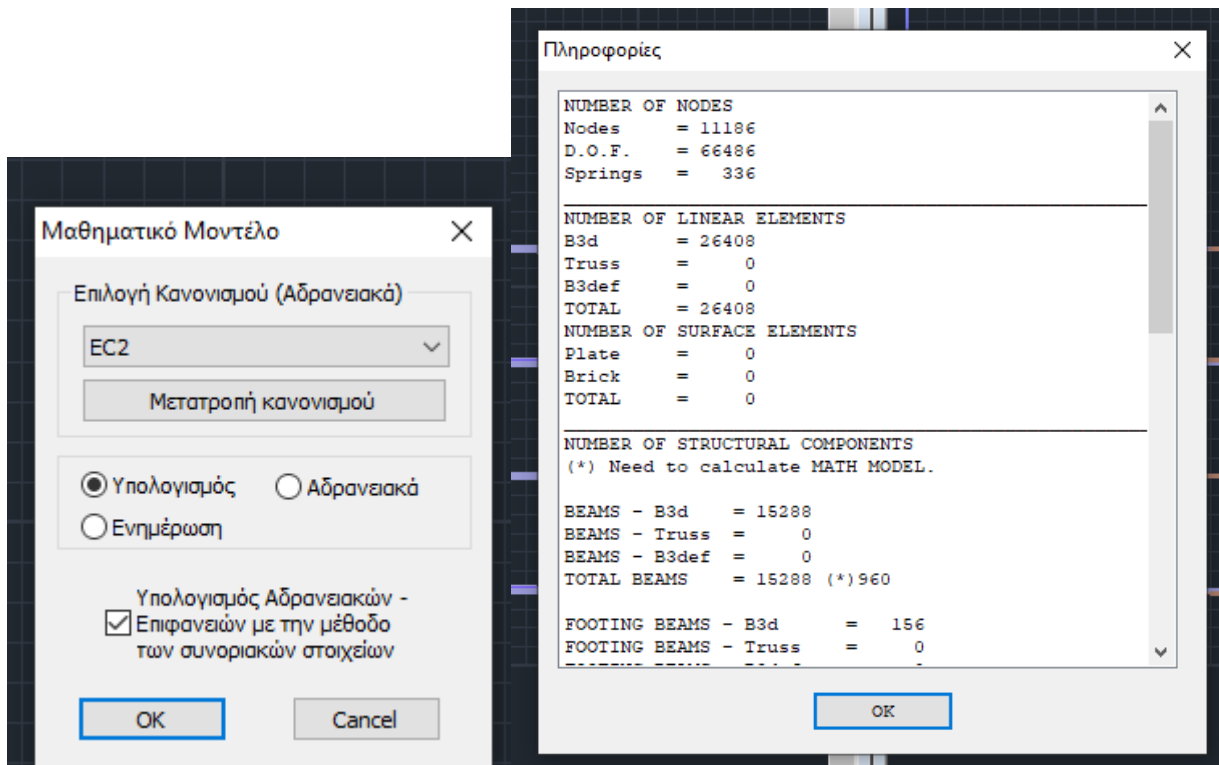
Η διαδικασία εισαγωγής των μεταλλικών διατομών έγινε με απόλυτες συντεταγμένες για τη δημιουργία φυσικού και μαθηματικού μοντέλου.



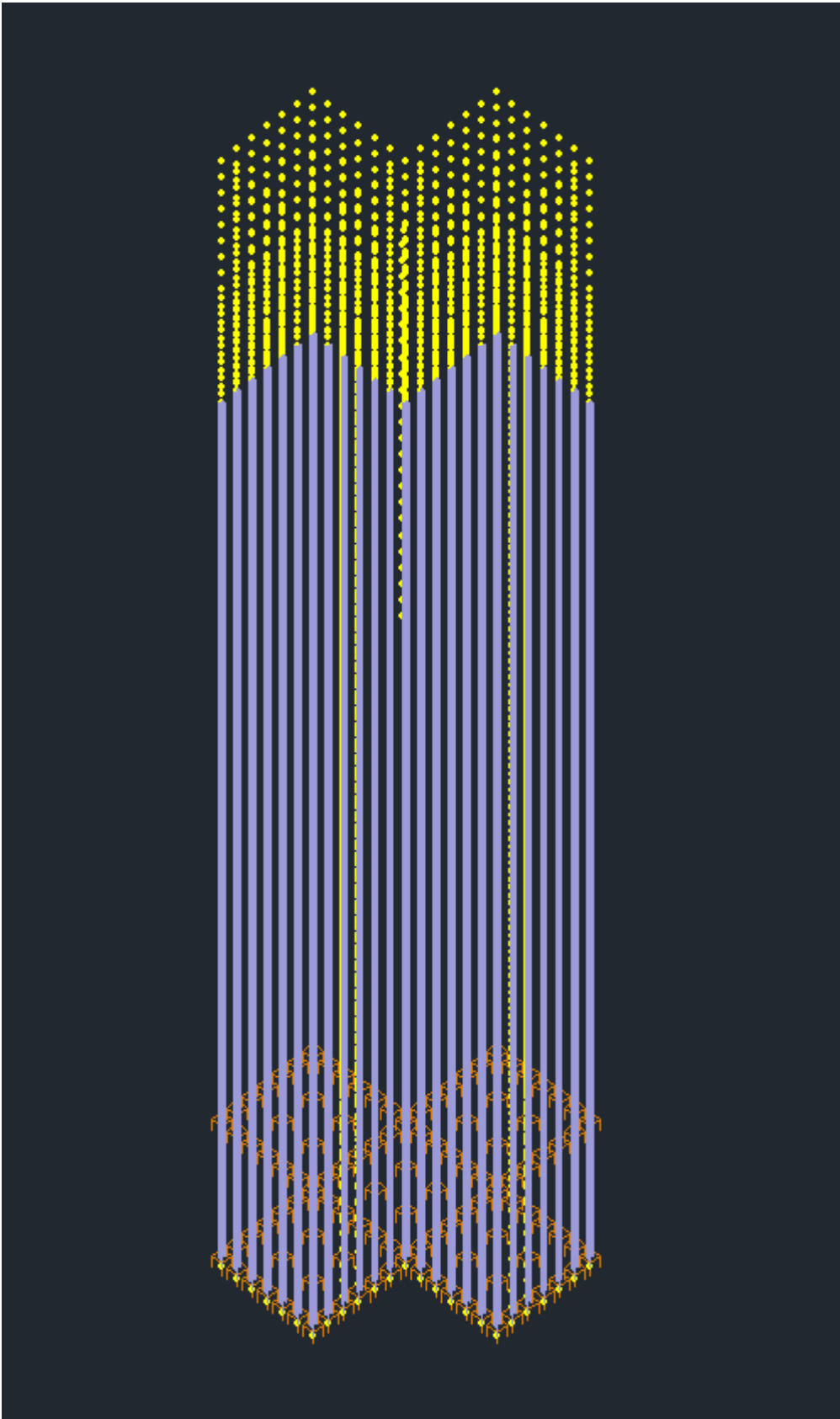
Εικόνα 5.4: Δημιουργία μοντέλου φορέα

### 5.2.3 Υπολογισμός Μαθηματικού Μοντέλου

Μετά την ολοκλήρωση της δημιουργίας του Φυσικού Μοντέλου όλου του φορέα, ακολούθησε η δημιουργία του Μαθηματικού του Μοντέλου, που υπολογίστηκε αυτόματα μέσω των αντίστοιχων εντολών:



Εικόνα 5.5: Υπολογισμός μαθηματικού μοντέλου



Εικόνα 5.6: Μοντέλο Δεσμοποιημένο Σωληνοειδές (Bundled Tube)

## 5.3 Εισαγωγή φορτίων

### 5.3.1 Εισαγωγή φορτίων ανέμου και χιονιού βάση Ευρωκώδικα 1

Αρχικά έγινε ο ορισμός των παραμέτρων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.

Επιλέχθηκε ο EC1 και δηλώθηκε η Ζώνη, ο Τύπος του Εδάφους, η Τοπογραφική Διαμόρφωση, καθώς και η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου μετά τη διερεύνηση των ανεμολογικών στοιχείων που προηγήθηκε για την περιοχή της Κοζάνης.

Ο Συντελεστής Τραχύτητας υπολογίστηκε αυτόματα.

Αντίστοιχα, στο παράθυρο των παραμέτρων του χιονιού, δηλώθηκε η Τοπογραφία που καθόρισε τις τιμές των συντελεστών  $C_e$  και  $C_t$ , τη Ζώνη και επιλέχθηκε για την Ελλάδα Κατάσταση Σχεδιασμού Α, συνήθης χιονόπτωση.

ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ EN 1991-1-3/4:2005 NAD GREECE

=====

=

ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΓΙΑ ΤΟ ΧΙΟΝΙ

-----

ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΑ : Κανονικές Συνθήκες

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΚΘΕΣΗΣ  $C_e$  : 1.00

ΘΕΡΜΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ  $C_t$  : 1.00

ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ : Case A (Συνήθης

Χιονόπτωση/Συνήθης Συγκέντρωση)

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΕΞΑΙΡΕΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ  $C_{es1}$  : 1.00

ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ ΧΙΟΝΙΟΥ  $\gamma$  (Kn/m<sup>3</sup>) : 3.00

Ζώνη II (Υπόλοιπη Χώρα)

ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ (ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΤΗΣ ΘΑΛΑΣΣΑΣ)  $S_{k,0}$  (Kn/m<sup>2</sup>) : 0.80

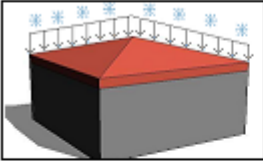
ΥΨΟΜΕΤΡΟ A(m) : 600.0

ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ (ΣΤΟ ΥΨΟΜΕΤΡΟ 600.00m)  $S_k$  (Kn/m<sup>2</sup>) : 1.14

=====

EC1 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΧΙΟΝΙΟΥ

Τοπογραφία: Κανονικές Συνθήκες

 Συντελεστής Έκθεσης  $C_e$ : 1

Θερμικός Συντελεστής  $C_t$ : 1

Πυκνότητα Χιονιού  $\gamma$  kN/m<sup>3</sup>: 3

Ζώνη II (Υπόλοιπη Χώρα)

Φορτίο Χιονιού (στη στάθμη της θάλασσας)  $S_{k,0}$  kN/m<sup>2</sup>: 0.8

Υψόμετρο (από στάθμη θάλασσας) A m: ? 600

Φορτίο χιονιού (στο υψόμετρο A)  $S_k$  kN/m<sup>2</sup>: 1.1424946

Τυχηματική Δράση Χιονιού

Κατάσταση σχεδιασμού: Case A (Συνήθης Χιονόπτωση/Συνήθης Συγκέντρωση)

Συντελεστής για εξαιρετικά φορτία  $C_{esl}$ : 1

OK Cancel

Εικόνα 5.7: Εισαγωγή παραμέτρων χιονιού

#### ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΝΕΜΟ

ΤΥΠΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ : III Περιοχές με κανονική βλάστηση ή με κτίρα ή με μεμονωμένα εμπόδια

$Z_0$  (m) : 0.300

$Z_{min}$  (m) : 5.00

**ΘΕΜΕΛΙΩΔΗΣ ΤΙΜΗ ΒΑΣΙΚΗΣ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΝΕΜΟΥ (m/sec) : 33.0**

ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ ΑΝΕΜΟΥ  $\rho$  (Kg/m<sup>3</sup>) : 1.25

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ  $C_{dir}$  : 1.00

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΠΟΧΗΣ  $C_{season}$  : 1.00

ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΗ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ : Λόφοι και κορυφές

ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ : προσήνεμη

ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΠΡΟΣΗΝΕΜΗΣ ΠΛΑΓΙΑΣ  $L_u$  (m) : -500.00

ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΥΠΗΝΕΜΗΣ ΠΛΑΓΙΑΣ  $L_d$  (m) : 500.00

ΕΝΕΡΓΟ ΥΨΟΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΑΝΩΜΑΛΙΑΣ  $H$  (m) : 300.00

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΤΟΠΟΘΕΣΙΑΣ ΑΠΟ ΚΟΡΥΦΗ ΛΟΦΟΥ  $X$  (m) : -150.00

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΤΟΠΟΘΕΣΙΑΣ ΑΠΟ ΚΟΡΥΦΗ ΛΟΦΟΥ  $Z$  (m) : 150.00

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΗΣ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗΣ  $C_0(Z)$  : 1.00

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΑΧΥΤΗΤΑΣ  $C_r(Z)$  : 0.61

**EC1 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΝΕΜΟΥ**

Ζώνη: Υπόλοιπη Ελλάδα

Υψόμετρο από στάθμη θάλασσας (m): 600

Θεμελιώδης τιμή βασικής ταχύτητας ανέμου (m/sec):  $V_{b,0}$  33

Πυκνότητα ανέμου (Kg/m<sup>3</sup>):  $\rho$  1.25

Συντελεστής Διεύθυνσης:  $C_{dir}$  1

Συντελεστής Εποχής:  $C_{season}$  1

Τύπος Εδάφους: III Περιοχές με κανονική βλάστηση ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπύκνωση

Απόσταση από ακτή: Μεταξύ 2 και 10 Km

$Z_0$ (m): 0.3  $Z_{min}$ (m): 5

$K_r$ : 0.2153

Συντελεστής Τοπογραφικής Διαμόρφωσης

Λόφοι και κορυφές: προσήνεμη

$L_u$ (m): -500  $H$ (m): 300  $L_d$ (m): 500  $X$ (m): -150  $Z$ (m): 150  $C_0(z)$ : 1

Συντελεστής Τραχύτητας

☒ Αυτόματος Υπολογισμός  $C_r(z)$ : 0.6059786

OK Cancel

Εικόνα 5.8: Εισαγωγή παραμέτρων ανέμου

ΣΤΕΓΕΣ

-----

ΣΤΕΓΗ 1 ΤΥΠΟΣ ΣΤΕΓΗΣ : Επίπεδη

----- ΜΗΚΗ ΠΛΕΥΡΩΝ (m) : L1=54.00 L2=18.00 L3=54.00 L4=18.00

ΤΥΠΟΣ ΑΚΡΟΥ ΣΤΕΓΗΣ : Αιχμηρά άκρα

ΠΛΗΘΟΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ : 1

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ (m) : h1= 3.00 h2= 0.00

ΓΕΙΤΝΙΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ : ΟΧΙ

=====

ΤΟΙΧΟΙ

-----

ΤΟΙΧΟΣ --- Ε Π Ι Μ Ε Ρ Ο Υ Σ Τ Ο Ι Χ Ο Ι --- ----- Ι Σ Ο Δ Υ Ν Α Μ Ο Σ -----

ΤΜΗΜΑ ΜΗΚΟΣ ΥΨΟΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΥΨΟΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

b(m)	h(m)	(%)	b(m)	h(m)	(%)
1	1	18.00	180.00	0.00	54.00
2	18.00	180.00	0.00	180.00	0.00
3	18.00	180.00	0.00		
2	1	18.00	180.00	0.00	54.00

```

2 18.00 180.00 0.00
3 18.00 180.00 0.00
4 0.00 0.00 0.00
3 1 18.00 180.00 0.00 54.00 180.00 0.00
2 18.00 180.00 0.00
3 18.00 180.00 0.00
4 0.00 0.00 0.00
4 1 180.00 180.00 0.00 54.00 180.00 0.00
2 18.00 180.00 0.00
3 18.00 180.00 0.00
4 0.00 0.00 0.00

