

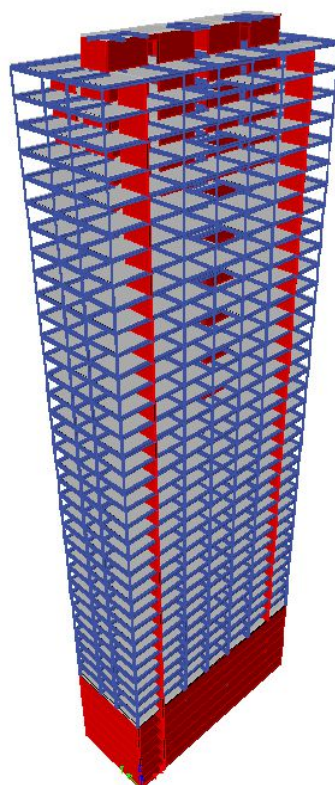


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός κτιρίου 38 ορόφων στην Κύπρο με  
φορέα οπλισμένου σκυροδέματος και χάλυβα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κωνσταντίνος Μ. Γιάνναρος

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Μάρτιος 2019

ΕΜΚ ΔΕ 2019/01

Γιάνναρος Κ. Μ. (2019).  
Σχεδιασμός κτιρίου 38 ορόφων στην Κύπρο με φορέα οπλισμένου σκυροδέματος και  
χάλυβα  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2019/01  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Giannaros K. M. (2019).  
Design of a 38 story building in Cyprus with reinforced concrete and steel carrier  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2019/01  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	2
Abstract .....	3
Ευχαριστίες .....	4
1 Εισαγωγή .....	5
1.1 Γενικά .....	5
1.2 Σκοπός .....	5
1.3 Οργάνωση Περιεχομένων .....	6
2 Αρχικός Σχεδιασμός με βάση του Ευρωκώδικες.....	7
2.1 Γεωμετρία του κτιρίου .....	7
2.2 Στατικό σύστημα .....	8
2.3 Απαιτήσεις και κριτήρια συμπεριφοράς.....	11
2.3.1 Απαιτήση Μη κατάρρευσης (Non collapse Requirement – NCR).....	12
2.3.2 Απαιτήση Περιορισμού Βλαβών (Damage Limitation Requirement – DLR) .....	12
2.3.3 Σχέση μεταξύ πιθανότητας υπέρβασης σε έτη και περίοδο επαναφοράς .....	12
2.4 Δράσεις.....	13
2.4.1 Κατακόρυφες Δράσεις .....	13
2.4.2 Άνεμος.....	13
2.4.3 Σεισμικές δράσεις.....	23
2.5 Συνδυασμοί Δράσεων.....	24
2.6 Προκαταρκτικός σχεδιασμός στοιχείων βαρύτητας.....	24
2.6.1 Δοκοί Βαρύτητας .....	25
2.7 Στατική κανονικότητα.....	30
2.8 Προσομοίωμα της κατασκευής .....	30
2.8.1 3D προσομοίωμα (Etabs) .....	30
2.8.2 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης - 3D προσομοίωμα .....	32
2.8.3 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων .....	33
2.8.4 Συνδυασμός οριζόντιων σεισμικών δράσεων .....	33
2.9 Περιορισμός των βλαβών.....	34
2.10 Αποτελέσματα ανάλυσης σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	37
2.10.1 Υπολογισμός μετακινήσεων- Φαινομένων Ρ-Δ .....	37
2.11 Τελική διαστασιολόγηση μελών με απαιτήσεις Ευρωκώδικα .....	40
2.11.1 Διαστασιολόγηση υποστλωμάτων .....	40
2.11.2 Διαστασιολόγηση τοιχίων .....	45
2.11.3 Συνδέσεις μελών .....	49
3 Συμπεράσματα.....	53
4 Βιβλιογραφία .....	54

## **Σχεδιασμός κτιρίου 38 ορόφων στην Κύπρο με φορέα οπλισμένου σκυροδέματος και χάλυβα**

Γιάνναρος Κ. Μ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

### **Περίληψη**

Ο Σχεδιασμός ενός κτιρίου 38 ορόφων στην παραλία της Λεμεσού στην Κύπρο, που έγινε με βάση τον Ευρωκώδικα 8, για την εγκατάσταση γραφείων διαφόρων οργανισμών και εταιριών. Το κτίριο βασίστηκε σε υπάρχων αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, που έγινε για την κάλυψη αντίστοιχων αναγκών μιας περιοχής στην Γερμανία.

Έχοντας τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό του κτιρίου μας, όπως είναι εύκολα αντιληπτό, οι παρεμβάσεις μας σε αυτό ήταν αρκετά περιορισμένες, σε ότι αφορά την προσθαφαίρεση δομικών στοιχείων, έτσι ώστε να μην επηρεαστούν οι ήδη σχεδιασμένοι διαθέσιμοι χώροι. Με βάση αυτό το κριτήριο, η σχεδίαση του φορέα μας άλλαξε αρκετές φορές έως ότου καταλήξουμε στον τελικό, ο οποίος παράλληλα θα έπρεπε να τηρεί και τα κριτήρια που θέτει ο ευρωκώδικας για τον αντισεισμικό σχεδιασμό υψηλών κτιρίων. Έτσι ο τελικός μας φορέας αποτελείται από συζευμένα τοιχώματα και στις δύο διευθύνσεις στον πυρήνα του και από μεταλλικά στοιχεία περιμετρικά. Ο πυρήνας απο τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε για την παραλαβή κυρίως των σειμικών δράσεων και τα μεταλλικά στοιχεία της κατασκευής μας για την παραλαβή των υπολοίπων δράσεων.

Η τελική μορφή της κατασκευής έγινε με βάση τις απαιτήσεις του ευρωκώδικα για την στάθμη επιτελεστικότητας - Περιορισμού Βλαβών- , οι οποίες περιόρισαν αρκετά τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2019/01

## **Design of a 38 story building in Cyprus with reinforced concrete and steel carrier**

Giannaros K. M. (supervised by Vamvatsikos D.)

### **Abstract**

The Design of a 38-storey building on the Limassol beach in Cyprus, based on Eurocode 8, for the installation of offices of various organizations and companies. The building was based on an existing architectural design that was made to meet the needs of an area in Germany.

Having the architectural design of our building, as is easily understood, our interventions in this were quite limited, in terms of the extraction of building elements, so as not to affect the already designed available spaces. Based on this criterion, our carrier's design has changed several times until we reach the final, which should also comply with the Eurocode criteria for the earthquake-proof design of high-rise buildings. Thus, our final carrier consists of coupled walls in both directions in its core and metallic perimeter elements. The core of reinforced concrete walls was used to receive mainly the seismic actions and the metallic elements of our construction were used to receive the rest actions.

The final form of the construction was made on the basis of Eurocode requirements for Performance Level - Damage Limitation - which limited enough its drifts.

## Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας την παρούσα εργασία, θα ήθελα να ευχαριστήσω μέσα από την καρδιά μου τον Επίκουρο Καθηγητή κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, για την άψογη συνεργασία, το ειλικρινές του ενδιαφέρον και την εμπιστοσύνη που έδειξε στο πρόσωπο μου. Όλα αυτά συνέβαλαν στην επιτυχή ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας, αλλά και στην επίτευξη των προσωπικών μου στόχων.

Επιπλέον θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, η οποία ήταν πάντα διακριτικά δίπλα μου κατά την διάρκεια των προπτυχιακών μου σπουδών και στήριξε όλες μου τις αποφάσεις.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Τις τελευταίες δεκαετίες, σε ολόκληρο τον κόσμο ο σχεδιασμός των κατασκευών γίνεται με βάση κανονισμούς. Ειδικότερα στην Ευρώπη και για προβλήματα αντισεισμικού σχεδιασμού χρησιμοποιείται ο Ευρωκώδικας 8, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την πλαστιμότητα των κατασκευών για την παραλαβή σεισμικών φορτίων μέσω ενός συντελεστή συμπεριφοράς. Στην προσπάθεια απλοποίησης των μεθόδων και του υπολογιστικού όγκου, ο κανονισμός βασίζεται στην ελαστική ανάλυση της κατασκευής και τα αποτελέσματα τροποποιούνται με βάση συντελεστές που έχουν προκύψει από αναλυτικές και πειραματικές έρευνες. Επίσης ο Ευρωκώδικας 8 μας δίνει την δυνατότητα σχεδίασης για σεισμική διέγερση με περίοδο επαναφοράς 475 ετών και τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις με διαφορετική περίοδο επαναφοράς τις λαμβάνει εμμέσως υπόψη (μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας).