```

=====

=

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΧΙΟΝΙΟΥ

-----

-

ΣΤΕΓΗ ΠΛΑΙΣΙΟ ΖΩΝΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ (S, kN/m2)

1 1 1 I 0.91

=====

=

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΜΟΥ

-----

-

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ: 0

ΣΤΕΓΗ ΠΛΑΙΣΙΟ ΖΩΝΗ ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ (kN/m2)

Cpe(+) Cpe(-) Cpi

1 1 F 0.00 -1.80 0.35

1 1 H 0.00 -0.70 0.35

1 1 I 0.00 -0.20 0.35

1 1 G 0.00 -1.20 0.35

1 1 F 0.00 -1.80 0.35

ΤΟΙΧΟΣ ΤΜΗΜΑ ΖΩΝΗ ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ (kN/m2)

Cpe(+) Cpe(-) Cpi

1 D 0.80 0.00 0.35

2 A 0.00 -1.20 0.35

2 B 0.00 -0.80 0.35

3 E 0.00 -0.62 0.35

4 A 0.00 -1.20 0.35

4 B 0.00 -0.80 0.35

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ: 90

ΣΤΕΓΗ ΠΛΑΙΣΙΟ ΖΩΝΗ ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ (kN/m2)

Cpe(+) Cpe(-) Cpi

1 1 F 0.00 -1.80 0.35

1 1 H 0.00 -0.70 0.35

1 1 I 0.00 -0.20 0.35

1 1 G 0.00 -1.20 0.35

1 1 F 0.00 -1.80 0.35

ΤΟΙΧΟΣ ΤΜΗΜΑ ΖΩΝΗ ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ (kN/m2)

Cpe(+) Cpe(-) Cpi

1 A 0.00 -1.20 0.35

1 B 0.00 -0.80 0.35

2 D 0.80 0.00 0.35

3 A 0.00 -1.20 0.35

3 B 0.00 -0.80 0.35

4 E 0.00 -0.62 0.35

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ: 180

ΣΤΕΓΗ ΠΛΑΙΣΙΟ ΖΩΝΗ ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ (kN/m2)

Cpe(+) Cpe(-) Cpi

1 1 F 0.00 -1.80 0.35

1 1 H 0.00 -0.70 0.35

1 1 I 0.00 -0.20 0.35

1 1 G 0.00 -1.20 0.35

```
1 1 F 0.00 -1.80 0.35
ΤΟΙΧΟΣ ΤΜΗΜΑ ΖΩΝΗ ΦΟΡΤΙΑ ANEMOY (kN/m2)
Cpe(+) Cpe(-) Cpi
1 E 0.00 -0.62 0.35
2 A 0.00 -1.20 0.35
2 B 0.00 -0.80 0.35
3 D 0.80 0.00 0.35
4 A 0.00 -1.20 0.35
4 B 0.00 -0.80 0.35
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ANEMOY: 270
ΣΤΕΓΗ ΠΛΑΙΣΙΟ ΖΩΝΗ ΦΟΡΤΙΑ ANEMOY (kN/m2)
Cpe(+) Cpe(-) Cpi
1 1 F 0.00 -1.80 0.35
1 1 H 0.00 -0.70 0.35
1 1 I 0.00 -0.20 0.35
1 1 G 0.00 -1.20 0.35
1 1 F 0.00 -1.80 0.35
ΤΟΙΧΟΣ ΤΜΗΜΑ ΖΩΝΗ ΦΟΡΤΙΑ ANEMOY (kN/m2)
Cpe(+) Cpe(-) Cpi
1 A 0.00 -1.20 0.35
1 B 0.00 -0.80 0.35
2 E 0.00 -0.62 0.35
3 A 0.00 -1.20 0.35
3 B 0.00 -0.80 0.35
4 D 0.80 0.00 0.35
```

---

Στη συνέχεια, ορίστηκαν οι τοίχοι ανά κατεύθυνση για τον υπολογισμό του Ισοδύναμου Τοίχου. Για από τον τοίχο που βρίσκεται στα αριστερά, κάθετα στη διεύθυνση ανέμου 0. δώσαμε στο πρόγραμμα το μήκος (b) και το ύψος (h) για κάθε τοίχο (Αριστερά, Εμπρός, Δεξιά, Πίσω), απλά πατώντας στο και επιλέγοντας κάθε φορά με το ποντίκι τα 2 άκρα του τοίχου στην αντίστοιχη διεύθυνση, βλέποντας το φορέα σε 3D.

Στόχος ήταν να οριστούν όλα τα τμήματα του τοίχου που βρίσκονται κάθετα στη διεύθυνση του ανέμου 0, με γραφικό τρόπο, χρησιμοποιώντας τα και δείχνοντας τα σημεία των τοίχων για τον καθορισμό μήκους (b) και ύψους (h) του κάθε τμήματος, ανά στάθμη.

Επεξεργασία Τοίχων

Τοίχος Αριστερά (κάθετος διευθ. ανέμου 0)

Επιμέρους τοίχοι

a/a	b(m)	h(m)	%
1	18.00	180.00	0.00
2	18.00	180.00	0.00
3	18.00	180.00	0.00

b(m) 18 Pick Anoiγματα 0 %

h(m) 180 Pick

Νέος Διαγραφή

Ισοδύναμος Τοίχος

b(m)= 54 Αυτόματος Υπολογισμός

h(m)= 180

Anoiγματα 0 %

OK Cancel

Εικόνα 5.9: Επεξεργασία τοίχων

Όμοια, ορίστηκε ο τύπος της στέγης, ο προσανατολισμός της και οι διαστάσεις  $L_0, L_1, L_2, L_3$ , πιέζοντας και επιλέγοντας κάθε φορά με το ποντίκι τα 4 άκρα της στέγης.

Επεξεργασία Στέγης

Στέγη No. 1 ▾ Επίπεδη ▾

☐ Προσανατολισμός 90

Κορυφές - Πλευρές (m)

L0	54	L2	54
L1	18	L3	18

Pick

Αιχμηρά άκρα ▾  $h_p(m) = 0$

Γεωμετρικά Στοιχεία (m)

Πλήθος Πλαισίων

h1	3	h2	0
a0	0	a1	0
b0	0	b1	0
a2	0	a3	0
b2	0	b3	0

Γαλνίαση Στέγης [Ολίσθηση Χιονιού] (m)

Πλευρά 0 ▾

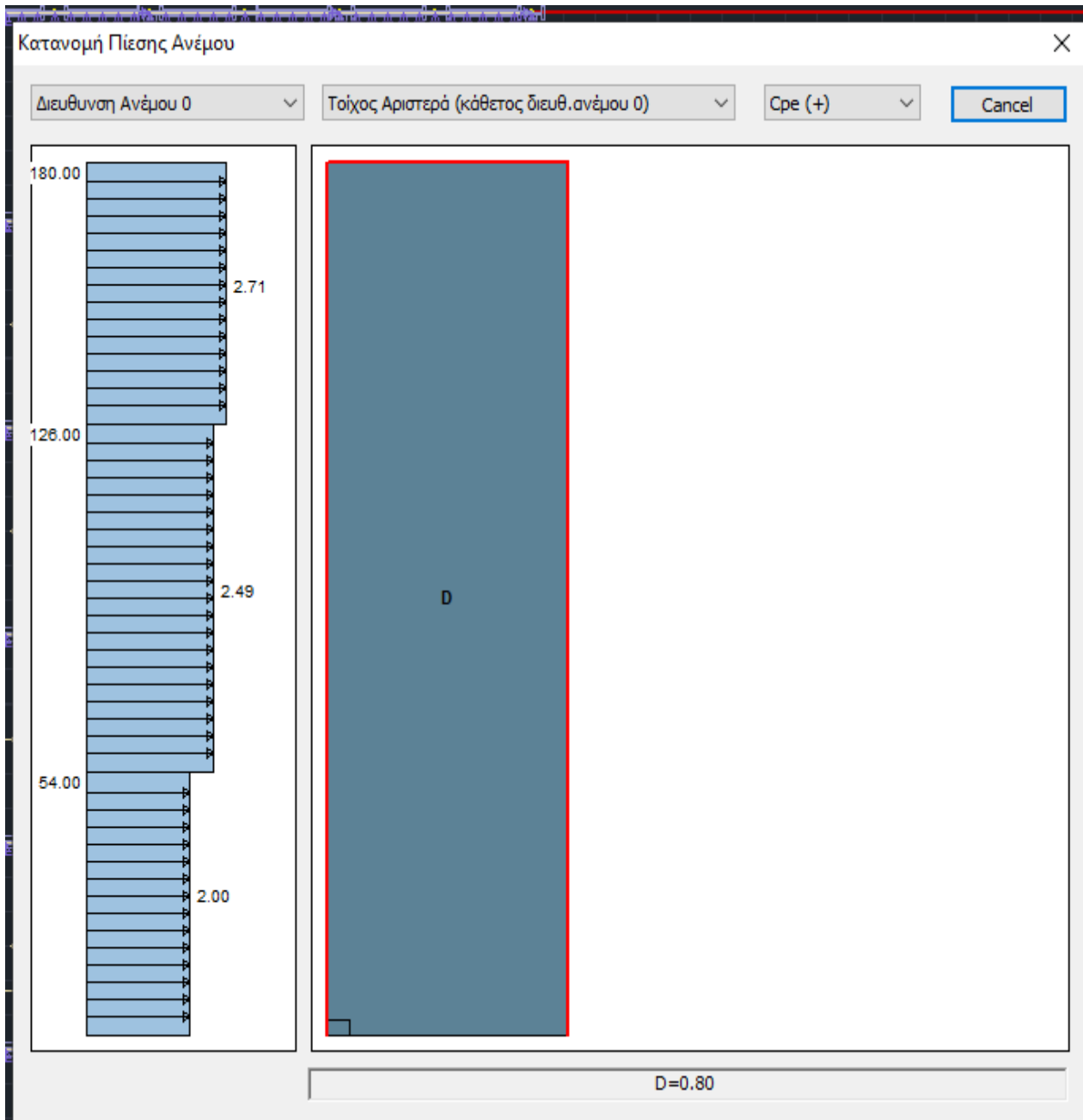
Μή γαλνίαση ▾

h	0
a	0
b2	0

OK Cancel

Εικόνα 5.10: Επεξεργασία στεγών

**Εμφάνιση Ανέμου :** Παρακάτω βλέπουμε για κάθε κατεύθυνση του ανέμου την κατανομή της πίεσης καθ' ύψος με τους συντελεστές  $C_{pe}+$  ,  $C_{pe}-$  ,  $C_{pi}$  ,όπως υπολογίστηκαν παραπάνω, για κάθε τοίχο και για τη στέγη.

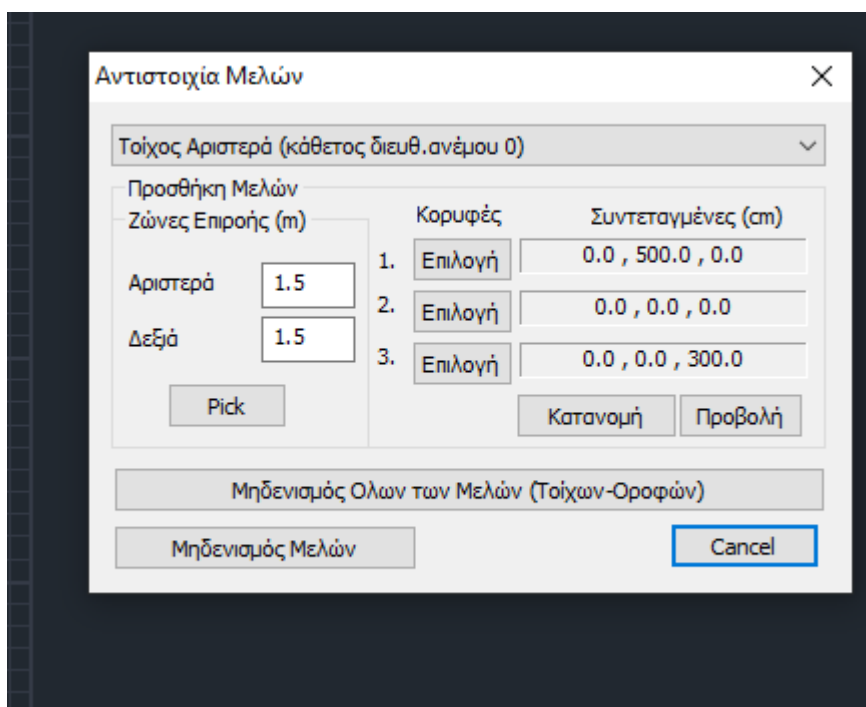


Εικόνα 5.11: Κατανομή ανεμοπιέσεων

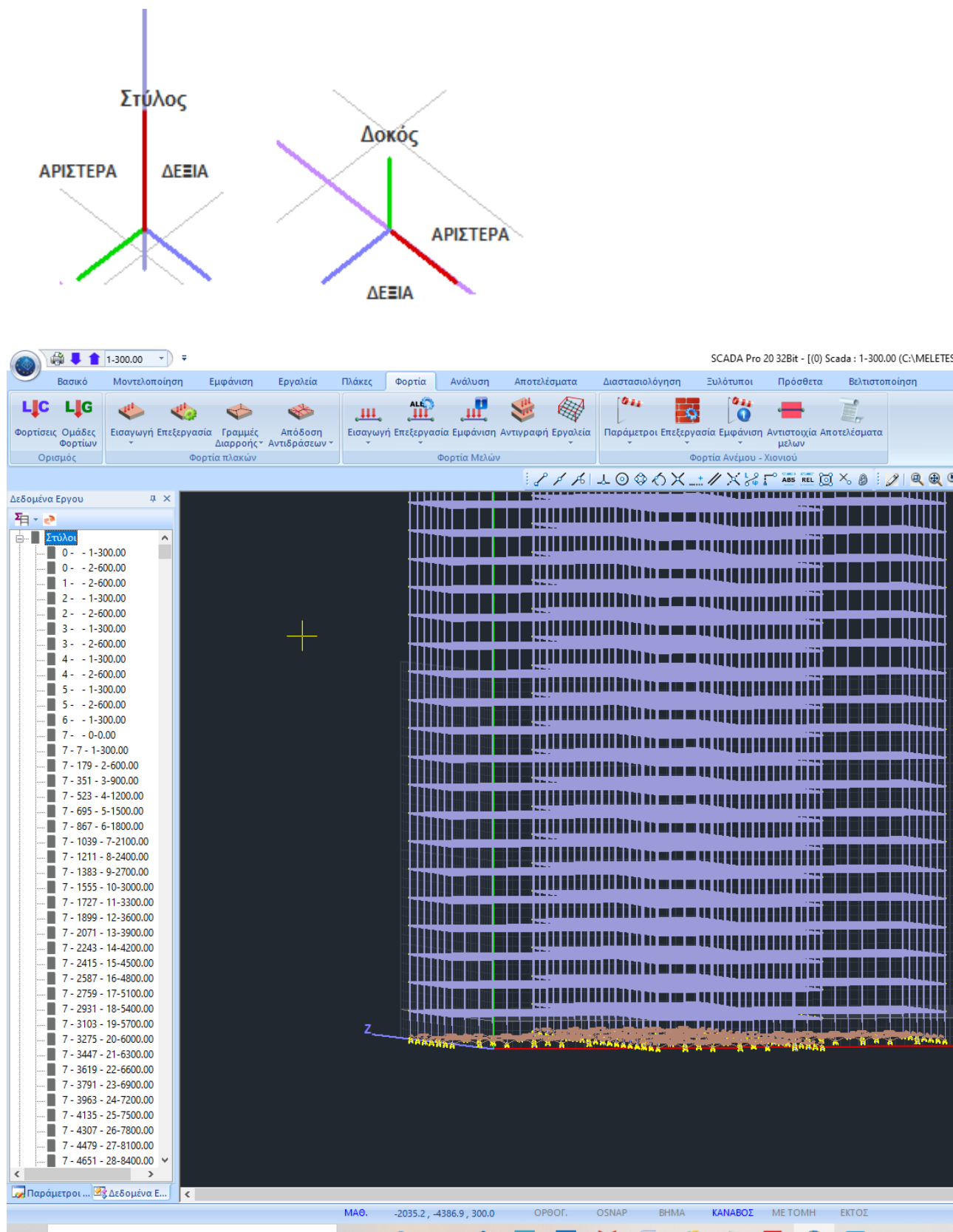
**Αντιστοιχία μελών :** Ακολούθησε ο ορισμός των ζωνών. Πρόκειται για τον καθορισμό της κατανομής της πίεσης (του ανέμου και του χιονιού) στα δομικά στοιχεία τις κάθε όψης και στέγης.

Ορίστηκαν οι ζώνες επιρροής των τοίχων και των στεγών, δηλαδή το πλάτος της επιφάνειας πίεσης, Αριστερά και Δεξιά του υποστυλώματος και έγινε η αντιστοιχία επιλέγοντας τα μέλη από το τρισδιάστατο μαθηματικό μοντέλο.

- Τα πλάτη Αριστερά και Δεξιά έχουν ως αναφορά τον τοπικό άξονα x (τον διαμήκη) του μέλους. Θεωρείται ότι είμαστε στον κόμβο αρχής του μέλους (i) και κοιτάμε τον κόμβο τέλους (j).
- Ο κάθε στύλος θα παραλάβει το μισό της πίεσης στη ζώνη με πλάτος τη μεταξύ τους απόσταση, δηλαδή  $3.0/2 \text{ m} = 1.50 \text{ m}$  αριστερά για τον δεξιά στύλο και δεξιά για τον αριστερό.



Εικόνα 5.12: Ορισμός ζωνών επιρροής



Εικόνα 5.13: Αντιστοιχία μελών-ζωνών επιρροής

Στη συνέχεια αποδόθηκαν τα φορτία του ανέμου και του χιονιού στα μέλη και δημιουργήθηκαν τα πιθανά σενάρια ανάλυσης.

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ - ΑΠΟΔΟΣΗ ΦΟΡΤΙΩΝ**

**Απόδοση Φορτίων**

**Ανεμος**

	0	90	180	270
Cpe_p+Cpi	3	7	11	15
Cpe_p-Cpi	4	8	12	16
Cpe_n+Cpi	5	9	13	17
Cpe_n-Cpi	6	10	14	18

**Χιόνι**

	Τυπικό	Τυχηματικό
Case i	19	22
Case ii	20	23
Case iii	21	24

Διαγραφή Όλων Των Φορτίων (στις φορτίσεις Ανέμου-Χιονιού)

Απόδοση Φορτίων στα Μέλη (απο Ανεμο και Χιόνι)

**Σενάρια**

<input checked="" type="checkbox"/> Ανέμος 0	EC-8_Greek Static
<input checked="" type="checkbox"/> Ανέμος 90	Static Ανέμος 90
<input checked="" type="checkbox"/> Ανέμος 180	Static Ανέμος 180
<input checked="" type="checkbox"/> Ανέμος 270	Static Ανέμος 270
<input checked="" type="checkbox"/> Χιόνι Τυπικό	Static Χιόνι Τυπικό
<input type="checkbox"/> Χιόνι Τυχηματικό	Νέο Σενάριο

Δημιουργία Σεναρίων Ανάλυσης

Αποτελέσματα

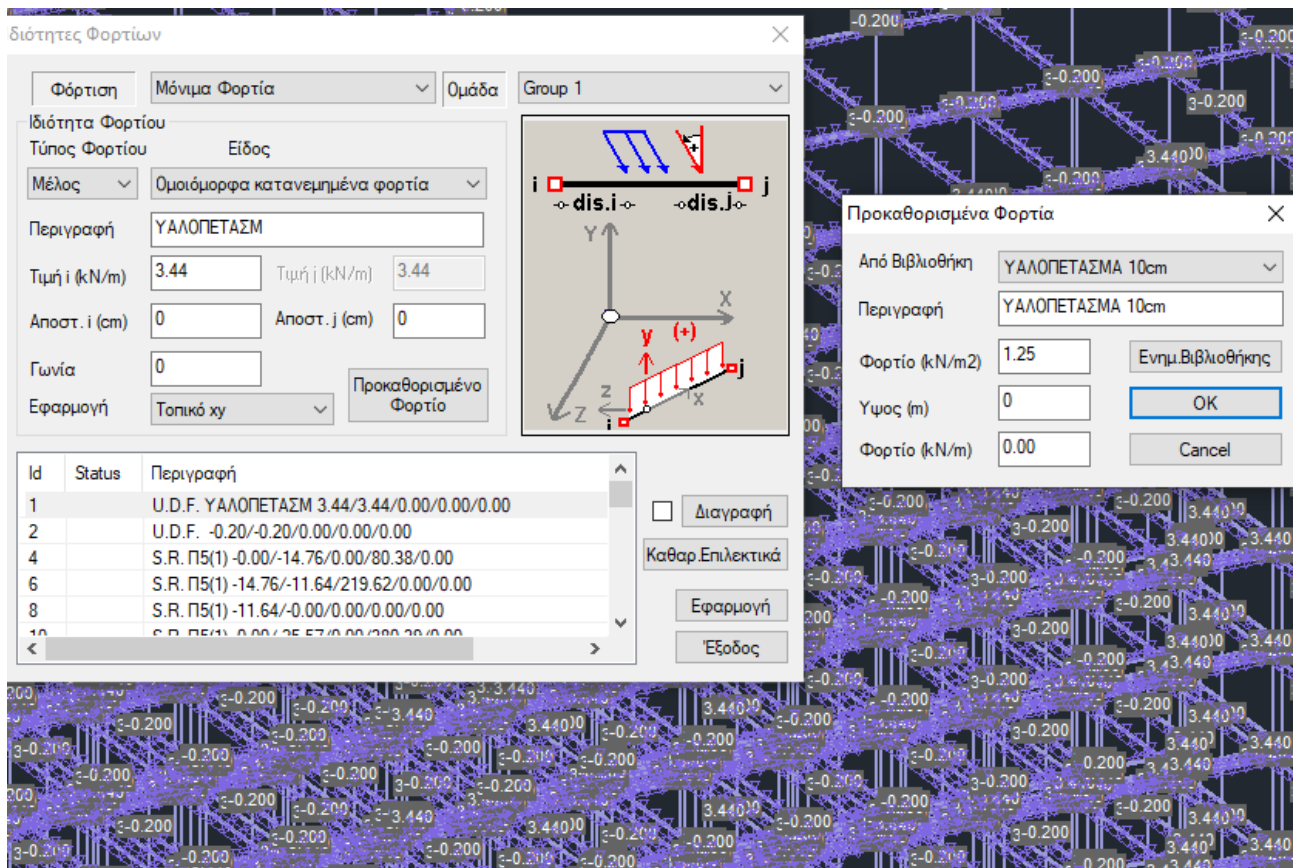
Cancel

Εικόνα 5.14: Απόδοση φορτίων στα μέλη

### 5.3.2 Εισαγωγή μόνιμων και κινητών φορτίων

Για τις ανάγκες της συγκεκριμένης μελέτης δώσαμε επιπλέον:

- **Μόνιμα φορτία** :0,20 KN/m σε όλες τις δοκούς
- **Κινητά φορτία** :0,10 KN/m σε όλες τις δοκούς
- **Μόνιμο φορτίο**:3,44 KN/m υαλοπετάσματος



Εικόνα 5.15: Εισαγωγή φορτίων μόνιμων, κινητών και αντιδράσεων πλακών

## 5.4 Ανάλυση

Μετά την ολοκλήρωση της μοντελοποίησης του φορέα και την εισαγωγή των φορτίων στα μέλη, ακολουθεί η Ανάλυση της μελέτης βάση

Δυναμικής ανάλυσης με βάση τον ευρωκώδικα 8 και το Ελληνικό προσάρτημα

η δημιουργία των συνδυασμών των φορτίσεων και τα αποτελέσματα των ελέγχων.

### 5.4.1 Δημιουργία σεναρίου ανάλυσης

Σε αυτό το πλαίσιο διαλόγου εισήχθησαν οι απαραίτητες πληροφορίες σχετικά με τη σεισμική περιοχή, το έδαφος και τη σπουδαιότητα του κτιρίου, καθώς και τους συντελεστές και τα επίπεδα εφαρμογής του σεισμού.

Παράμετροι EC8

Σεισμική Περιοχή

Σεισμικές Περιοχές

Ζώνη I a 0.16 \*g

Σπουδαιότητα

Ζώνη II γι 1

Χαρακτηριστικές Περίοδοι

Τύπος Φάσματος

Τύπος 1 S<sub>avg</sub> 1.2 1.2

Εδαφος TB(S) 0.15 0.6

B TC(S) 0.15 0.5

TD(S) 2 2

Επίπεδα ΧΖ εφαρμογής της σεισμικής δύναμης

Κάτω 0 - 0.00 Άνω 60 - 18000.00

Δυναμική Ανάλυση

Ιδιοτιμές 10 Ακρίβεια 0.001 CQC

Συντελεστές Συμμετοχής Φάσματος Απόκρισης

PFx 0 PFy 0 PFz 0

Φάσμα

Φάσμα Απόκρισης Ελαστικό Κλάση Πλαστικότητας DCM

ζ(%) 5 Οριζόντιο b0 2.5 Κατακόρυφο b0 3

Φάσμα Απόκρισης Ενημέρωση Φάσματος Sd(T) >= 0.2 a\*g

Είδος Κατασκευής

Σιδηρά q ax 1 ay 1 az 1

Τύπος Κατασκευής

X Πλαισιακοί Φορείς τύπου α Z Πλαισιακοί Φορείς τύπου α

Εκκεντρότητες

e πx 0.05 \*Lx Sd (TX) 1

e πz 0.05 \*Lz Sd (TY) 1

Sd (TZ) 1

Ανοίγματα

X ενα Z ενα

Εσοχές

X Χωρίς εσοχές Z Χωρίς εσοχές

Ιδιοπερίοδοι Κτηρίου

Μέθοδος Υπολογισμού

Ιδιομορφική Ανάλυση X Δύσκαμπτα χωρικά πλαίσια από Σκυρόδεμα Z Δύσκαμπτα χωρικά πλαίσια από Σκυρόδεμα

Οριο Σχετικής Μετακίνησης ορόφου 0.5

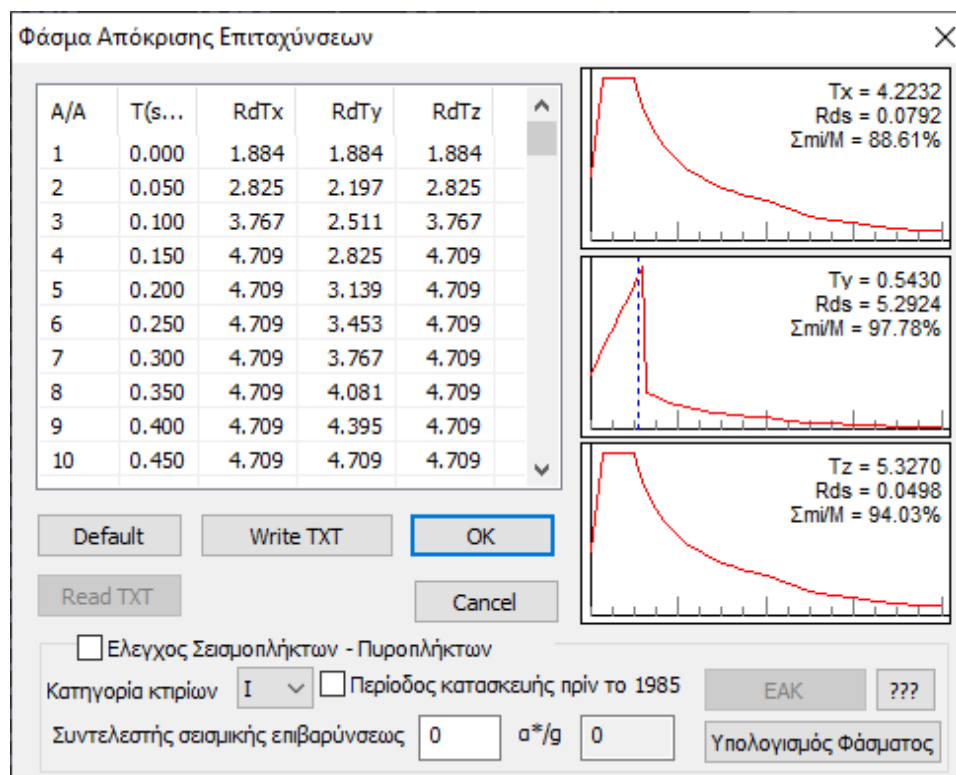
Είδος Κατανομής Ορθογωνική

Τοιχεία ΚΑΝΕΠΕ Default OK Cancel

ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΠΑΛΛΑΓΗΣ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

Εικόνα 5.16: Ορισμός παραμέτρων Ευρωκώδικα για Δυναμική ανάλυση

## Τα φάσματα σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα εξής:



Εικ.5.17: Φάσματα απόκρισης

### 5.4.2 Εκτέλεση σεναρίου ανάλυσης

Υπολογισμός Σεισμικών Δράσεων - Ανάλυση - Ελεγχος

Παράμετροι

Αυτόματη Διαδικασία

Διαδικασία

✓ Μάζες-Ακαμψίες

✓ Κανονικότητα

Κανονικό

☐ Σε κάτοψη
 ☐ Καθ' ύψος

Δυναμική

✓ Ανάλυση

Ενημέρωση Δεδομένων

Κέντρα Μάζας (cm)

Level	X	Y	Z
0 - 0.00	0.00	0.00	0.00
1 - 300.00	2694.54	300.00	2712.17
2 - 600.00	2695.46	600.00	2710.60
3 - 900.00	2700.04	900.00	2700.66
4 - 1200.00	2700.04	1200.00	2700.66
5 - 1500.00	2700.04	1500.00	2700.66
6 - 1800.00	2700.04	1800.00	2700.66
7 - 2100.00	2700.04	2100.00	2700.66

Εξοδος

Εικόνα 5.18: Εκτέλεση σεναρίου ανάλυσης

### 5.4.3 Δημιουργία συνδυασμών φορτίσεων

Αφού έτρεξε το σενάριο του σεισμού και όλα τα στατικά σενάρια των ανέμων και του χιονιού, με ενεργό το σενάριο του σεισμού, συμπληρώνονται οι συνδυασμοί του ενεργού σεναρίου με τους υπόλοιπους συνδυασμούς (ανέμου και χιονιού) προσφέροντας ένα ολοκληρωμένο αρχείο συνδυασμών όλων των φορτίων της μελέτης.