Για τα συνήθη έργα πολιτικού μηχανικού ο στόχος είναι να σχεδιαστεί η κατασκευή έτσι ώστε να συμπεριφερθεί με τον τρόπο που έχει ορίσει ο μελετητής κατά τον σχεδιασμό. Αυτό επιτυγχάνεται από τον κανονισμό, ορίζοντας μια στάθμη επιτελεστικότητας μέχρι την οποία θα φτάσει η κατασκευή στον σεισμό σχεδιασμού. Ο ευρωκώδικας 8 ορίζει σαν στάθμη επιτελεστικότητας τον περιορισμό βλαβών και τη μη κατάρρευση της κατασκευής. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι σε περίπτωση ενός μικρού σεισμού (συχνός), οι βλάβες της κατασκευής μας θα πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να είναι επισκευάσιμες και η κατασκευή να είναι άμεσα διαθέσιμη προς χρήση. Σε περίπτωση τώρα ενός αρκετά μεγαλύτερου σεισμού (σπάνιος) θα πρέπει να αποφευχθούν όσο είναι δυνατόν οι τραυματισμοί των χρηστών και φυσικά η κατάρρευση της κατασκευής. Επομένως ο κανονισμός έχει ορίσει με βάση τα παραπάνω, κάποια όρια για τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων κατά τον σχεδιασμό της κατασκευής για να αποφευχθεί η υπέρβαση των επιπέδων των ζημιών που έχει καθοριστεί μέσω των σταθμών επιτελεστικότητας.

Μέχρι σήμερα ακολουθούμε την ίδια διαδικασία για τον σχεδιασμό κατασκευών με αρκετά μεγαλύτερα ύψη, όπως είναι και το δικό μας κτίριο.

## 1.2 Σκοπός

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η παρουσίαση του σχεδιασμού ενός υψηλού κτιρίου με βάση τον ευρωκώδικα. Το παράδειγμα αυτού του σχεδιασμού επιλέχθηκε να βρίσκεται σε περιβάλλον με μη εκ των προτέρων γνωστή τη κρίσιμη οριζόντια φόρτιση (εξίσου σημαντικές και ο σεισμός και ο άνεμος), για να δούμε εντέλει ποια θα είναι η κρίσιμη κατά τον σχεδιασμό. Επίσης θα δούμε και τις επαναληπτικές διαδικασίες που χρειάζονται για να καταλήξουμε στον σχεδιασμό του κτιρίου με βάση τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8.

### 1.3 Οργάνωση Περιεχομένων

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή στον τρόπο σχεδιασμού με βάση του κανονισμούς και παρουσιάζεται ο σκοπός της παρούσας εργασίας.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται ο σχεδιασμός της κατασκευής σύμφωνα με τις κανονιστικές απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8. Δίνεται αναλυτικά η γεωμετρία της κατασκευής και το στατικό σύστημα που επιλέγεται. Επιπλέον παρουσιάζονται οι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 που έγιναν στην κατασκευή και τα μέλη που προέκυψαν με βάση την ικανοποίηση αυτών.

Στο τρίτο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τα αποτελέσματα των αναλύσεων που έγιναν σε ολόκληρη την έκταση της εργασίας.

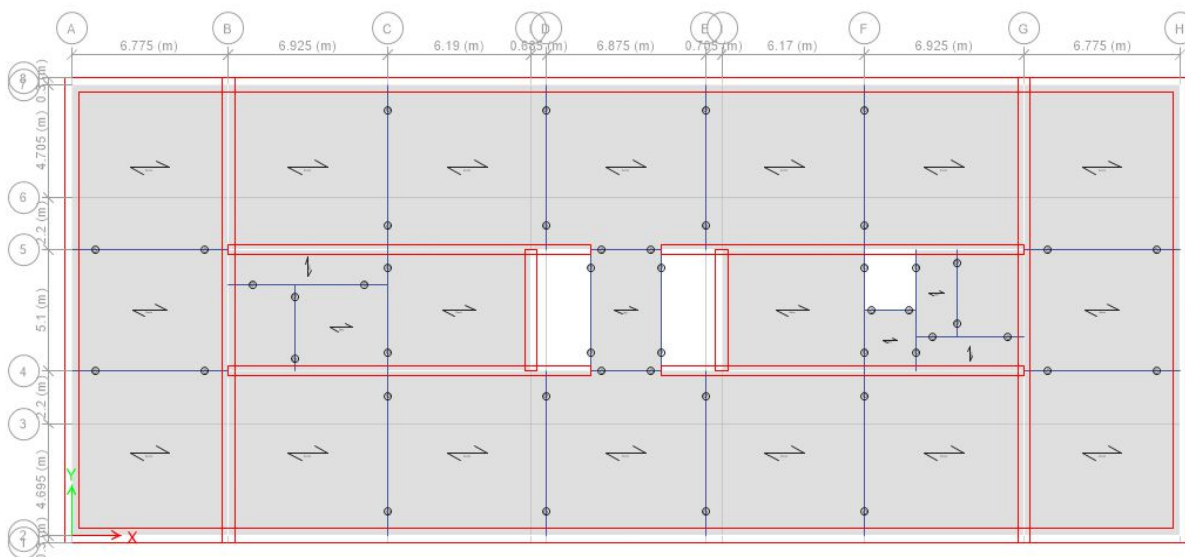


## 2 Αρχικός Σχεδιασμός με βάση του Ευρωκώδικες

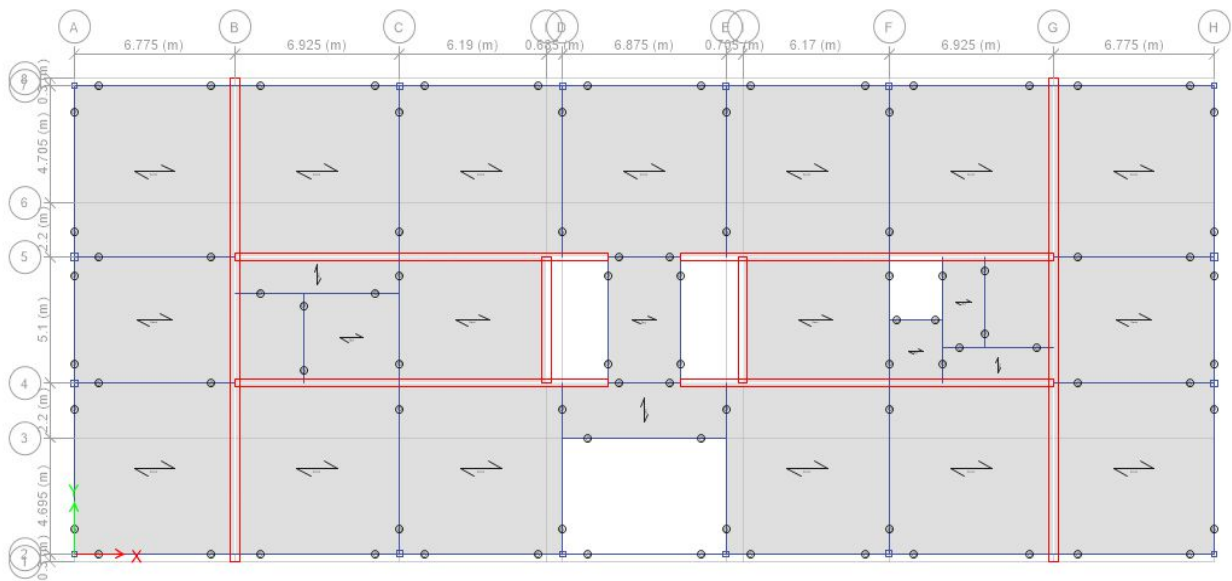
### 2.1 Γεωμετρία του κτιρίου

Το κτίριο το οποίο μελετάται στην παρούσα εργασία είναι ορθογωνικής κάτοψης, με διαστάσεις 48,6m x 19,2m και αποτελείται από 38 ορόφους και άλλους 3 ορόφους υπόγειο. Το εμβαδόν του κάθε ορόφου είναι 900,85 m<sup>2</sup> για τα υπόγεια, τους πρώτους 3 ορόφους και τον τελευταίο όροφο του κτιρίου, για του υπόλοιπους ορόφους το εμβαδόν είναι 868,57 m<sup>2</sup>. Αυτή η διαφορά οφείλεται σε ένα άνοιγμα που υπάρχει εναλλάξ σε κάθε πλευρά του κτιρίου ανά όροφο, όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό στα σχήματα 2.1.2 και 2.1.3 από τις κατόψεις του κτιρίου. Τα υλικά από τα οποία κατασκευάζεται είναι οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C50/60 και χάλυβα ποιότητας S355. Το κτίριο έχει πύρρηνα από τοίχια και στις δύο διευθύνσεις και περιμετρικά χαλύβδινα υποστυλώματα από κοίλες τετραγωνικές διατομές. Στους πρώτους 3 ορόφους, όπως και στα υπόγεια, περιμετρικά το κτίριο έχει τοίχια και όχι χαλύβδινα υποστυλώματα (Σχήμα 2.1.1). Όσον αφορά τα ύψη των ορόφων ( δηλαδή από την στάθμη του εδάφους έως την στάθμη της πρώτης πλάκας) , είναι όλα 3,5 m. Το συνολικό ύψος του κτιρίου πάνω από την στάθμη του εδάφους ανέρχεται στα 133m.