Συνδυασμοί Σет Φορτίσεων

γG 1.35 γE 1 γGE 1 ψ2 0.3  
 γQ 1.5 γE0.3 0.3

Ανεμος - Χιονι

Αστοχίας  
☒ ΣγG+γQ+Σγψ0Q  
☒ ΣG+ψ1Q+Σψ2Q  
☒ ΣG+E+Σγψ2Q

Λειτουργικότητας  
☒ ΣG+Q+Σψ0Q  
☒ ΣG+ψ1Q+Σψ2Q  
☒ ΣG+Σψ2Q

Υπολογισμός Διαγραφή Όλων

	Είδος	Διεύθυνση	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC
Σενάριο			EC-8_Gree...	EC-8_Gree...	EC-8_Gree...	EC-8_Gree...	EC-8_Gree...	EC-8_Gree...	EC
Φόρτιση			1	2	3	4	5	6	5
Τύπος			G	Q	ExD	EzD	ErX	Erz	EyI
Δράσεις				Κατηγορία...					
Περιγραφή									
Συνδ.:1	Αστοχίας	Οχι	1.35	1.50					
Συνδ.:2	Αστοχίας	Οχι	1.00	0.50					
Συνδ.:3	Αστοχίας	Κατά +X	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	0.3
Συνδ.:4	Αστοχίας	Κατά +X	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	-0.
Συνδ.:5	Αστοχίας	Κατά +X	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00	-0.30	0.3
Συνδ.:6	Αστοχίας	Κατά +X	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00	-0.30	-0.
Συνδ.:7	Αστοχίας	Κατά +X	1.00	0.30	1.00	0.30	-1.00	0.30	0.3
Συνδ.:8	Αστοχίας	Κατά +X	1.00	0.30	1.00	0.30	-1.00	0.30	-0.
Συνδ.:9	Αστοχίας	Κατά +X	1.00	0.30	1.00	0.30	-1.00	-0.30	0.3
Συνδ.:10	Αστοχίας	Κατά +X	1.00	0.30	1.00	0.30	-1.00	-0.30	-0.
Συνδ.:11	Αστοχίας	Κατά +X	1.00	0.30	1.00	-0.30	1.00	-0.30	0.3
Συνδ.:12	Αστοχίας	Κατά +X	1.00	0.30	1.00	-0.30	1.00	-0.30	-0.

Προσθήκη Αφαίρεση Διάβασμα Καταχώρηση TXT Προκαθορισμένοι Συνδυασμοί OK Cancel

Εικόνα 5.19: Δημιουργία συνδυασμών φορτίσεων

Παράμετροι Δομικών Στοιχείων

Ικανοτικός Κόμβων		Σιδηρών		Ξύλινα				
Συνδυασμοί	Πλάκες	Δοκοί	Στύλοι	Πέδιλα	Οπλισμοί			
Συνδυασμοί Σετ Φορτίσεων	(101)	Αστ.	Λεπ.	+X	--X	+Z	--Z	No

Συνδυασμοί	Λ/Α	Κατά
1(14) +1.35Lc1+1.50Lc2	A	
2(1) +1.00Lc1+0.50Lc2	A	
3(2) +1.00Lc1+0.30Lc2+1.00Lc3+0.30Lc4+1.00Lc5+0.30Lc7+0.30Lc9	A	+X
4(2) +1.00Lc1+0.30Lc2+1.00Lc3+0.30Lc4+1.00Lc5+0.30Lc7--0.30Lc9	A	+X
5(2) +1.00Lc1+0.30Lc2+1.00Lc3--0.30Lc4+1.00Lc5--0.30Lc7+0.30Lc9	A	+X
6(2) +1.00Lc1+0.30Lc2+1.00Lc3--0.30Lc4+1.00Lc5--0.30Lc7--0.30Lc9	A	+X
7(2) +1.00Lc1+0.30Lc2--1.00Lc3+0.30Lc4--1.00Lc5+0.30Lc7+0.30Lc9	A	--X
8(2) +1.00Lc1+0.30Lc2--1.00Lc3+0.30Lc4--1.00Lc5+0.30Lc7--0.30Lc9	A	--X
9(2) +1.00Lc1+0.30Lc2--1.00Lc3--0.30Lc4--1.00Lc5--0.30Lc7+0.30Lc9	A	--X
10(2) +1.00Lc1+0.30Lc2--1.00Lc3--0.30Lc4--1.00Lc5--0.30Lc7--0.30Lc9	A	--X

Συντελεστές Στάθμης 1 / (1-θ)

Στάθμη	X	Y	Z
0 - 0.00	1.000	1.000	1.000
1 - 300.00	1.000	1.000	1.000
2 - 600.00	1.000	1.000	1.000
3 - 900.00	1.000	1.000	1.000
4 - 1200.00	1.000	1.000	1.000

Εισαγωγή Συνδυασμών

Υπολογισμός Συνδυασμών

Συνδυασμός G+ψ2Q 101

Αυτόματη Διαστασιολόγηση Μελέτης

Επαναυπολογισμός μεγεθών ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Καταχώρηση Διάβασμα OK Άκυρο

Εικόνα 5.20: Εισαγωγή συνδυασμών φορτίσεων

## ΣΕΝΑΡΙΟ : 7 - ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΑΡΧΕΙΟΥ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Φόρτιση 1 (Μόνιμα-G)

Φόρτιση 2 (Κινητά-Q)

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΑΖΩΝ ΑΠΟ :  $G+\Psi 2 \cdot Q$

### ΑΡΧΕΙΟ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ - ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

Φόρτιση 1 (Μόνιμα-G - Στατική Ανάλυση)

Φόρτιση 2 (Κινητά-Q - Στατική Ανάλυση)

Φορτιση 3 (Οριζόντια Σεισμική Ενταση X - Δυναμική Φασματική Ανάλυση)

Φόρτιση 4 (Οριζόντια Σεισμική Ενταση Z - Δυναμική Φασματική Ανάλυση)

Φορτιση 5 (Οριζόντια Σεισμική Ενταση X - Στατική Ανάλυση +etiz \* Lz)

Φόρτιση 6 (Οριζόντια Σεισμική Ενταση Z - Στατική Ανάλυση +etix \* Lx)

Φορτιση 7 (Κατακόρυφη Σεισμική Ενταση Y - Δυναμική Φασματική Ανάλυση)

## ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑ ΤΙΣ ΚΥΡΙΕΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

=====

### Παράμετροι Υπολογισμού

-----

Κλάση Πλαστιμότητας : DCM  
 Τύπος Φάσματος : Τύπος 1  
 Ζωνη Σεισμικής επικινδυνότητας : I  
 Επιτάχυνση Βαρύτητας g (m/sec<sup>2</sup>) : 9.810  
 Σεισμική Επιτάχυνση εδάφους agR : 0.16\*9.810=1.5696  
 Κατηγορία Εδάφους : B  
 Χαρακτηριστικές Περίοδοι Φάσματος : TB=0.15 TC=0.15 TD=2.00 (sec)  
 Συντελεστής-Κατηγορία Σπουδαιότητας: γι=1.000 - Σ2  
 Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης : βo=2.50  
 Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης : ξ=5.000%

α/α	Υψόμετρο	Διαστάσεις Κατόψεων		Συντ.ψ2	Τυχηματικές Εκκ/τες	
Στάθμης	(m)	LIX (m)	LIIZ (m)	φόρτ.2	etix(m)	etiz(m)
0	0.000	54.400	54.400	0.300	2.720	2.720
1	3.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
2	6.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
3	9.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
4	12.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
5	15.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700

*Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Συμπεριφοράς Υψηλών Κτιρίων*

6	18.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
7	21.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
8	24.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
9	27.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
10	30.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
11	33.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
12	36.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
13	39.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
14	42.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
15	45.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
16	48.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
17	51.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
18	54.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
19	57.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
20	60.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
21	63.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
22	66.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
23	69.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
24	72.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
25	75.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
26	78.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
27	81.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
28	84.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
29	87.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
30	90.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
31	93.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
32	96.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
33	99.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
34	102.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
35	105.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
36	108.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
37	111.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
38	114.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
39	117.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
40	120.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
41	123.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
42	126.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
43	129.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700

*Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Συμπεριφοράς Υψηλών Κτιρίων*

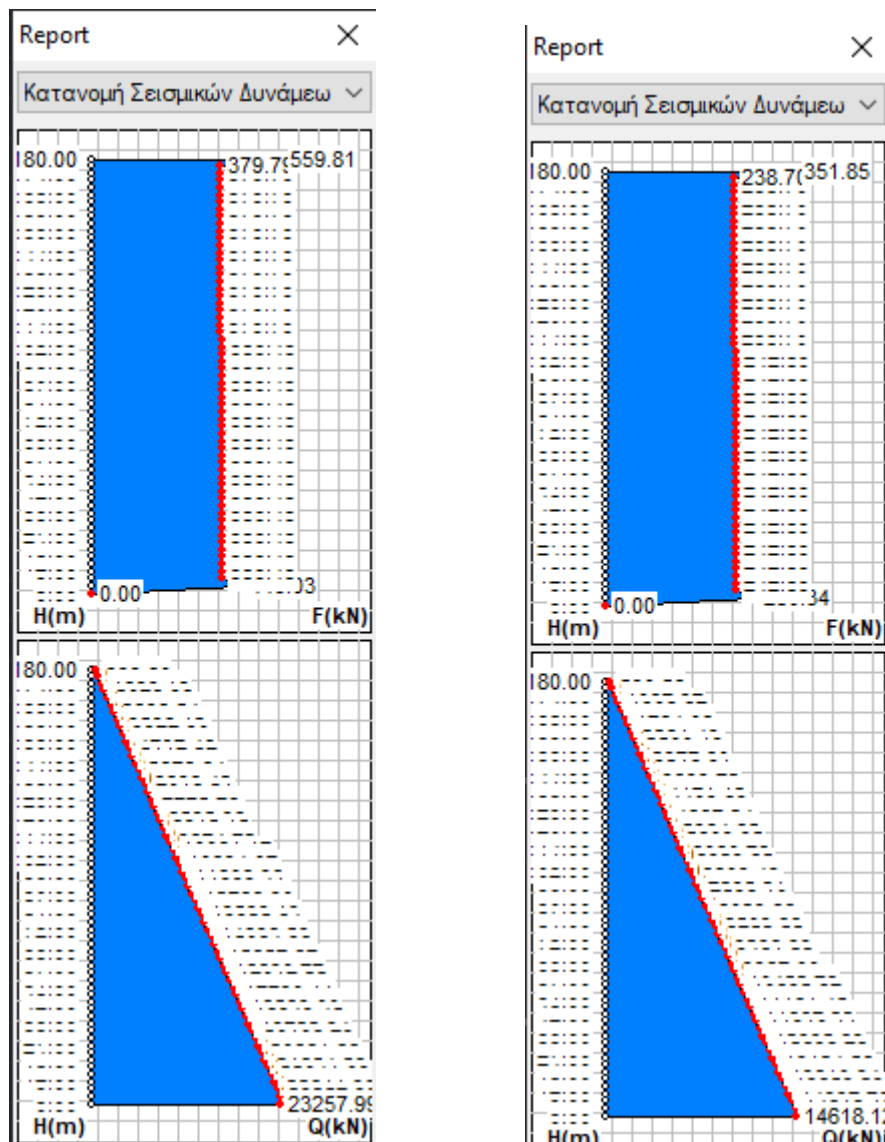
44	132.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
45	135.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
46	138.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
47	141.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
48	144.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
49	147.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
50	150.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
51	153.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
52	156.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
53	159.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
54	162.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
55	165.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
56	168.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
57	171.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
58	174.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
59	177.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700
60	180.000	54.000	54.000	0.300	2.700	2.700

-----  
 $\epsilon_{tix} = 0.05 \cdot L_{Ix}$  ,  $\epsilon_{tiz} = 0.05 \cdot L_{IIz}$   
 -----

**Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου με τον προσεγγιστικό τύπο.**

-----  
 Διεύθυνση Ix :  $T_{Ix} \text{ (sec)} = 4.2232$   $R_d(T) = 0.2640$   
 Διεύθυνση IIz:  $T_{IIz} \text{ (sec)} = 5.3270$   $R_d(T) = 0.1659$   
 Διεύθυνση y :  $T_y \text{ (sec)} = 0.5430$   $R_d(T) = 5.2924$   
 -----

Καθ' ύψος Κατανομή Σεισμικής Δύναμης (Τέμνουσα-Ροπή)



Κατανομή Σεισμικής Δύναμης Κατά Χ

Κατανομή Σεισμικής Δύναμης Κατά Ζ

Εικόνα 5.21: κατανομή σεισμικών δυνάμεων

--ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ (Κn) -----				--ΣΤΡΕΠΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ (Κnm) -----			
α/α	Υψομ.	ΦΟΡΤ.3-I	ΦΟΡΤ.4-II	ΦΟΡΤ.5-I	ΦΟΡΤ.6-I	ΦΟΡΤ.7-II	ΦΟΡΤ.8II
Σταθ,	(m)	(Kn)	(Kn)	Απο maxez	Απο minez	Απο maxex	Απο minex
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	3.000	446.030	280.339	39.446	-39.446	24.793	-24.793
2	6.000	384.489	241.659	68.007	-68.007	42.744	-42.744
3	9.000	386.447	242.890	102.530	-102.530	64.442	-64.442
4	12.000	386.447	242.890	136.706	-136.706	85.923	-85.923

*Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Συμπεριφοράς Υψηλών Κτιρίων*