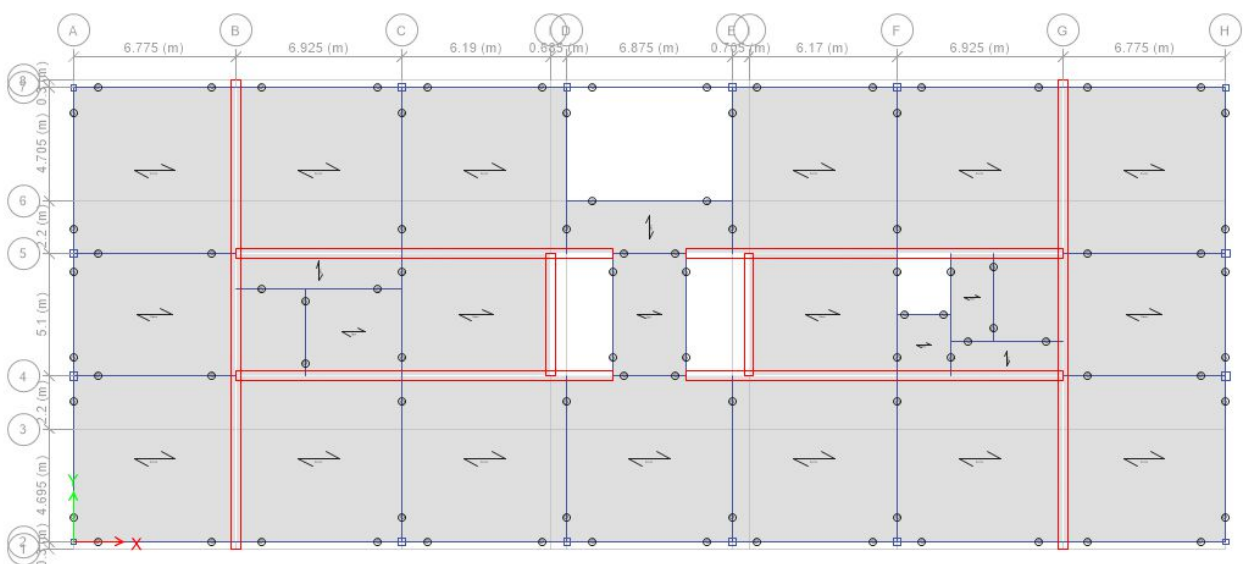
Όλες οι διαστάσεις που δίνονται αναφέρονται σε αποστάσεις κόμβων του στατικού μοντέλου που εισάγεται στο πρόγραμμα ανάλυσης, δηλαδή αποστάσεις μεταξύ των κεντροβαρικών αξόνων. Τα καθαρά ύψη των ορόφων εξατρώνονται από την διαστασιολόγηση των μελών.



Σχήμα 2.1.1 Κάτοψη υπογείων και των 3 πρώτων ορόφων



Σχήμα 2.1.2 Κάτοψη 4ου ορόφου

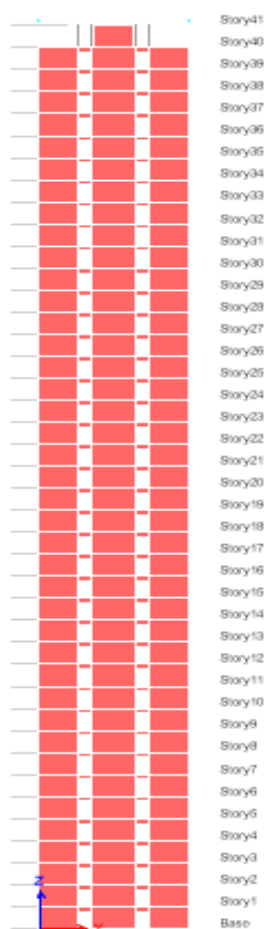


Σχήμα 2.1.3 Κάτοψη 5ου ορόφου

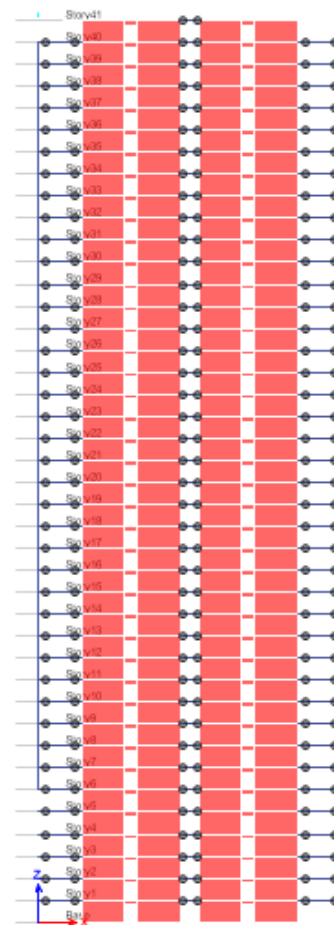
## 2.2 Στατικό σύστημα

Σε αυτή την κατασκευή αρχικά επιλέχθηκε τα τοιχία και των δύο διευθύνσεων να παραλαμβάνουν τις σεισμικές δράσεις και όλα τα μεταλλικά μας στοιχεία να συνδέονται με αρθρώσεις, παραλαμβάνοντας τα κατακόρυφα φορτία. Η προσπάθεια αυτή δεν απέδωσε καρπούς γιατί οι μετακινήσεις λόγω των σεισμικών φορτίων ήταν αρκετά μεγάλες, όπως επίσης και οι αντίστοιχες δράσεις, οι οποίες για να παραληφθούν από τον φορέα μας έπρεπε

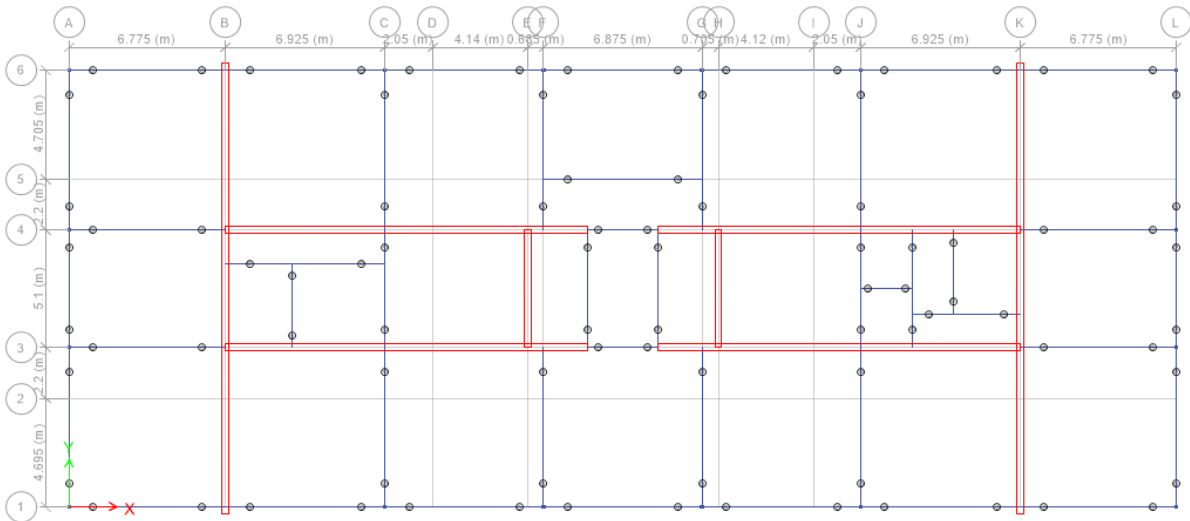
να φτάσουμε σε αρκετά μεγάλες διατομές των τοιχίων.(για παράδειγμα τα τοιχία του 4ου ορόφου ξεπερνούσαν σε πάχος τα 95 cm, το οποίο είχε αρκετές αρνητικές επιπτώσεις στην κατασκευή, αυξάνοντας υπερβολικά την μάζα του κτιρίου). Επίσης αποφύγαμε να καταλήξουμε στην λύση δημιουργίας πλαισίων παραλαβής ροπών από τα μεταλλικά μας στοιχεία, γιατί θα είχαμε αρκετές αβεβαιότητες και προβλήματα μετ' έπειτα στην δημιουργία των συνδέσεων (πολύπλοκες συνδέσεις μεταφοράς ροπής από την μεταλλική δοκό στο τοιχίο). Παρόλο τις παραπάνω αβεβαιότητες, έγινε μια προσπάθεια με πλαίσια παραλαβής ροπών και στις δυο διευθύνσεις, τα οποία μίκρυναν ελάχιστα τα πάχη των εσωτερικών μας τοιχίων για να παραληφθούν οι σεισμικές δράσεις, ενώ αντίστοιχα οι διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών ήταν πολύ μεγάλες (HEM700- HEB800). Τελικά καταλήξαμε να δημιουργήσουμε δοκούς σύζευξης μεταξύ συγκεκριμένων τοιχίων, όπως φαίνονται στα Σχήματα 2.2.1 και 2.2.2, και να έχουμε αμφιαρθρωτές δοκούς και περιμετρικά κοίλες τετραγωνικές μεταλλικά υποστυλώματα(σχήμα 2.2.3 και σχήμα 2.2.4).