5	15.000	386.447	242.890		170.883	-170.883	107.403	-107.403
6	18.000	386.447	242.890		205.059	-205.059	128.884	-128.884
7	21.000	386.447	242.890		239.236	-239.236	150.365	-150.365
8	24.000	386.447	242.890		273.412	-273.412	171.845	-171.845
9	27.000	386.447	242.890		307.589	-307.589	193.326	-193.326
10	30.000	386.447	242.890		341.765	-341.765	214.807	-214.807
11	33.000	386.447	242.890		375.942	-375.942	236.287	-236.287
12	36.000	386.447	242.890		410.119	-410.119	257.768	-257.768
13	39.000	386.447	242.890		444.295	-444.295	279.248	-279.248
14	42.000	386.447	242.890		478.472	-478.472	300.729	-300.729
15	45.000	386.447	242.890		512.648	-512.648	322.210	-322.210
16	48.000	386.447	242.890		546.825	-546.825	343.690	-343.690
17	51.000	386.447	242.890		581.001	-581.001	365.171	-365.171
18	54.000	386.447	242.890		615.178	-615.178	386.652	-386.652
19	57.000	386.447	242.890		649.354	-649.354	408.132	-408.132
20	60.000	386.447	242.890		683.531	-683.531	429.613	-429.613
21	63.000	386.447	242.890		717.707	-717.707	451.094	-451.094
22	66.000	386.447	242.890		751.884	-751.884	472.574	-472.574
23	69.000	386.447	242.890		786.060	-786.060	494.055	-494.055
24	72.000	386.447	242.890		820.237	-820.237	515.536	-515.536
25	75.000	386.447	242.890		854.414	-854.414	537.016	-537.016
26	78.000	386.447	242.890		888.590	-888.590	558.497	-558.497
27	81.000	386.447	242.890		922.767	-922.767	579.978	-579.978
28	84.000	386.447	242.890		956.943	-956.943	601.458	-601.458
29	87.000	386.447	242.890		991.120	-991.120	622.939	-622.939
30	90.000	386.447	242.890		1025.296	-1025.296	644.420	-644.420
31	93.000	386.447	242.890		1059.473	-1059.473	665.900	-665.900
32	96.000	386.447	242.890		1093.649	-1093.649	687.381	-687.381
33	99.000	386.447	242.890		1127.826	-1127.826	708.862	-708.862
34	102.000	386.447	242.890		1162.002	-1162.002	730.342	-730.342
35	105.000	386.447	242.890		1196.179	-1196.179	751.823	-751.823
36	108.000	379.788	238.705		1209.155	-1209.155	759.979	-759.979
37	111.000	379.788	238.705		1242.743	-1242.743	781.089	-781.089
38	114.000	379.788	238.705		1276.331	-1276.331	802.200	-802.200
39	117.000	379.788	238.705		1309.918	-1309.918	823.310	-823.310
40	120.000	379.788	238.705		1343.506	-1343.506	844.421	-844.421
41	123.000	379.788	238.705		1377.094	-1377.094	865.531	-865.531
42	126.000	379.788	238.705		1410.681	-1410.681	886.642	-886.642

*Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Συμπεριφοράς Υψηλών Κτιρίων*

43 129.000	379.788	238.705		1444.269	-1444.269	907.752	-907.752
44 132.000	379.788	238.705		1477.857	-1477.857	928.863	-928.863
45 135.000	379.788	238.705		1511.444	-1511.444	949.973	-949.973
46 138.000	379.788	238.705		1545.032	-1545.032	971.084	-971.084
47 141.000	379.788	238.705		1578.620	-1578.620	992.194	-992.194
48 144.000	379.788	238.705		1612.207	-1612.207	1013.305	-1013.305
49 147.000	379.788	238.705		1645.795	-1645.795	1034.415	-1034.415
50 150.000	379.788	238.705		1679.382	-1679.382	1055.526	-1055.526
51 153.000	379.788	238.705		1712.970	-1712.970	1076.637	-1076.637
52 156.000	379.788	238.705		1746.558	-1746.558	1097.747	-1097.747
53 159.000	379.788	238.705		1780.145	-1780.145	1118.858	-1118.858
54 162.000	379.788	238.705		1813.733	-1813.733	1139.968	-1139.968
55 165.000	379.788	238.705		1847.321	-1847.321	1161.079	-1161.079
56 168.000	379.788	238.705		1880.908	-1880.908	1182.189	-1182.189
57 171.000	379.788	238.705		1914.496	-1914.496	1203.300	-1203.300
58 174.000	379.788	238.705		1948.084	-1948.084	1224.410	-1224.410
59 177.000	379.788	238.705		1981.671	-1981.671	1245.521	-1245.521
60 180.000	559.811	351.853		2970.509	-2970.509	1867.025	-1867.025

**Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου από Δυναμική Ανάλυση**

α/α Ιδιομορφής	Κυκλική Συχνότητα w (Rad/sec)	Συχνότητα v (Cycles/sec)	Περίοδος T (sec)
1	1.1795E+000	1.8772E-001	5.3270E+000
2	1.4878E+000	2.3679E-001	4.2232E+000
3	2.4964E+000	3.9731E-001	2.5169E+000
4	4.6482E+000	7.3978E-001	1.3518E+000
5	7.9181E+000	1.2602E+000	7.9352E-001
6	8.1351E+000	1.2947E+000	7.7236E-001
7	8.3105E+000	1.3226E+000	7.5606E-001
8	1.1572E+001	1.8418E+000	5.4296E-001
9	1.1865E+001	1.8884E+000	5.2954E-001
10	1.4469E+001	2.3028E+000	4.3424E-001

### Συντελεστές Συμμετοχής Ιδιομορφών

α/α Ιδιομορφής	Διευθύνσεις στο Κύριο Σύστημα Συντεταγμένων		
	Κατά X	Κατά Y	Κατά Z
1	-1.0400E+001	1.0167E+000	2.5825E+002
2	2.5364E+002	-6.2688E-001	1.0771E+001
3	4.6267E+000	9.6701E-001	-3.0934E+000
4	2.5341E-001	1.2247E+000	-1.0780E+002
5	1.1537E+002	-2.5555E+000	2.8962E-001
6	1.6560E+001	1.7632E+000	-2.2227E+000
7	5.2931E-001	2.4721E+000	5.2210E+001
8	1.3627E+000	2.9150E+002	-5.6064E+000
9	-7.4520E-002	3.3803E+001	4.0495E+001
10	2.7442E+000	2.1362E+000	2.3207E-002

### Συντελεστές Συμμετοχής Μάζων / Διεύθυνση

Κατά X = 1	Κατά Y = 1	Κατά Z = 1
------------	------------	------------

Δρώσεις Ιδιομορφικές Μάζες (Συνολική Μάζα = 88095.041 kN/g)

α/α Ιδιομορφής	Μ Ε Τ Α Φ Ο Ρ Ι Κ Ε Σ				Μ Α Ζ Ε Σ			
	κατά X / %		κατά Y / %		κατά Z / %			
1	108.16 /	0.12	1.03 /	0.00	66690.79 /	75.70		
2	64333.84 /	73.03	0.39 /	0.00	116.02 /	0.13		
3	21.41 /	0.02	0.94 /	0.00	9.57 /	0.01		
4	0.06 /	0.00	1.50 /	0.00	11620.38 /	13.19		
5	13309.81 /	15.11	6.53 /	0.01	0.08 /	0.00		

*Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Συμπεριφοράς Υψηλών Κτιρίων*

6		274.23 /	0.31	3.11 /	0.00	4.94 /	0.01
7		0.28 /	0.00	6.11 /	0.01	2725.90 /	3.09
8		1.86 /	0.00	84969.57 /	96.45	31.43 /	0.04
9		0.01 /	0.00	1142.62 /	1.30	1639.88 /	1.86
10		7.53 /	0.01	4.56 /	0.01	0.00 /	0.00
-----+-----+-----+-----							
--							
ΣΥΝΟΛΑ		78057.20 /	88.61	86136.36 /	97.78	82839.00 /	94.03

**Πίνακας Τιμών Φάσματος Απόκρισης Επιταχύνσεων (Αριθμός Σημείων= 39)**

α/α Σημείου	-----Φ	Α	Σ	Μ	Α-----
Εισαγωγής	Περίοδος	Τιμή x	Τιμή y	Τιμή z	
1	0.00	1.88	1.88	1.88	
2	0.05	2.83	2.20	2.83	
3	0.10	3.77	2.51	3.77	
4	0.15	4.71	2.83	4.71	
5	0.20	4.71	3.14	4.71	
6	0.25	4.71	3.45	4.71	
7	0.30	4.71	3.77	4.71	
8	0.35	4.71	4.08	4.71	
9	0.40	4.71	4.39	4.71	
10	0.45	4.71	4.71	4.71	
11	0.50	4.71	5.02	4.71	
12	0.55	4.28	5.34	4.28	
13	0.60	3.92	5.65	3.92	
14	0.65	3.62	1.30	3.62	
15	0.70	3.36	1.21	3.36	
16	0.75	3.14	1.13	3.14	
17	0.80	2.94	1.06	2.94	
18	0.85	2.77	1.00	2.77	
19	0.90	2.62	0.94	2.62	
20	0.95	2.48	0.89	2.48	
21	1.00	2.35	0.85	2.35	

*Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Συμπεριφοράς Υψηλών Κτιρίων*

22	1.10	2.14	0.77	2.14
23	1.20	1.96	0.71	1.96
24	1.30	1.81	0.65	1.81
25	1.40	1.68	0.61	1.68
26	1.50	1.57	0.57	1.57
27	1.60	1.47	0.53	1.47
28	1.70	1.38	0.50	1.38
29	1.80	1.31	0.47	1.31
30	1.90	1.24	0.45	1.24
31	2.00	1.18	0.42	1.18
32	2.25	0.93	0.33	0.93
33	2.50	0.75	0.27	0.75
34	2.75	0.62	0.22	0.62
35	3.00	0.52	0.19	0.52
36	3.25	0.45	0.16	0.45
37	3.50	0.38	0.14	0.38
38	3.75	0.33	0.12	0.33
39	4.00	0.29	0.11	0.29

**Κέντρο Βάρους - Κέντρο Ακαμψίας**

-----*-----*-----						
α/α	Συν/κο	ΚΕΝΤΡΟ ΒΑΡΟΥΣ		ΚΕΝΤΡΟ ΑΚΑΜΨΙΑΣ		Απόσταση
Στάθμης	Υψος (m)	X Συντ. (m)	Z Συντ. (m)	X Συντ. (m)	Z Συντ. (m)	Κ.Β-Κ.Α (m)
-----*-----*-----*-----						
1	3.000	26.9454	27.1217	26.7955	27.3546	0.2770
2	6.000	26.9546	27.1060	26.5421	27.4154	0.5156
3	9.000	27.0004	27.0066	26.9380	27.3165	0.3161
4	12.000	27.0004	27.0066	26.9447	27.3796	0.3771
5	15.000	27.0004	27.0066	26.9486	27.3803	0.3773
6	18.000	27.0004	27.0066	26.9523	27.3815	0.3780
7	21.000	27.0004	27.0066	26.9555	27.3829	0.3790
8	24.000	27.0004	27.0066	26.9583	27.3844	0.3801
9	27.000	27.0004	27.0066	26.9608	27.3860	0.3815
10	30.000	27.0004	27.0066	26.9630	27.3878	0.3831
11	33.000	27.0004	27.0066	26.9649	27.3899	0.3849
12	36.000	27.0004	27.0066	26.9666	27.3923	0.3872
13	39.000	27.0004	27.0066	26.9681	27.3951	0.3898
14	42.000	27.0004	27.0066	26.9694	27.3984	0.3930
15	45.000	27.0004	27.0066	26.9704	27.4024	0.3969
16	48.000	27.0004	27.0066	26.9713	27.4073	0.4017
17	51.000	27.0004	27.0066	26.9719	27.4132	0.4076
18	54.000	27.0004	27.0066	26.9722	27.4205	0.4148
19	57.000	27.0004	27.0066	26.9723	27.4294	0.4237
20	60.000	27.0004	27.0066	26.9720	27.4405	0.4348
21	63.000	27.0004	27.0066	26.9714	27.4544	0.4487
22	66.000	27.0004	27.0066	26.9703	27.4720	0.4664
23	69.000	27.0004	27.0066	26.9685	27.4947	0.4891
24	72.000	27.0004	27.0066	26.9659	27.5245	0.5190
25	75.000	27.0004	27.0066	26.9619	27.5649	0.5596
26	78.000	27.0004	27.0066	26.9560	27.6220	0.6170
27	81.000	27.0004	27.0066	26.9467	27.7078	0.7032

28	84.000		27.0004	27.0066		26.9310	27.8491		0.8454
29	87.000		27.0004	27.0066		26.9007	28.1230		1.1208
30	90.000		27.0004	27.0066		26.8228	28.6477		1.6507
31	93.000		27.0004	27.0066		27.0097	26.7665		0.2403
32	96.000		27.0004	27.0066		27.3900	24.9837		2.0601
33	99.000		27.0004	27.0066		27.1639	26.2164		0.8069
34	102.000		27.0004	27.0066		27.1092	26.5791		0.4411
35	105.000		27.0004	27.0066		27.0858	26.7534		0.2673
36	108.000		26.8973	26.6912		27.0656	26.8252		0.2151
37	111.000		26.8973	26.6912		27.0468	26.8474		0.2162
38	114.000		26.8973	26.6912		27.0344	26.8634		0.2201
39	117.000		26.8973	26.6912		27.0257	26.8752		0.2244
40	120.000		26.8973	26.6912		27.0193	26.8842		0.2283
41	123.000		26.8973	26.6912		27.0144	26.8910		0.2316
42	126.000		26.8973	26.6912		27.0107	26.8962		0.2343
43	129.000		26.8973	26.6912		27.0077	26.9002		0.2363
44	132.000		26.8973	26.6912		27.0053	26.9031		0.2378
45	135.000		26.8973	26.6912		27.0033	26.9052		0.2388
46	138.000		26.8973	26.6912		27.0016	26.9066		0.2393
47	141.000		26.8973	26.6912		27.0001	26.9073		0.2393
48	144.000		26.8973	26.6912		26.9988	26.9075		0.2389
49	147.000		26.8973	26.6912		26.9976	26.9071		0.2381
50	150.000		26.8973	26.6912		26.9965	26.9063		0.2368
51	153.000		26.8973	26.6912		26.9954	26.9050		0.2352
52	156.000		26.8973	26.6912		26.9944	26.9033		0.2332
53	159.000		26.8973	26.6912		26.9933	26.9012		0.2309
54	162.000		26.8973	26.6912		26.9923	26.8987		0.2282
55	165.000		26.8973	26.6912		26.9912	26.8958		0.2251
56	168.000		26.8973	26.6912		26.9900	26.8925		0.2217
57	171.000		26.8973	26.6912		26.9888	26.8889		0.2179
58	174.000		26.8973	26.6912		26.9875	26.8849		0.2136
59	177.000		26.8973	26.6912		26.9861	26.8803		0.2089
60	180.000		26.9303	27.0046		26.9849	26.8790		0.1370

**Έλεγχος Κανονικότητας σε κάτοψη - Παρ. 4.2.3.2**

α/α	Συν/κο	Lx	Lz	Συντ.λ<4	ΣΑi	Ai,max	Ao	Ai,max	Έλεγχος
Στάθμης	Υψος (Μ)	(m)	(m)	Lmax/Lmin	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	/Ao	Κανονικ
1	3.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
2	6.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
3	9.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
4	12.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
5	15.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
6	18.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
7	21.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
8	24.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
9	27.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
10	30.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
11	33.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
12	36.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
13	39.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
14	42.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
15	45.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
16	48.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
17	51.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
18	54.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
19	57.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
20	60.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
21	63.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
22	66.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
23	69.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
24	72.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
25	75.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
26	78.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
27	81.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
28	84.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
29	87.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
30	90.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
31	93.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
32	96.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
33	99.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
34	102.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
35	105.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.
36	108.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00	Ικανοπ.

*Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Συμπεριφοράς Υψηλών Κτιρίων*

37	111.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
38	114.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
39	117.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
40	120.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
41	123.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
42	126.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
43	129.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
44	132.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
45	135.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
46	138.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
47	141.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
48	144.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
49	147.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
50	150.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
51	153.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
52	156.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
53	159.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
54	162.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
55	165.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
56	168.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
57	171.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
58	174.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
59	177.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.
60	180.000	54.00	54.00	1.000	0.00	0.00	2916.00	0.00   Ικανοπ.

-----

**Ελεγχος Κανονικότητας σε κάτοψη - Παρ. 4.2.3.2 Διεύθυνση X**

α/α	Συν/κο	Συντ. r	>= Συντ. ls	Εκκεντρότητα   Ελεγχος
Στάθμης	Υψος (M)	$\sqrt{\Sigma K_t / \Sigma k_{\_}}$	$\sqrt{I_O / \text{mass}}$	$\epsilon_{\_o} (m)$   Κανονικ.
-----*				
1	3.000	51.039	17.698	0.233   Ικανοπ.
2	6.000	51.043	18.473	0.309   Ικανοπ.
3	9.000	52.327	18.473	0.310   Ικανοπ.
4	12.000	52.327	18.473	0.373   Ικανοπ.
5	15.000	52.327	18.473	0.374   Ικανοπ.
6	18.000	52.327	18.473	0.375   Ικανοπ.

*Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Συμπεριφοράς Υψηλών Κτιρίων*

7	21.000	52.327	18.473	0.376		Ικανοπ.
8	24.000	52.327	18.473	0.378		Ικανοπ.
9	27.000	52.327	18.473	0.379		Ικανοπ.
10	30.000	52.327	18.473	0.381		Ικανοπ.
11	33.000	52.327	18.473	0.383		Ικανοπ.
12	36.000	52.327	18.473	0.386		Ικανοπ.
13	39.000	52.327	18.473	0.388		Ικανοπ.
14	42.000	52.327	18.473	0.392		Ικανοπ.
15	45.000	52.327	18.473	0.396		Ικανοπ.
16	48.000	52.327	18.473	0.401		Ικανοπ.
17	51.000	52.327	18.473	0.407		Ικανοπ.
18	54.000	52.327	18.473	0.414		Ικανοπ.
19	57.000	52.327	18.473	0.423		Ικανοπ.
20	60.000	52.327	18.473	0.434		Ικανοπ.
21	63.000	52.327	18.473	0.448		Ικανοπ.
22	66.000	52.327	18.473	0.465		Ικανοπ.
23	69.000	52.327	18.473	0.488		Ικανοπ.
24	72.000	52.327	18.473	0.518		Ικανοπ.
25	75.000	52.327	18.473	0.558		Ικανοπ.
26	78.000	52.327	18.473	0.615		Ικανοπ.
27	81.000	52.327	18.473	0.701		Ικανοπ.
28	84.000	52.327	18.473	0.842		Ικανοπ.
29	87.000	52.327	18.473	1.116		Ικανοπ.
30	90.000	52.327	18.473	1.641		Ικανοπ.
31	93.000	52.327	18.473	0.240		Ικανοπ.
32	96.000	52.327	18.473	2.023		Ικανοπ.
33	99.000	52.327	18.473	0.790		Ικανοπ.
34	102.000	52.327	18.473	0.428		Ικανοπ.
35	105.000	52.327	18.473	0.253		Ικανοπ.
36	108.000	52.338	18.443	0.134		Ικανοπ.
37	111.000	52.338	18.443	0.156		Ικανοπ.
38	114.000	52.338	18.443	0.172		Ικανοπ.
39	117.000	52.338	18.443	0.184		Ικανοπ.

40	120.000	52.338	18.443	0.193		Ικανοπ.
41	123.000	52.338	18.443	0.200		Ικανοπ.
42	126.000	52.338	18.443	0.205		Ικανοπ.
43	129.000	52.338	18.443	0.209		Ικανοπ.
44	132.000	52.338	18.443	0.212		Ικανοπ.
45	135.000	52.338	18.443	0.214		Ικανοπ.
46	138.000	52.338	18.443	0.215		Ικανοπ.
47	141.000	52.338	18.443	0.216		Ικανοπ.
48	144.000	52.338	18.443	0.216		Ικανοπ.
49	147.000	52.338	18.443	0.216		Ικανοπ.
50	150.000	52.338	18.443	0.215		Ικανοπ.
51	153.000	52.338	18.443	0.214		Ικανοπ.
52	156.000	52.338	18.443	0.212		Ικανοπ.
53	159.000	52.338	18.443	0.210		Ικανοπ.
54	162.000	52.338	18.443	0.208		Ικανοπ.
55	165.000	52.338	18.443	0.205		Ικανοπ.
56	168.000	52.338	18.443	0.201		Ικανοπ.
57	171.000	52.338	18.443	0.198		Ικανοπ.
58	174.000	52.338	18.443	0.194		Ικανοπ.
59	177.000	52.338	18.443	0.189		Ικανοπ.
60	180.000	52.327	18.442	0.126		Ικανοπ.

#### Ελεγχος Κανονικότητας σε κάτοψη - Παρ. 4.2.3.2 Διεύθυνση Z

α/α	Συν/κο	Συντ. r	>= Συντ. ls	Εκκεντρότητα	Ελεγχος
Στάθμης	Υψος (M)	$\sqrt{\Sigma K_t / \Sigma k_{\_}}$	$\sqrt{I O / \text{mass}}$	$\varepsilon_o (m)$	Κανονικ.

1	3.000	14.620	17.698	0.150	Δεν Ικαν.
2	6.000	14.621	18.473	0.412	Δεν Ικαν.
3	9.000	14.989	18.473	0.062	Δεν Ικαν.
4	12.000	14.989	18.473	0.056	Δεν Ικαν.
5	15.000	14.989	18.473	0.052	Δεν Ικαν.

6	18.000	14.989	18.473	0.048	Δεν Ικαν.
7	21.000	14.989	18.473	0.045	Δεν Ικαν.
8	24.000	14.989	18.473	0.042	Δεν Ικαν.
9	27.000	14.989	18.473	0.040	Δεν Ικαν.
10	30.000	14.989	18.473	0.037	Δεν Ικαν.
11	33.000	14.989	18.473	0.035	Δεν Ικαν.
12	36.000	14.989	18.473	0.034	Δεν Ικαν.
13	39.000	14.989	18.473	0.032	Δεν Ικαν.
14	42.000	14.989	18.473	0.031	Δεν Ικαν.
15	45.000	14.989	18.473	0.030	Δεν Ικαν.
16	48.000	14.989	18.473	0.029	Δεν Ικαν.
17	51.000	14.989	18.473	0.029	Δεν Ικαν.
18	54.000	14.989	18.473	0.028	Δεν Ικαν.
19	57.000	14.989	18.473	0.028	Δεν Ικαν.
20	60.000	14.989	18.473	0.028	Δεν Ικαν.
21	63.000	14.989	18.473	0.029	Δεν Ικαν.
22	66.000	14.989	18.473	0.030	Δεν Ικαν.
23	69.000	14.989	18.473	0.032	Δεν Ικαν.
24	72.000	14.989	18.473	0.035	Δεν Ικαν.
25	75.000	14.989	18.473	0.038	Δεν Ικαν.
26	78.000	14.989	18.473	0.044	Δεν Ικαν.
27	81.000	14.989	18.473	0.054	Δεν Ικαν.
28	84.000	14.989	18.473	0.069	Δεν Ικαν.
29	87.000	14.989	18.473	0.100	Δεν Ικαν.
30	90.000	14.989	18.473	0.178	Δεν Ικαν.
31	93.000	14.989	18.473	0.009	Δεν Ικαν.
32	96.000	14.989	18.473	0.390	Δεν Ικαν.
33	99.000	14.989	18.473	0.163	Δεν Ικαν.
34	102.000	14.989	18.473	0.109	Δεν Ικαν.
35	105.000	14.989	18.473	0.085	Δεν Ικαν.
36	108.000	14.993	18.443	0.168	Δεν Ικαν.
37	111.000	14.993	18.443	0.150	Δεν Ικαν.
38	114.000	14.993	18.443	0.137	Δεν Ικαν.

39	117.000	14.993	18.443	0.128	Δεν Ικαν.
40	120.000	14.993	18.443	0.122	Δεν Ικαν.
41	123.000	14.993	18.443	0.117	Δεν Ικαν.
42	126.000	14.993	18.443	0.113	Δεν Ικαν.
43	129.000	14.993	18.443	0.110	Δεν Ικαν.
44	132.000	14.993	18.443	0.108	Δεν Ικαν.
45	135.000	14.993	18.443	0.106	Δεν Ικαν.
46	138.000	14.993	18.443	0.104	Δεν Ικαν.
47	141.000	14.993	18.443	0.103	Δεν Ικαν.
48	144.000	14.993	18.443	0.101	Δεν Ικαν.
49	147.000	14.993	18.443	0.100	Δεν Ικαν.
50	150.000	14.993	18.443	0.099	Δεν Ικαν.
51	153.000	14.993	18.443	0.098	Δεν Ικαν.
52	156.000	14.993	18.443	0.097	Δεν Ικαν.
53	159.000	14.993	18.443	0.096	Δεν Ικαν.
54	162.000	14.993	18.443	0.095	Δεν Ικαν.
55	165.000	14.993	18.443	0.094	Δεν Ικαν.
56	168.000	14.993	18.443	0.093	Δεν Ικαν.
57	171.000	14.993	18.443	0.092	Δεν Ικαν.
58	174.000	14.993	18.443	0.090	Δεν Ικαν.
59	177.000	14.993	18.443	0.089	Δεν Ικαν.
60	180.000	14.989	18.442	0.055	Δεν Ικαν.

-----\*

Το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο ( $r < 1s$ )

Ελεγχος Κανονικότητα λόγω κατανομής Μάζας : Δεν Ικανοποιείται

Ελεγχος Κανονικότητα λόγω κατανομής Ακαμψίας : Δεν Ικανοποιείται

Ελεγχος Κανονικότητα λόγω Μορφολογίας κατα X : Ικανοποιείται

Ελεγχος Κανονικότητα λόγω Μορφολογίας κατα Z : Ικανοποιείται

-----

Κανονικότητα κάτοψης συνολικά για όλο το κτίριο : Δεν Ικανοποιείται

Κανονικότητα κτιρίου καθ' ύψος (Συνολικά) : Δεν Ικανοποιείται

---

**Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως - Παρ. 4.4.2.2 (2) , (3) , (4) Διευθυνση X**

α/α	Συν/κο	Κατακόρυφα	Σχετική	Οριζόντια	Συντ/της	Ελεγχος
Στάθμης	Υψός (M)	Φορτία (KN)	Μετ/ση (mm)	Δύναμη (KN)	θx	2ας Τάξης Πλαισίων
-----						
1-95	3.000	1556542.516	12.9189	281948.815	0.0238	ΕΠ. (<=0.1)
2-29	6.000	1219425.915	14.6374	74307.944	0.0801	ΕΠ. (<=0.1)
3-93	9.000	1514344.566	17.1772	124733.909	0.0695	ΕΠ. (<=0.1)
4-93	12.000	1494518.149	17.4740	106021.329	0.0821	ΕΠ. (<=0.1)
5-93	15.000	1474584.901	17.6785	103432.686	0.0840	ΕΠ. (<=0.1)
6-93	18.000	1454545.539	17.8609	98819.567	0.0876	ΕΠ. (<=0.1)
7-93	21.000	1434400.863	18.0423	95886.648	0.0900	ΕΠ. (<=0.1)
8-93	24.000	1414151.728	18.2232	93232.480	0.0921	ΕΠ. (<=0.1)
9-93	27.000	1393799.089	18.4035	90936.394	0.0940	ΕΠ. (<=0.1)
10-93	30.000	1373344.054	18.5826	88905.498	0.0957	ΕΠ. (<=0.1)
11-93	33.000	1352787.937	18.7601	87166.089	0.0971	ΕΠ. (<=0.1)
12-93	36.000	1332132.288	18.9357	85688.381	0.0981	ΕΠ. (<=0.1)
13-93	39.000	1311378.901	19.1092	84371.337	0.0990	ΕΠ. (<=0.1)
14-93	42.000	1290529.793	19.2805	83192.237	0.0997	ΕΠ. (<=0.1)
15-93	45.000	1269587.162	19.4493	82170.348	0.1002	ΕΠΣ
16-93	48.000	1248553.318	19.6155	81275.064	0.1004	ΕΠΣ
17-93	51.000	1227430.606	19.7790	80460.594	0.1006	ΕΠΣ
18-93	54.000	1206221.321	19.9397	79718.255	0.1006	ΕΠΣ
19-93	57.000	1184927.639	20.0974	79043.149	0.1004	ΕΠΣ
20-93	60.000	1163551.548	20.2519	78452.011	0.1001	ΕΠΣ
21-93	63.000	1142094.822	20.4032	77961.395	0.0996	ΕΠ. (<=0.1)
22-93	66.000	1120559.015	20.5510	77504.552	0.0990	ΕΠ. (<=0.1)
23-93	69.000	1098945.481	20.6952	77082.563	0.0983	ΕΠ. (<=0.1)
24-93	72.000	1077255.439	20.8357	76658.977	0.0976	ΕΠ. (<=0.1)
25-93	75.000	1055490.042	20.9723	76215.989	0.0968	ΕΠ. (<=0.1)
26-93	78.000	1033650.473	21.1049	75675.912	0.0961	ΕΠ. (<=0.1)
27-93	81.000	1011738.035	21.2333	74517.292	0.0961	ΕΠ. (<=0.1)
28-93	84.000	989754.236	21.3573	72803.829	0.0968	ΕΠ. (<=0.1)