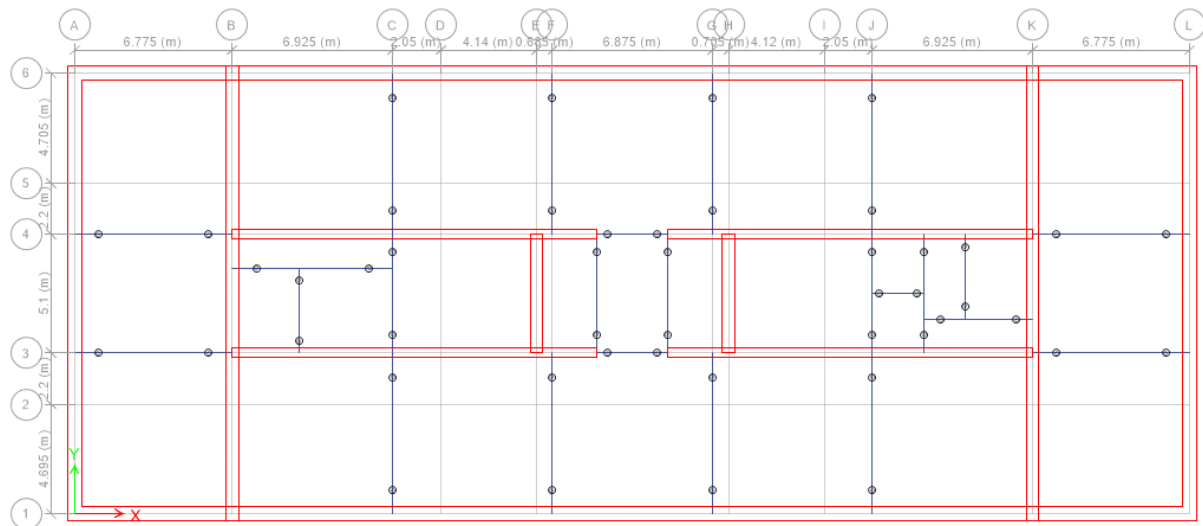
Σχήμα 2.3.1.1 Τομή B-B και K-K συζευμένων τοιχίων κατά τη διεύθυνση Y



Σχήμα 2.2.2 Τομή 4-4 και 5-5 συζευμένων τοιχίων κατά τη διεύθυνση X

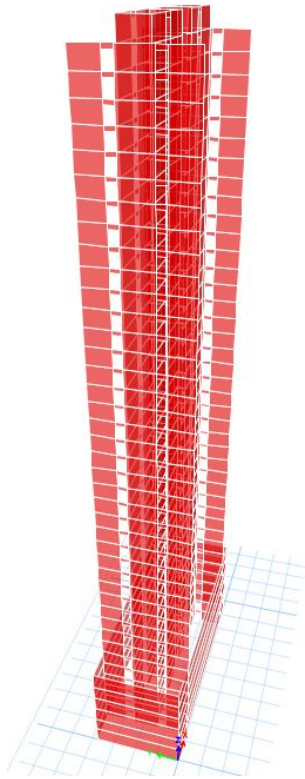


Σχήμα 2.2.3 Κάτοψη στατικού συστήματος 35ου ορόφου



Σχήμα 2.3.1.2.4 Κάτοψη στατικού συστήματος ισογείου

Στις κατόψεις του στατικού συστήματος (Σχήμα 2.2.3 και Σχήμα 2.2.4) μπορούμε να κατανοήσουμε πλέον από τις τομές Β-Β, Κ-Κ και 3-3, 4-4 που βρίσκονται οι δοκοί σύζευξης των τοιχίων στο κτίριο μας. Για να γίνει ακόμα πιο αντιληπτό παραθέτουμε τα σχήματα 2.2.5 και 2.2.6 από τον τρισδιάστατο φορέα που έχουμε κατασκευάσει για την ανάλυση.



Σχήμα 2.2.5 Τρισδιάστατο προσομοίωμα συζευμένων τοιχίων του στατικού συστήματος κατά τη διεύθυνση Y



Σχήμα 2.2.6 Τρισδιάστατο προσομοίωμα συζευμένων τοιχίων του στατικού συστήματος κατά τη διεύθυνση X

### 2.3 Απαιτήσεις και κριτήρια συμπεριφοράς

Οι φορείς σε σεισμικές περιοχές σχεδιάζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να καλύπτονται με ικανοποιητική αξιοπιστία οι ακόλουθες απαιτήσεις (EN 1998-1/§2):

1. Απαίτηση Μη Κατάρρευσης
2. Απαίτηση Περιορισμού των Βλαβών

### 2.3.1 Απαίτηση Μη κατάρρευσης (Non collapse Requirement – NCR)

Ο φορέας θα σχεδιάζεται και θα κατασκευάζεται ώστε να αναλαμβάνει την σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητα του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα.

Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με :

1. Την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης  $P_{NCR} = 10\%$ , σε 50 έτη
2. Τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$  ώστε να ήφθει υπόψη διαφοροποίηση αξιοπιστίας.

Για την ικανοποίηση της απαίτησης μη κατάρρευσης ελέγχεται η κατασκευή σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

### 2.3.2 Απαίτηση Περιορισμού Βλαβών (Damage Limitation Requirement – DLR)

Ο φορέας θα σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την απαίτηση περιορισμού βλαβών έχει πιθανότητα υπέρβασης  $P_{DLR} = 10\%$ , σε 10 έτη.

Για την ικανοποίηση της απαίτησης μη κατάρρευσης, ελέγχεται η κατασκευή σε κατάσταση περιορισμού των βλαβών.

### 2.3.3 Σχέση μεταξύ πιθανότητας υπέρβασης σε έτη και περίοδο επαναφοράς

Η τιμή της πιθανότητας υπέρβασης  $P_R$ , σε  $T_L$  έτη ενός συγκεκριμένου επιπέδου σεισμικής δράσης σχετίζεται με την μέση περίοδο επαναφοράς,  $T_R$  αυτού του επιπέδου σεισμικής δράσης με την έκφραση:

$$T_{EP} = T_g = -\frac{t}{\ln(1-p)}, \quad (2.1)$$

Επομένως, για δεδομένη  $T_L$ , η σεισμική δράση μπορεί να καθορισθεί ισοδύναμα από την μέση περίοδο επαναφοράς της,  $T_R$ , ή από την πιθανότητα υπέρβασης της  $P_R$  σε  $T_R$  έτη. Προκύπτει ότι για το NCR η περίοδος επαναφοράς είναι 475 έτη, ενώ για το DLR είναι 95 έτη.

## 2.4 Δράσεις

### 2.4.1 Κατακόρυφες Δράσεις

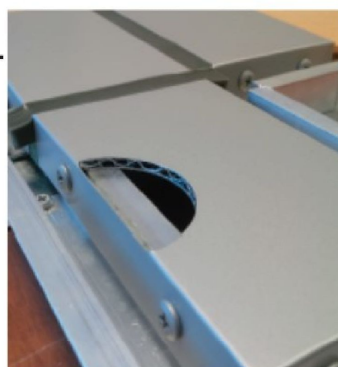
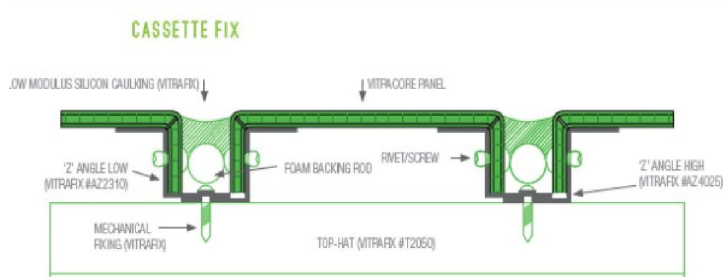
Θεωρείται πως η κατηγορία Χρήσης του κτιρίου είναι κτίρια γραφείων, δηλαδή Κατηγορίας Β (EN1991-1/Table 6.1). Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων δίνονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1-1, αν και με λίγες απλοποιήσεις. Δε λήφθησαν υπόψη συγκεντρωμένες δράσεις για τα εσωτερικά χωρίσματα. Οι δράσεις που λήφθησαν υπόψη είναι οι εξής:

1. Μόνιμο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο λόγω ιδίου βάρους των πλακών και επικαλύψεων :  $g_k = 5,10 \text{ KN/m}^2$  (θα το δούμε και πιο αναλυτικά στην παράγραφο για το slim floor design)
2. Κινητό ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο στις πλάκες(πλήν οροφής):  
 $q_k = 3.0 \text{ KN/m}^2$
3. Κινητό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στην οροφή:  $q_k = 1.0 \text{ KN/m}^2$  , όπου γίνεται η παραδοχή ότι η οροφή είναι κατηγορίας Η, δηλαδή μη προσβάσιμη εκτός από περιπτώσεις συντήρησης και επισκευής (EN1991-1/Table 6.9 - Table 6.10).
4. Κατανεμημένο μόνιμο φορτίο στις περιμετρικές δοκούς του κτιρίου λόγω επένδυσης με πάνελ (cladding) :  $g_{k1} = 0,157 \text{ KN/m}$
5. Δεν λαμβάνεται υπόψη το βάρος των εσωτερικών χωρισμάτων για την τελική διαμόρφωση των γραφείων.