29-93	87.000	967700.854	21.4767	71076.493	0.0975	ΕΠ. (<=0.1)
30-93	90.000	945579.963	21.5916	69366.480	0.0981	ΕΠ. (<=0.1)
31-93	93.000	923393.941	21.7016	67678.524	0.0987	ΕΠ. (<=0.1)
32-93	96.000	901145.421	21.8067	66018.328	0.0992	ΕΠ. (<=0.1)
33-27	99.000	711340.561	22.7820	53171.112	0.1016	ΕΠΣ
34-27	102.000	694579.447	22.9520	50572.782	0.1051	ΕΠΣ
35-33	105.000	677802.164	23.1077	48138.482	0.1085	ΕΠΣ
36-33	108.000	661009.526	23.2158	45809.488	0.1117	ΕΠΣ
37-33	111.000	644489.952	23.3968	43681.541	0.1151	ΕΠΣ
38-31	114.000	627956.616	23.5229	41740.696	0.1180	ΕΠΣ
39-31	117.000	611410.013	23.6400	40004.976	0.1204	ΕΠΣ
40-31	120.000	594850.520	23.7456	38474.671	0.1224	ΕΠΣ
41-31	123.000	578278.410	23.8396	37072.143	0.1240	ΕΠΣ
42-31	126.000	561693.881	23.9219	35796.623	0.1251	ΕΠΣ
43-31	129.000	545097.089	23.9922	34647.529	0.1258	ΕΠΣ
44-31	132.000	528488.194	23.7020	33621.927	0.1242	ΕΠΣ
45-31	135.000	511867.408	20.0467	32716.733	0.1045	ΕΠΣ
46-31	138.000	495235.037	20.0627	31924.055	0.1037	ΕΠΣ
47-31	141.000	478591.521	20.0878	31243.753	0.1026	ΕΠΣ
48-31	144.000	461937.456	20.1196	30675.039	0.1010	ΕΠΣ
49-31	147.000	445273.609	20.1580	30217.743	0.0990	ΕΠ. (<=0.1)
50-31	150.000	428600.911	20.2029	29896.289	0.0965	ΕΠ. (<=0.1)
51-31	153.000	411920.439	20.2541	29688.673	0.0937	ΕΠ. (<=0.1)
52-31	156.000	395233.381	20.3115	29608.191	0.0904	ΕΠ. (<=0.1)
54-31	162.000	361844.521	20.4438	29864.239	0.0826	ΕΠ. (<=0.1)
55-31	165.000	345145.222	20.5179	30234.162	0.0781	ΕΠ. (<=0.1)
56-31	168.000	328444.323	20.5970	30763.012	0.0733	ΕΠ. (<=0.1)
57-31	171.000	311743.570	20.6804	31504.186	0.0682	ΕΠ. (<=0.1)
58-31	174.000	295071.421	20.7677	32535.462	0.0628	ΕΠ. (<=0.1)
59-31	177.000	278935.575	20.8581	33708.799	0.0575	ΕΠ. (<=0.1)
60-29	180.000	512157.094	21.0290	70036.156	0.0513	ΕΠ. (<=0.1)

-----  
-----

ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/  
ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ

**Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως - Παρ. 4.4.2.2 (2) , (3) , (4) Διεύθυνση Z**

-----  
α/α Συν/κο Κατακόρυφα Σχετική Οριζόντια Συντ/της| Ελεγχος για  
Στάθμης Ύψος (Μ) Φορτία (ΚΝ) Μετ/ση (mm) Δύναμη (ΚΝ) θz | Επιρροή 2ας Τάξης  
-----

1-71 3.000 1556542.516 14.7562 141711.364 0.0540|ΕΠ. (<=0.1) |  
2-69 6.000 1533957.118 27.6908 85151.998 0.1663|ΕΠΣ |  
3-69 9.000 1514344.566 28.3608 85775.875 0.1669|ΕΠΣ |  
4-69 12.000 1494518.149 28.5330 84471.138 0.1683|ΕΠΣ |  
5-69 15.000 1474584.901 28.7267 83475.036 0.1692|ΕΠΣ |  
6-69 18.000 1454545.539 28.9170 82635.095 0.1697|ΕΠΣ |  
7-69 21.000 1434400.863 29.1046 81908.605 0.1699|ΕΠΣ |  
8-69 24.000 1414151.728 29.2880 81254.290 0.1699|ΕΠΣ |  
9-69 27.000 1393799.089 29.4661 80630.396 0.1698|ΕΠΣ |  
10-69 30.000 1373344.054 29.6377 79988.812 0.1696|ΕΠΣ |  
11-71 33.000 1352787.937 29.8087 79299.799 0.1695|ΕΠΣ |  
12-71 36.000 1332132.288 29.9649 78582.248 0.1693|ΕΠΣ |  
13-71 39.000 1311378.901 30.1121 77780.251 0.1692|ΕΠΣ |  
14-71 42.000 1290529.793 30.2499 76916.790 0.1692|ΕΠΣ |  
15-71 45.000 1269587.162 30.3779 76014.174 0.1691|ΕΠΣ |  
16-71 48.000 1248553.318 30.4961 75095.174 0.1690|ΕΠΣ |  
17-71 51.000 1227430.606 30.6049 74182.317 0.1688|ΕΠΣ |  
18-71 54.000 1206221.321 30.7045 73295.773 0.1684|ΕΠΣ |  
19-71 57.000 1184927.639 30.7957 72450.999 0.1679|ΕΠΣ |  
20-71 60.000 1163551.548 30.8792 71656.730 0.1671|ΕΠΣ |  
21-71 63.000 1142094.822 30.9558 70913.535 0.1662|ΕΠΣ |  
22-71 66.000 1120559.015 31.0261 70212.894 0.1651|ΕΠΣ |  
23-71 69.000 1098945.481 31.0908 69536.572 0.1638|ΕΠΣ |  
24-71 72.000 1077255.439 31.1504 68856.109 0.1624|ΕΠΣ |  
25-71 75.000 1055490.042 31.2050 68132.094 0.1611|ΕΠΣ |

26-71	78.000	1033650.473	31.2546	67312.933	0.1600	ΕΠΣ	
27-71	81.000	1011738.035	31.2990	66335.326	0.1591	ΕΠΣ	
28-71	84.000	989754.236	31.3377	65160.674	0.1587	ΕΠΣ	
29-71	87.000	967700.854	31.3700	63831.653	0.1585	ΕΠΣ	
30-71	90.000	945579.963	31.3953	62406.590	0.1586	ΕΠΣ	
31-71	93.000	923393.941	31.4127	60934.543	0.1587	ΕΠΣ	
32-71	96.000	901145.421	31.4214	59455.431	0.1587	ΕΠΣ	
33-71	99.000	878837.225	31.4205	58000.890	0.1587	ΕΠΣ	
34-71	102.000	856472.258	31.4092	56594.904	0.1584	ΕΠΣ	
35-71	105.000	834053.391	31.3865	55254.304	0.1579	ΕΠΣ	
36-71	108.000	811583.344	31.3584	53989.301	0.1571	ΕΠΣ	
37-37	111.000	644489.952	32.9182	44933.084	0.1574	ΕΠΣ	
38-37	114.000	627956.616	32.8401	43698.250	0.1573	ΕΠΣ	
39-37	117.000	611410.013	32.7001	42559.223	0.1566	ΕΠΣ	
40-37	120.000	594850.520	32.4719	41498.721	0.1552	ΕΠΣ	
41-37	123.000	578278.410	32.1127	40495.688	0.1529	ΕΠΣ	
42-37	126.000	561693.881	31.5657	39528.227	0.1495	ΕΠΣ	
43-37	129.000	545097.089	30.7962	38576.746	0.1451	ΕΠΣ	
44-37	132.000	528488.194	29.8713	37626.765	0.1399	ΕΠΣ	
45-37	135.000	511867.408	28.9725	36670.195	0.1348	ΕΠΣ	
46-37	138.000	495235.037	28.2493	35703.679	0.1306	ΕΠΣ	
47-37	141.000	478591.521	27.7257	34743.808	0.1273	ΕΠΣ	
48-37	144.000	461937.456	27.3562	33823.183	0.1245	ΕΠΣ	
49-37	147.000	445273.609	27.0921	32975.693	0.1219	ΕΠΣ	
50-37	150.000	428600.911	26.9008	32235.762	0.1192	ΕΠΣ	
51-37	153.000	411920.439	26.7632	31636.080	0.1162	ΕΠΣ	
52-37	156.000	395233.381	26.6688	31205.308	0.1126	ΕΠΣ	
53-37	159.000	378540.987	26.6119	30966.207	0.1084	ΕΠΣ	
54-37	162.000	361844.521	26.5891	30934.335	0.1037	ΕΠΣ	
55-37	165.000	345145.222	26.5979	31117.257	0.0983	ΕΠ. (<=0.1)	
56-37	168.000	328444.323	26.6360	31514.212	0.0925	ΕΠ. (<=0.1)	
57-71	171.000	338853.187	28.1374	36607.850	0.0868	ΕΠ. (<=0.1)	
58-71	174.000	316207.439	28.0789	36419.353	0.0813	ΕΠ. (<=0.1)	

59-71 177.000 295349.367 28.0247 36295.195 0.0760 | ΕΠ. ( $\leq 0.1$ ) |  
 60-71 180.000 537680.123 27.9434 72244.216 0.0693 | ΕΠ. ( $\leq 0.1$ ) |

-----  
 -----

ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/  
 ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ

### Ελεγχος Σχετικής Μετακίνησης ορόφου - Παρ. 4.4.3.2(1) Διεύθυνση Χ

-----\*

α/α Συν/κο Μέγιστη  $ds=q \cdot de$  Υψος Ορόφου Συντελεστής | Ελεγχος Ορόφου

Στάθμης Υψος (M) Σχετ.Μετακ. (mm) h (m)  $dr \cdot v/h$  | Οριο=0.500

-----\*

1	3.000	14.560	3.000	0.0024	Ικανοποιείται
2	6.000	18.717	3.000	0.0031	Ικανοποιείται
3	9.000	21.861	3.000	0.0036	Ικανοποιείται
4	12.000	22.014	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
5	15.000	22.073	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
6	18.000	22.098	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
7	21.000	22.126	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
8	24.000	22.154	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
9	27.000	22.179	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
10	30.000	22.199	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
11	33.000	22.213	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
12	36.000	22.219	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
13	39.000	22.217	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
14	42.000	22.208	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
15	45.000	22.190	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
16	48.000	22.166	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
17	51.000	22.133	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
18	54.000	22.094	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
19	57.000	22.049	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
20	60.000	21.997	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
21	63.000	21.940	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
22	66.000	21.878	3.000	0.0036	Ικανοποιείται
23	69.000	21.862	3.000	0.0036	Ικανοποιείται

24	72.000	22.021	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
25	75.000	22.212	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
26	78.000	22.401	3.000	0.0037	Ικανοποιείται
27	81.000	22.586	3.000	0.0038	Ικανοποιείται
28	84.000	22.768	3.000	0.0038	Ικανοποιείται
29	87.000	22.945	3.000	0.0038	Ικανοποιείται
30	90.000	23.116	3.000	0.0039	Ικανοποιείται
31	93.000	23.281	3.000	0.0039	Ικανοποιείται
32	96.000	23.440	3.000	0.0039	Ικανοποιείται
33	99.000	23.592	3.000	0.0039	Ικανοποιείται
34	102.000	23.735	3.000	0.0040	Ικανοποιείται
35	105.000	23.871	3.000	0.0040	Ικανοποιείται
36	108.000	23.955	3.000	0.0040	Ικανοποιείται
37	111.000	24.112	3.000	0.0040	Ικανοποιείται
38	114.000	24.218	3.000	0.0040	Ικανοποιείται
39	117.000	24.313	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
40	120.000	24.397	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
41	123.000	24.471	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
42	126.000	24.534	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
43	129.000	24.585	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
44	132.000	24.275	3.000	0.0040	Ικανοποιείται
45	135.000	24.529	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
46	138.000	24.540	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
47	141.000	24.537	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
48	144.000	24.523	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
49	147.000	24.498	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
50	150.000	24.463	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
51	153.000	24.418	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
52	156.000	24.362	3.000	0.0041	Ικανοποιείται
53	159.000	24.297	3.000	0.0040	Ικανοποιείται
54	162.000	24.223	3.000	0.0040	Ικανοποιείται
55	165.000	24.140	3.000	0.0040	Ικανοποιείται
56	168.000	24.049	3.000	0.0040	Ικανοποιείται
57	171.000	23.950	3.000	0.0040	Ικανοποιείται
58	174.000	23.844	3.000	0.0040	Ικανοποιείται

59 177.000 23.731 3.000 0.0040 | Ικανοποιείται  
60 180.000 23.566 3.000 0.0039 | Ικανοποιείται

---

#### Ελεγχος Σχετικής Μετακίνησης ορόφου - Παρ. 4.4.3.2(1) Διεύθυνση Z

-----\*

α/α Συν/κο Μέγιστη  $ds=q \cdot de$  Ύψος Ορόφου Συντελεστής | Ελεγχος Ορόφου

Στάθμης Ύψος (M) Σχετ. Μετακ. (mm) h (m)  $dr \cdot v/h$  | Οριο=0.500

-----\*

1 3.000 16.151 3.000 0.0027 | Ικανοποιείται  
2 6.000 33.667 3.000 0.0056 | Ικανοποιείται  
3 9.000 35.729 3.000 0.0060 | Ικανοποιείται  
4 12.000 35.616 3.000 0.0059 | Ικανοποιείται  
5 15.000 35.547 3.000 0.0059 | Ικανοποιείται  
6 18.000 35.439 3.000 0.0059 | Ικανοποιείται  
7 21.000 35.309 3.000 0.0059 | Ικανοποιείται  
8 24.000 35.155 3.000 0.0059 | Ικανοποιείται  
9 27.000 34.980 3.000 0.0058 | Ικανοποιείται  
10 30.000 34.788 3.000 0.0058 | Ικανοποιείται  
11 33.000 34.582 3.000 0.0058 | Ικανοποιείται  
12 36.000 34.368 3.000 0.0057 | Ικανοποιείται  
13 39.000 34.148 3.000 0.0057 | Ικανοποιείται  
14 42.000 33.926 3.000 0.0057 | Ικανοποιείται  
15 45.000 33.704 3.000 0.0056 | Ικανοποιείται  
16 48.000 33.484 3.000 0.0056 | Ικανοποιείται  
17 51.000 33.266 3.000 0.0055 | Ικανοποιείται  
18 54.000 33.051 3.000 0.0055 | Ικανοποιείται  
19 57.000 32.837 3.000 0.0055 | Ικανοποιείται  
20 60.000 32.622 3.000 0.0054 | Ικανοποιείται  
21 63.000 32.406 3.000 0.0054 | Ικανοποιείται  
22 66.000 32.215 3.000 0.0054 | Ικανοποιείται  
23 69.000 32.308 3.000 0.0054 | Ικανοποιείται  
24 72.000 32.463 3.000 0.0054 | Ικανοποιείται  
25 75.000 32.615 3.000 0.0054 | Ικανοποιείται  
26 78.000 32.764 3.000 0.0055 | Ικανοποιείται