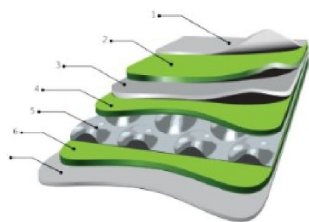
### 2.4.2 Άνεμος

Τα φορτία του ανέμου μεταφέρονται στην κατασκευή μέσω της μόνιμης εξωτερικής επένδυσης (cladding) που υπάρχει περιμετρικά του κτιρίου. Η δύναμη του ανέμου ασκείται πάνω σε αυτά τα πάνελ, τα οποία είναι συνδεδεμένα με τις περιμετρικές δοκούς. Αυτός είναι και ο λόγος που προσθέσαμε στα μόνιμα φορτία των περιμετρικών δοκών ένα κατανεμημένο φορτίο που αναλογεί στο βάρος των πάνελ και της σύνδεσης τους με τις δοκούς. Στο σχήμα 2.4.2.1 φαίνεται η επένδυση που επιλέξαμε για την κατασκευή μας, τα βασικά χαρακτηριστικά της, όπως επίσης καί πολύ σημαντικό για τα πάνελ σε υψηλά κτίρια, που είναι το πιστοποιητικό αντοχής τους σε πυρκαγιά.

## FIXING SYSTEM



### TYPICAL COMPOSITION



1. Peel-off Protective Film
2. Clear Coating
3. PVDF Coloured Coating
4. Primer Coating
5. 0.7mm Aluminium Skin
6. 3mm Profiled Aluminium Core

The composite material is rigid, resistant to blows, breakage and pressure, and has high bending, buckling and breaking strengths.

### SKIN & CORE

VITRACORE G2		
TEST STANDARD	RESULT	
EN 13501-1	A2-s1, d0	
CLASSIFICATION	UNIT	VITRACORE G2
PANEL WEIGHT	[kg/m <sup>2</sup> ]	4.4kg/m <sup>2</sup>
THICKNESS	[mm]	4
THICKNESS OF ALUMINIUM FACE	[mm]	0.7
WIDTH	[mm]	1220/1500

Σχήμα 2.4.1 Χαρακτηριστικά και απεικόνιση επιλεγμένου συστήματος εξωτερικής επένδυσης της κατασκευής (Cladding)

Στοιχεία εδάφους και πληροφορίες για τις δράσεις από άνεμο (Εθνικό Παράρτημα CYS EN 1991-1-4:2005):

1. Ταχύτητα ανέμου στην παραλία της Λεμεσού :  $V_b=30$  m/s (CYPRUS WIND VELOCITY MAP)
2. Κατηγορία εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι : Κατηγορία εδάφους I(πιν.4.1)
3. Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης :  $c_0(z) = 1$ ,  $\Phi < 0.05$ , θεωρούμε ότι δεν έχουμε εδαφικές ανωμαλίες τριγύρω από την κατασκευή
4. Συντελεστής κατασκευής :  $c_s c_d = 1$  (EN 1991-14:2004/ §6.2)

Έχοντας τα παραπάνω δεδομένα για την κατασκευή, φτιάξαμε τα διαγράμματα των συντελεστών εσωτερικών ( $c_{pi}$ ) και των εξωτερικών πιέσεων ( $c_{pe}$ ) του ανέμου σε κατακόρυφους τοίχους.

### Άνεμος κατά την διεύθυνση X :

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$b=19.2$  m, η πλευρά του κτιρίου που είναι κάθετη στην διεύθυνση του ανέμου  
 $d=48.62$  m, η πλευρά του κτιρίου που είναι παράλληλη στην διεύθυνση του ανέμου  
 $h=133$  m, το ύψος του κτιρίου

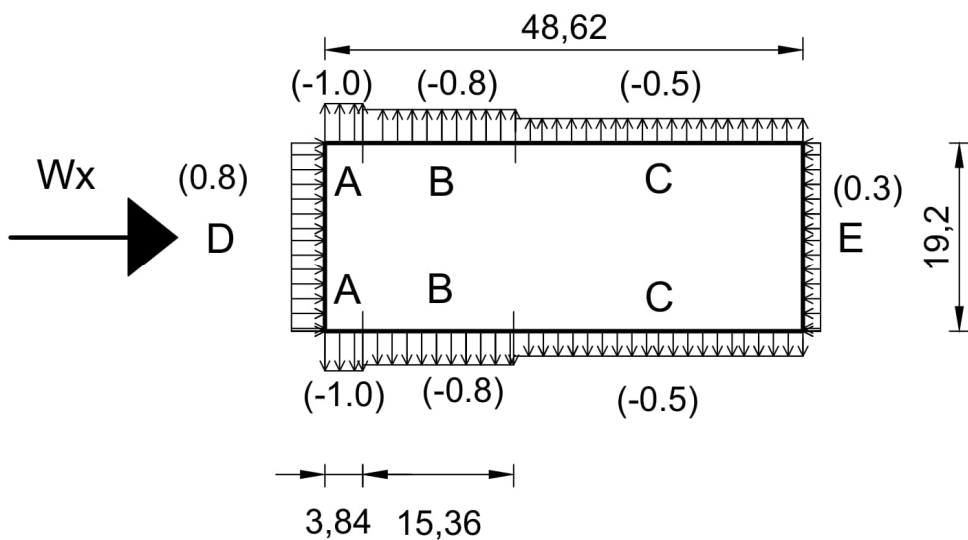


$$e = \min(b, 2h) = 19.2 \text{ m}$$

$$d > e$$

$d/h < 1$ , άρα έχουμε από τον πίνακα 6.1 τους εξής συντελεστές εξωτερικής πίεσης των κατακόρυφων επιφανειών του ορθογωνικού κτιρίου :

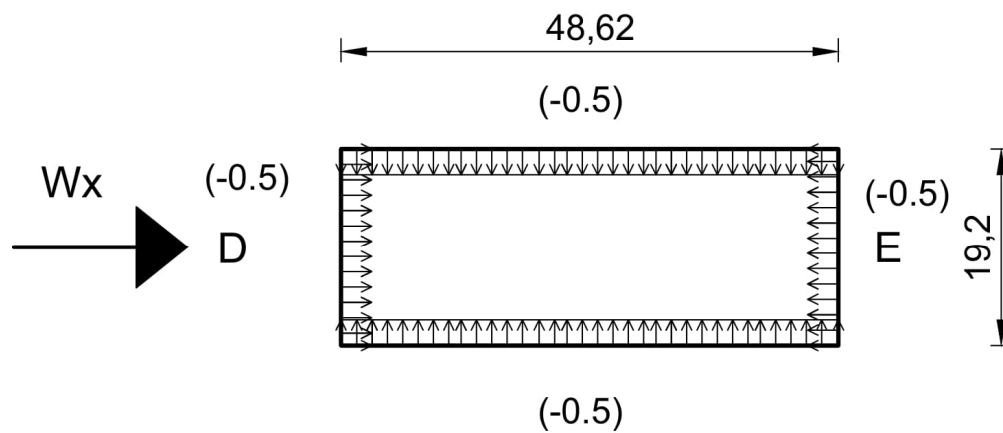
Φορτιζόμενη Επιφάνεια	Συντελεστής εξωτερικής πίεσης μεγαλύτερης επιφάνειας των 10 m <sup>2</sup> C <sub>pe,10</sub>
A	-1.0
B	-0.8
C	-0.5
D	0.8
E	-0.3



Σχήμα 2.4.2 Κάτοψη με τα διαγράμματα των εξωτερικών πιέσεων στις πλευρές του κτιρίου για διεύθυνση του ανέμου κατά X

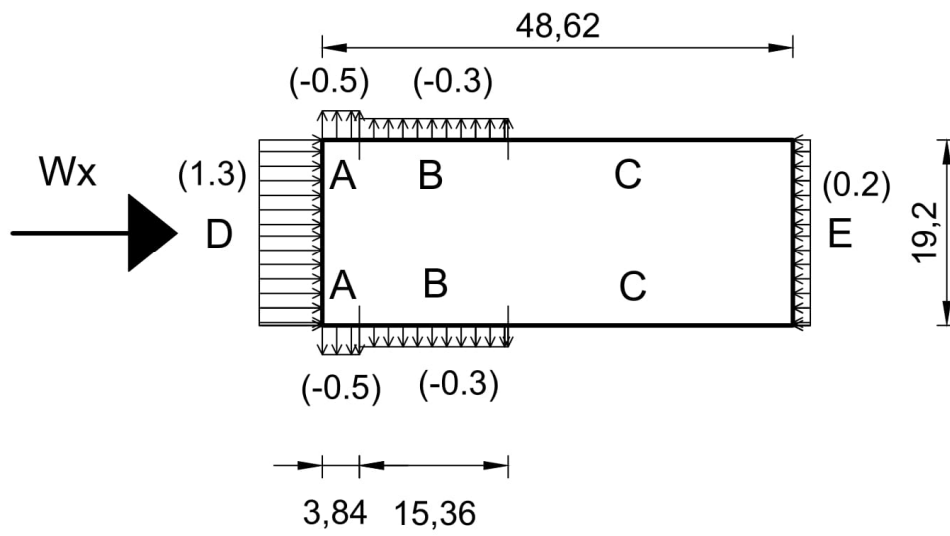
- Συντελεστές εσωτερικής πίεσης:

Επειδή το κτίριο είναι κλειστό χωρίς ανοίγματα, μπορούν να χρησιμοποιούνται οι ακραίες τιμές  $c_{pi}=0.8$  ή  $c_{pi}=-0.5$ , άρα θα λάβουμε την τιμή  $c_{pi}=-0.5$  για τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης, όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.4.3



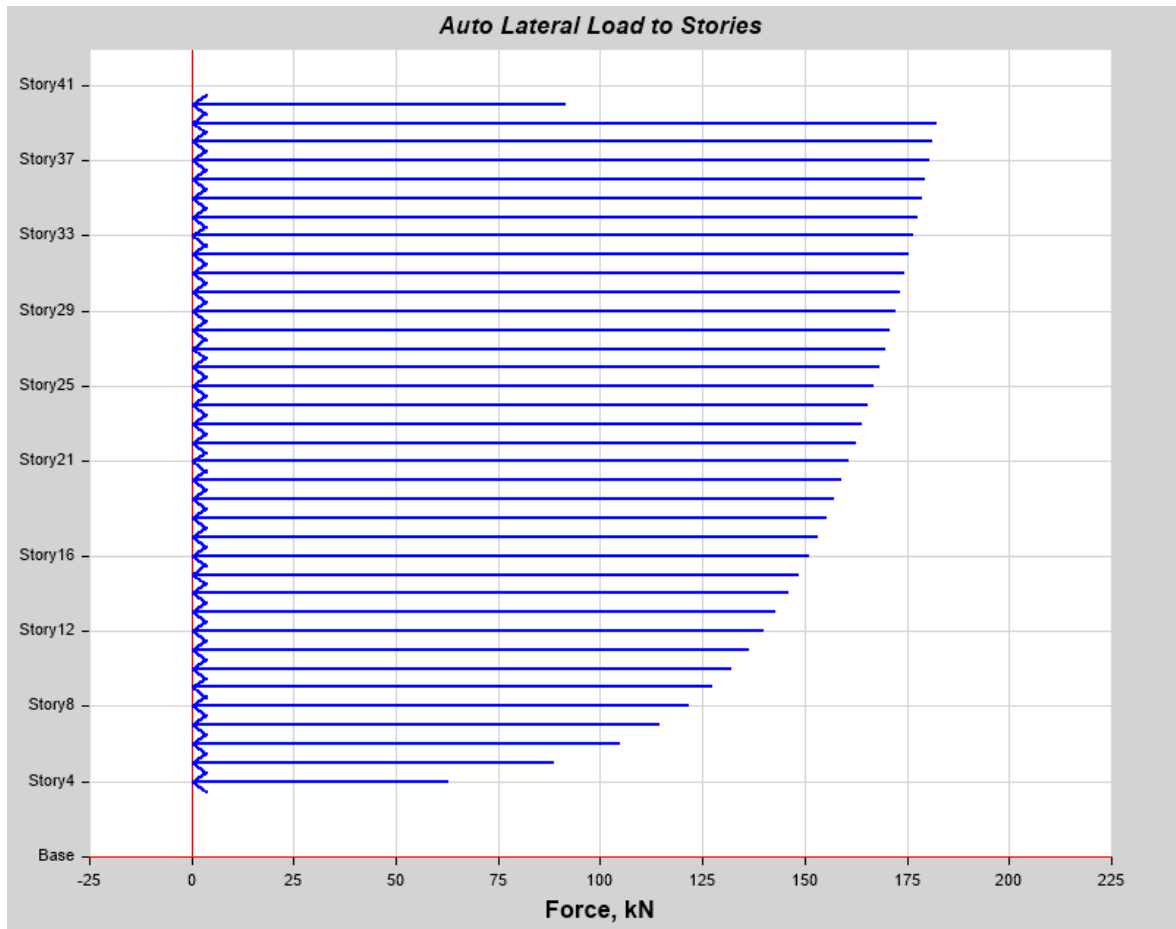
Σχήμα 2.4.3 Κάτοψη με τα διαγράμματα των εσωτερικών πιέσεων στις πλευρές του κτιρίου για διεύθυνση του ανέμου κατά  $X$

Άρα οι τελικοί συντελεστές πίεσης του ανέμου που θα χρησιμοποιήσουμε στις επιφάνειες της εξωτερικής επένδυσης του κτιρίου (cladding) στο πρόγραμμα ανάλυσης θα είναι αυτές που φαίνονται στο σχήμα 2.4.4. Με βάση αυτές θα υπολογισθεί η δύναμη του ανέμου στην κατασκευή.



Σχήμα 2.4.4 Κάτοψη με τους τελικούς συντελεστές πίεσης του ανέμου κατά τον X, στις κάθετες επιφάνειες του κτιρίου

Οι δυνάμεις που αναπτύχθηκαν στους ορόφους του κτιρίου από τον άνεμο με διεύθυνση κατά τον άξονα X, σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 1, φαίνονται στο σχήμα 2.4.5



Σχήμα 2.4.5 Φορτία καθ' ύψος, στους ορόφους του κτιρίου από την ένταση του ανέμου κατά X, βάση του ευρωκώδικα 1

#### Άνεμος κατά την διεύθυνση Y :

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$b=48.62$  m, η πλευρά του κτιρίου που είναι κάθετη στην διεύθυνση του ανέμου  
 $d=19.2$  m, η πλευρά του κτιρίου που είναι παράλληλη στην διεύθυνση του ανέμου

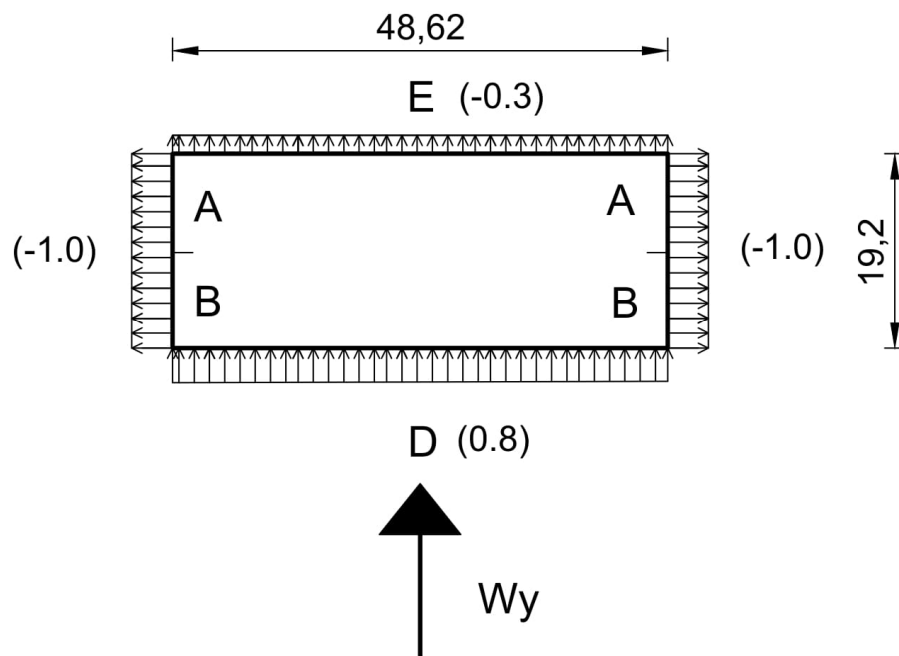
$h=133$  m, το ύψος του κτιρίου

$$e = \min(b, 2h) = 48.62 \text{ m}$$

$$d < e$$

$d/h < 1$ , άρα έχουμε από τον πίνακα 6.1 τους εξής συντελεστές εξωτερικής πίεσης των κατακόρυφων επιφανειών του ορθογωνικού κτιρίου :