27	81.000	32.909	3.000	0.0055	Ικανοποιείται
28	84.000	33.048	3.000	0.0055	Ικανοποιείται
29	87.000	33.179	3.000	0.0055	Ικανοποιείται
30	90.000	33.298	3.000	0.0055	Ικανοποιείται
31	93.000	33.403	3.000	0.0056	Ικανοποιείται
32	96.000	33.490	3.000	0.0056	Ικανοποιείται
33	99.000	33.557	3.000	0.0056	Ικανοποιείται
34	102.000	33.600	3.000	0.0056	Ικανοποιείται
35	105.000	33.617	3.000	0.0056	Ικανοποιείται
36	108.000	33.603	3.000	0.0056	Ικανοποιείται
37	111.000	33.547	3.000	0.0056	Ικανοποιείται
38	114.000	33.446	3.000	0.0056	Ικανοποιείται
39	117.000	33.285	3.000	0.0055	Ικανοποιείται
40	120.000	33.036	3.000	0.0055	Ικανοποιείται
41	123.000	32.657	3.000	0.0054	Ικανοποιείται
42	126.000	32.091	3.000	0.0053	Ικανοποιείται
43	129.000	31.301	3.000	0.0052	Ικανοποιείται
44	132.000	30.889	3.000	0.0051	Ικανοποιείται
45	135.000	31.593	3.000	0.0053	Ικανοποιείται
46	138.000	32.115	3.000	0.0054	Ικανοποιείται
47	141.000	32.431	3.000	0.0054	Ικανοποιείται
48	144.000	32.588	3.000	0.0054	Ικανοποιείται
49	147.000	32.633	3.000	0.0054	Ικανοποιείται
50	150.000	32.599	3.000	0.0054	Ικανοποιείται
51	153.000	32.506	3.000	0.0054	Ικανοποιείται
52	156.000	32.364	3.000	0.0054	Ικανοποιείται
53	159.000	32.180	3.000	0.0054	Ικανοποιείται
54	162.000	31.956	3.000	0.0053	Ικανοποιείται
55	165.000	31.695	3.000	0.0053	Ικανοποιείται
56	168.000	31.400	3.000	0.0052	Ικανοποιείται
57	171.000	31.073	3.000	0.0052	Ικανοποιείται
58	174.000	30.718	3.000	0.0051	Ικανοποιείται
59	177.000	30.339	3.000	0.0051	Ικανοποιείται
60	180.000	29.940	3.000	0.0050	Ικανοποιείται

### 5.5.7 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων

Παρατηρούμε από τον έλεγχο των αποτελεσμάτων ότι

- Το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο και δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι λόγου μάζας/ακαμψίας διότι υπήρχε δυνατότητα χρήσης μόνο τυποποιημένων διατομών από τη βιβλιοθήκη του προγράμματος. Για τη βελτιστοποίηση του φορέα θα έπρεπε να σχεδιαστούν νέες διατομές ώστε να μειωθεί ο λόγος τέμνουσας ορόφου προς τη σχετική μετακίνηση του κέντρου μάζας στην οριζόντια διεύθυνση.
- ο φορέας μας ύψους 180μ. παρουσιάζει ιδιοπερίοδο 5.3 δευτερολέπτων, με η επιτάχυνση ανάλογη του  $1/T^2$ .
- Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων κυμαίνονται από 14mm έως 35,7mm ενώ η μετατόπιση του τελευταίου ορόφου ανέρχεται στα 30,00mm
- Οι τιμές του δείκτη ευαισθησίας πλευρικής παραμόρφωσης είναι αμελητέες για τη διεύθυνση X λαμβάνοντας τιμές  $\theta \leq 0.1$  , ενώ για τη διεύθυνση Z πρέπει να ληφθούν υπόψη.

### 5.5.8 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Στο επιστημονικό περιοδικό International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET) για την ενίσχυση της έρευνας σε κλάδους τη μηχανικής δημοσιεύθηκε τον Ιούλιο του 2018 η μελέτη **“SOME COMPARATIVE STUDY ON STEEL DIAGRID STRUCTURE WITH CONVENTIONAL STEEL STRUCTURE”** των **NARSIREDDY, VINAYAK VIJAPUR**, όμοιου φορέα από το πανεπιστήμιο *Department of Civil Engineering, Government Engineering College Haveri, Karnataka, India.*

Το σχέδιο του φορέα αντιστοιχεί στο μισό ύψος του φορέα που μελετήσαμε, είχε περίπου ίσο εμβαδό επιφάνειας και εφαρμόστηκαν ζώνες περίσφιξης σε όλους τους ορόφους περιμετρικά (model 2). Τα στοιχεία της μελέτης παρατίθενται αυτούσια παρακάτω.

#### 2.1 Geometric Parameters of Models

Structure Type : Steel structure

Number of storey : G+25

Size of Plan : 48 m x 48 m

Number of Bays along X & Y : 12

Each Bay Length : 4m

Height of each storey : 3.5 m

Grade of Concrete (Fck) : M30

Grade of Steel (Fy) : Fe 345

#### 2.2 Section Properties Details (as per IS 800-2007)

##### Column Details

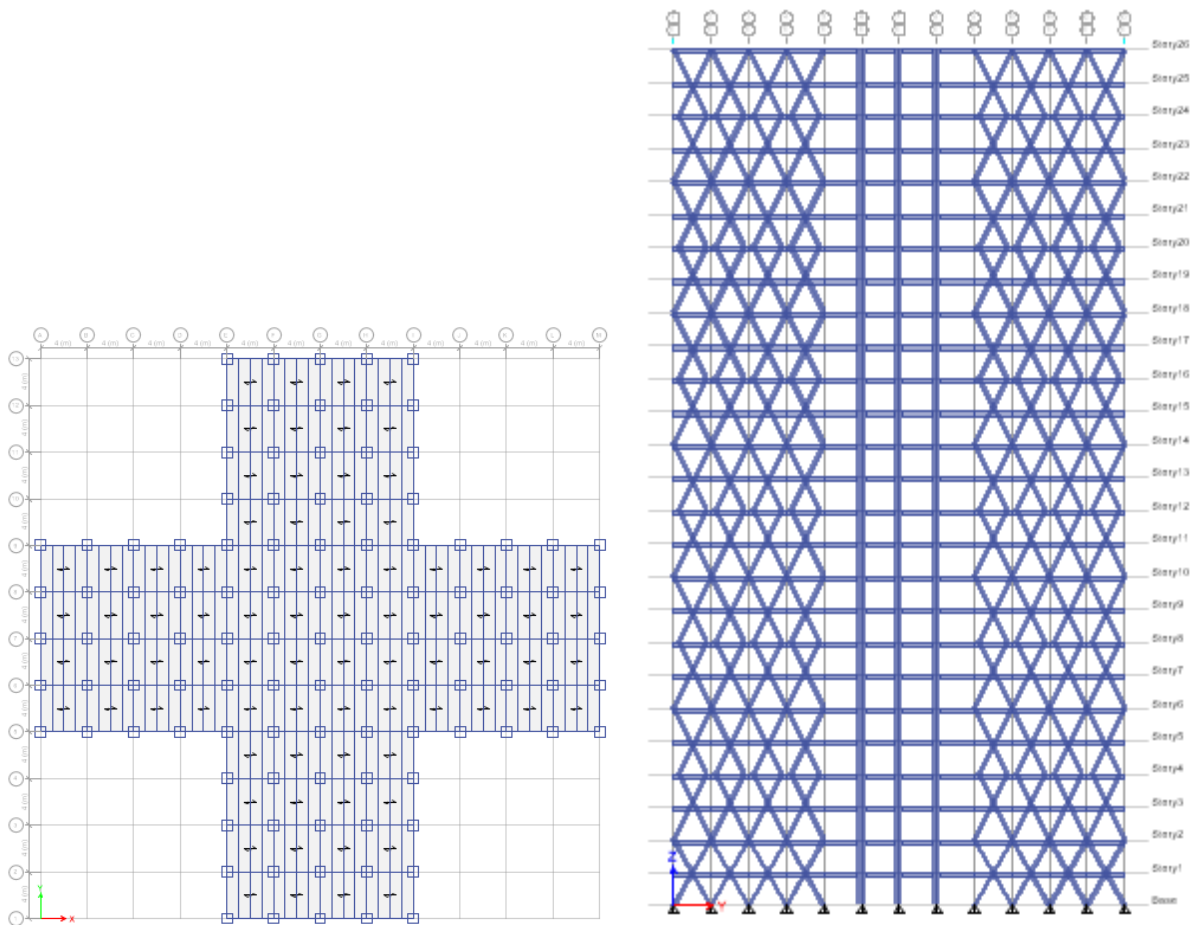
Type : Hollow Square Column

Size : 900 x 900 x 30 mm

**Beam Details**

Primary Beam : ISHB 450-2

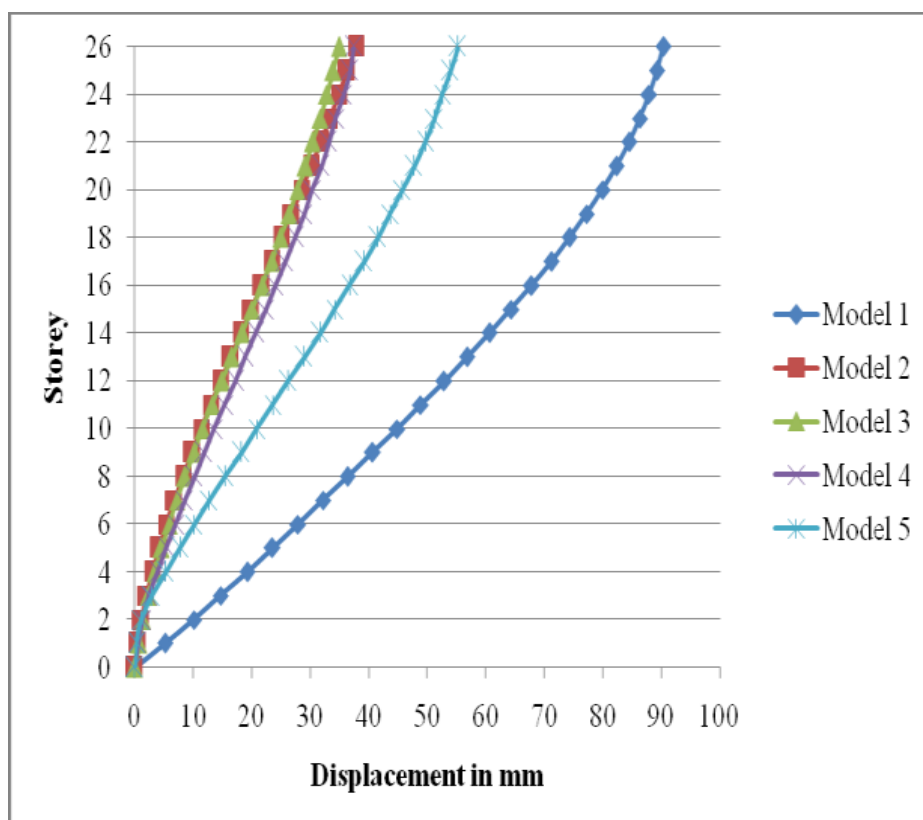
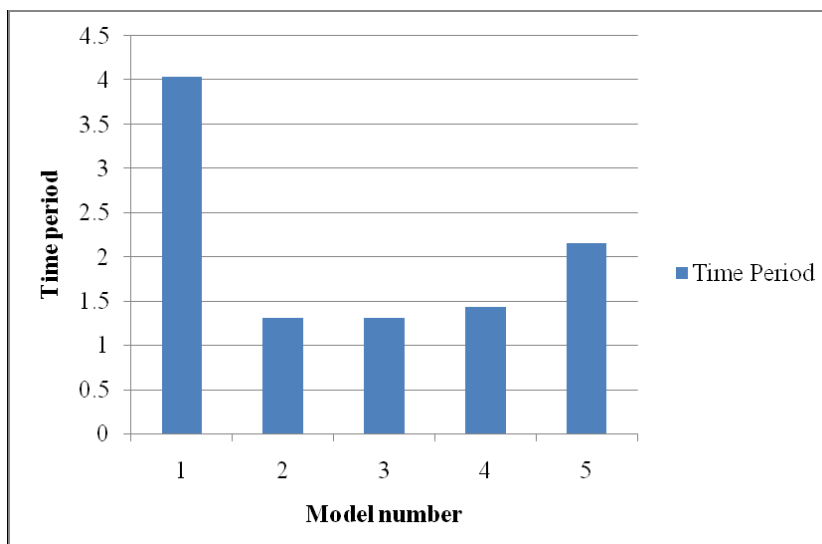
Secondary Beam : ISHB 300-2



Εικόνα 5.22: Σχέδιο φορέα αντίστοιχης μελέτης

Η μελέτη των M.Tech (Structural Engineering) Student, Vinayak Vijapur Assistant professor, έδωσε τα εξής αποτελέσματα για το μοντέλο 2 (model 2):

- Για την ιδιοπερίοδο της κατασκευής με ζώνες περίσφιξης σε όλους του ορόφους  $T=2,25\text{sec}$
- Για τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων μέγιστο εύρος 30mm



Εικόνα 5.23: Αποτελέσματα μελέτης αντιστοιχού φορέα με ζώνες περίσφιξης σε όλους τους ορόφους (model 2)

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των δύο μελετών καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι

α) Η διαφορά στις ιδιοπεριόδους των δύο κτιρίων της τάξης των 2.50sec οφείλεται στη διαφορά ύψους των κατασκευών

β) Παρά την προσθήκη διαγώνιων συνδέσμων σε όλους τους ορόφους του model2, οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων των δύο κτιρίων δε διαφέρουν σημαντικά. Συνεπώς, όπως είχε προαναφερθεί στο θεωρητικό μέρος αυτής της εργασίας κατά τη μελέτη των πλευρικών συστημάτων αντοχής, η χρήση διαγώνιων συνδέσμων για την ενίσχυση του

σωληνοειδούς χρησιμοποιείται μόνο για δομές με λιγότερο από 60 ορόφους, διότι καθώς το ύψος αυξάνει παρατηρείται ταλάντωση όμοια με τις MRF δομές χωρίς να επηρεάζει ιδιαίτερα τις μετακινήσεις των ορόφων.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings 2008  
Michael Willford Andrew Whittaker Ron Klemencic
2. Typology for The Aesthetics and Top Design of Tall Buildings  
Mimar Sinan Fine University, Faculty of Architecture, Building  
Technology Department, 34427 Istanbul, TURKEY
3. TBI\_Tall\_Buildings\_Initiative\_Guidelines Pacific Earthquake  
Engineering Research Center Headquarters at the University of  
California, Berkeley May 2017
4. Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future  
Prospects  
Mir M. Ali† and Kyoung Sun Moon University of Illinois at  
Urbana-Champaign, Champaign, IL 61820, USA
5. DESIGNING TALL BUILDINGS STRUCTURE AS ARCHITECTURE MARK SARKISIAN
6. AIJ Recommendations for Loads on Buildings (2015 Architectural  
Institute of Japan
7. Structural systems for Tall buildings Council on Tall Buildings and  
Urban Habitat 1994
8. DYNAMIC WIND ANALYSIS OF RC BUNDLED TUBE IN TUBE STRUCTURE USING ETABS  
Ashitha V Kalam, Reshma C.
9. Advances in Structural Systems for Tall Buildings:Emerging  
Developments for Contemporary Urban Giants Mir M. Ali 1 and Kyoung Sun  
Moon University of Illinois at Urbana-Champaign, Champaign, IL 61820,  
USA; School of Architecture, Yale University, New Haven 2018
10. Analyzing Utility of Component Elements of Outrigger System  
Vardhan Dongre, Dr. Vivek Garg National Institute of Technology,  
Bhopal, India 2018
11. Advanced Modelling Techniques in Structural Design Feng Fu City  
University London 2015
12. ANATOMY OF TALL BUILDINGS: Arch. Lloyd Alfred V. Paras, uap  
January 21, 2017
13. STRUCTURAL DESIGN OF HIGH-RISE BUILDINGSERIK HALLEBRAND and WILHELM  
JAKOBSSON Lund University, Sweden.2016