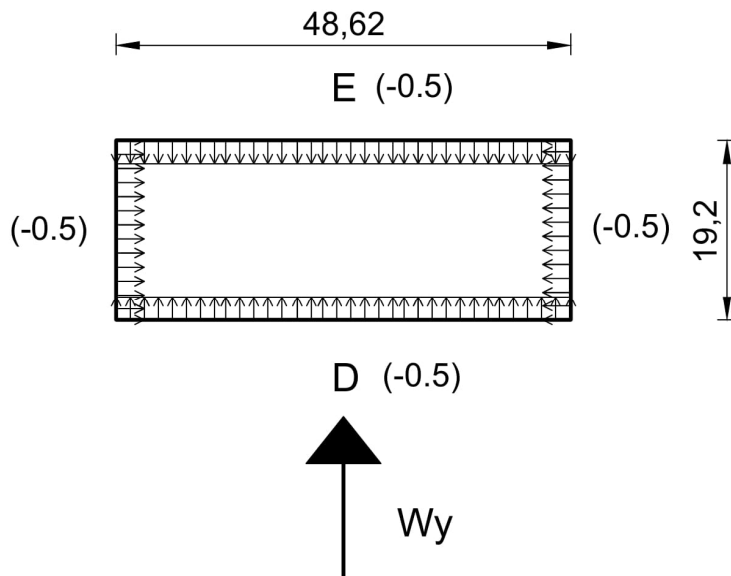
Φορτιζόμενη Επιφάνεια	Συντελεστής εξωτερικής πίεσης μεγαλυτερης επιφάνειας των 10 m <sup>2</sup> C <sub>pe,10</sub>
A	-1.0
B	-1.0
D	0.8
E	-0.3



Σχήμα 2.4.6 Κάτοψη με τα διαγράμματα των εξωτερικών πιέσεων στις πλευρές του κτιρίου για διεύθυνση του ανέμου κατά Y

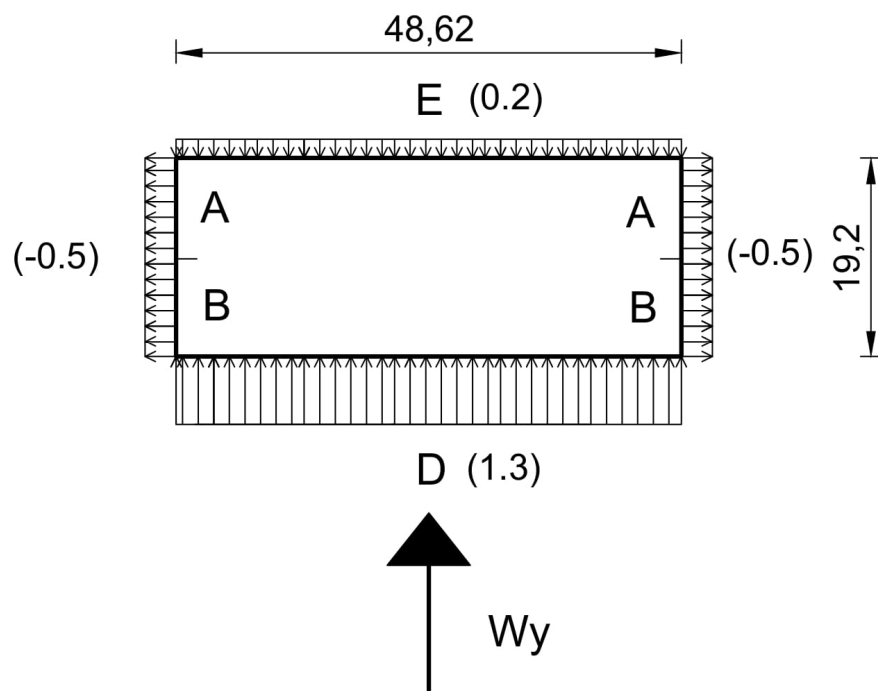
- Συντελεστές εσωτερικής πίεσης:

Επειδή το κτίριο είναι κλειστό χωρίς ανοίγματα, μπορούν να χρησιμοποιούνται οι ακραίες τιμές  $c_{pi}=0.8$  ή  $c_{pi}=-0.5$ , άρα θα λάβουμε την τιμή  $c_{pi}=-0.5$  για τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης, όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.4.7



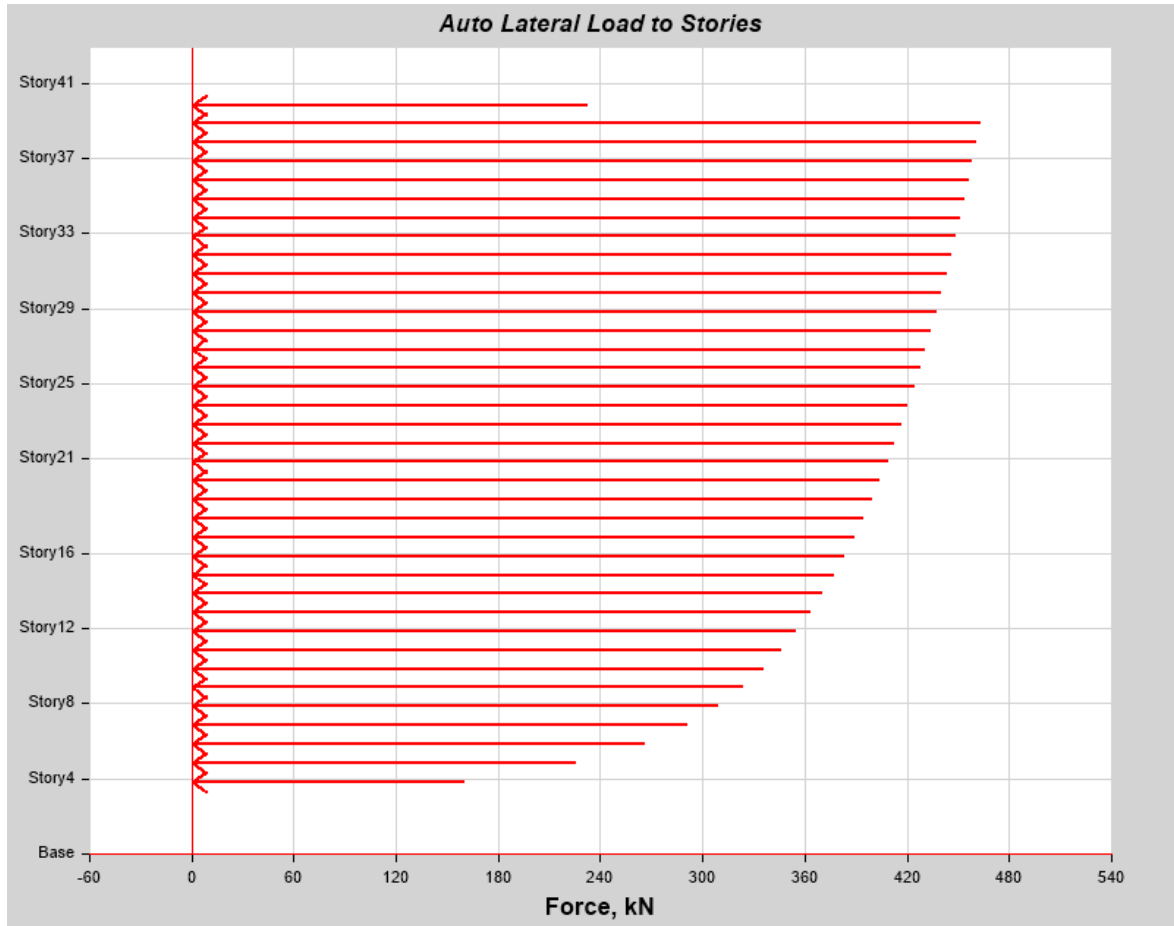
Σχήμα 2.4.7 Κάτοψη με τα διαγράμματα των εσωτερικών πιέσεων στις πλευρές του κτιρίου για διεύθυνση του ανέμου κατά Y

Άρα οι τελικοί συντελεστές πίεσης του ανέμου που θα χρησιμοποιήσουμε στις επιφάνειες της εξωτερικής επένδυσης του κτιρίου (cladding) στο πρόγραμμα ανάλυσης θα είναι αυτές που φαίνονται στο σχήμα 2.4.8. Με βάση αυτές θα υπολογισθεί η δύναμη του ανέμου στην κατασκευή.



Σχήμα 2.4.8 Κάτοψη με τους τελικούς συντελεστές πίεσης του ανέμου κατά τον  $Y$ , στις κάθετες επιφάνειες του κτιρίου

Οι δυνάμεις που αναπτύχθηκαν στους ορόφους του κτιρίου από τον άνεμο με διεύθυνση κατά τον άξονα Υ, σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 1, φαίνονται στο σχήμα 2.4.9



Σχήμα 2.4.9 Φορτία καθ' ύψος, στους ορόφους του κτιρίου από την ένταση του ανέμου κατά Υ, βάση του ευρωκώδικα 1



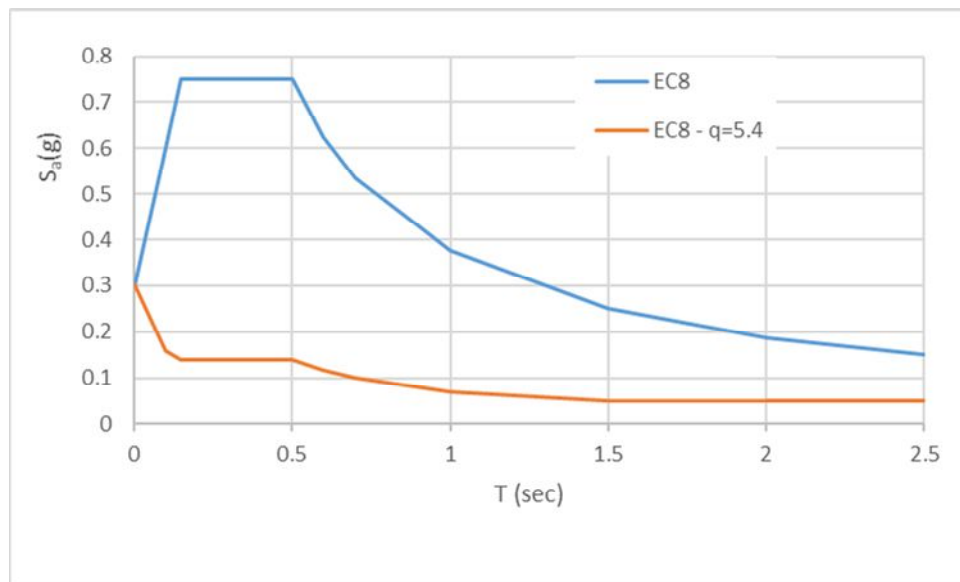
### 2.4.3 Σεισμικές δράσεις

Στοιχεία εδάφους και πληροφορίες για τις σεισμικές δράσεις (EN1998-1/§3, §4, §6):

1. Επιτάχυνση εδάφους :  $a_{gR} = 0.25 \text{ g}$  (Εθνικό Προσάρτημα)
2. Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης τύπου 1 (EN1998-1/Figure 3.1)
3. Κατηγορία εδάφους Β. Επομένως, είναι:
  - $S = 1.2$
  - $T_B = 0.15 \text{ sec}$
  - $T_C = 0.50 \text{ sec}$
  - $T_D = 2.0 \text{ sec}$

Τα παραπάνω ελήφθησαν από τον Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1/Table 3.2).

4. Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια) κι επομένως ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_I = 1.0$  (EN1998-1/§4.2.5).
5. Κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή (DCH : Ductility Class High) (EN1998-1/Table 6.1).
6. Συντελεστής συμπεριφοράς :  $q = 4.5$   $\alpha_u/\alpha_1 = 4.5 \times 1.2 = 5.4$  (EN1998-1:2004/§5.2.2.2 /Table 5.1), όπου η τιμή  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$  δίνεται για τοιχωματικό κτίριο με συζευμένα τοιχώματα.



Σχήμα 2.4.10 Τα φάσματα σχεδιασμού. Με μπλέ χρώμα σημειώνεται το ελαστικό φάσμα, ενώ με πορτοκαλί το ανελαστικό για συντελεστή συμπεριφοράς  $q=5.4$

## 2.5 Συνδυασμοί Δράσεων

- Οριακή Κατάσταση Αστοχίας:

Για τις καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια γίνονται οι εξής έλεγχοι:

$$1.35G + 1.5Q, \quad (2.2)$$

$$1.35G + 1.5Q \pm 0.9W, \quad (2.3)$$

$$1.35G \pm 1.5W + 1.05Q, \quad (2.4)$$

Για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού γίνεται ο εξής έλεγχος:

$$G + 0.3Q \pm E, \quad (2.5)$$

- Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας:

Για την κατάσταση λειτουργικότητας γίνεται ο ακόλουθος έλεγχος:

$$G + Q, \quad (2.6)$$

## 2.6 Προκαταρκτικός σχεδιασμός στοιχείων βαρύτητας

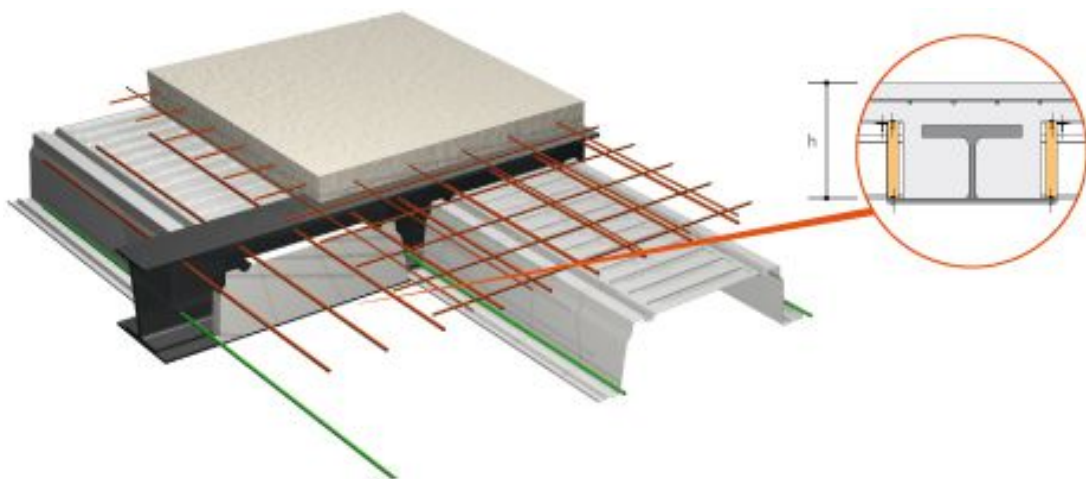
Η πορεία σχεδιασμού ενός κτιρίου με βάση τον Ευρωκώδικα 8 είναι απλή και χωρίζεται σε ανεξάρτητα βήματα. Αρχικά ο μελετητής πρέπει να ελέγξει τα μέλη που δεν παραλαμβάνουν σεισμικές δυνάμεις και δέχονται μόνο φορτία βαρύτητας. Τα μέλη αυτά είναι οι Δοκοί βαρύτητας και τα Υποστυλώματα βαρύτητας.

Όσον αφορά τις δοκούς βαρύτητας, οι έλεγχοι γίνονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, δηλαδή έλεγχοι βελών κάμψης και αντοχής σε ροπή. Αφού υπολογιστούν τα φορτία που αντιστοιχούν στα μέλη που διαστασιολογούμε λύνουμε τις εξισώσεις ως προς την ροπή αδρανείας και την ροπή αντίστασης, ώστε να επιλέξουμε μία δοκό που να καλύπτει τις απαιτήσεις του κανονισμού.

Τα υποστυλώματα βαρύτητας λειτουργούν ως μέλη υπό καθαρή θλίψη. Για αυτόν τον λόγο πρέπει να ακολουθηθούν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 για την εύρεση της αντοχής του μέλους σε θλίψη.

### 2.6.1 Δοκοί Βαρύτητας

Για τον σχεδιασμό των δοκών βαρύτητας του κτιρίου βασιστήκαμε σε μια νέα σχετικά μέθοδο αλλά ταυτόχρονα και ευρέως γνωστή για κατασκευές μεγάλου ύψους. Η μέθοδος αυτή ονομάζεται *slim floor design* και εφαρμόζεται αρκετά σε υψηλά κτίρια. Τα πλεονεκτήματα ακολουθώντας αυτή την φιλοσοφία για τον σχεδιασμό των δοκών είναι ότι γλιτώνουμε βάρος από την κατασκευή, μειώνοντας το πάχος της πλάκας, αλλά κυρίως έχουμε διαθέσιμο χώρο για κατασκευή διαφόρων σωληνώσεων, π.χ. μεταφοράς καλωδίων ή εξαερισμού, χωρίς να μειώνουμε το καθαρό ύψος του ορόφου, όπως θα γινόταν με την κλασική μέθοδο χρησιμοποιώντας σύστημα δοκού με διαδοκίδες. Για το συγκεκριμένο κτίριο που σχεδιάζουμε, επιλέξαμε ένα συγκεκριμένο σύστημα που μας προτείνει η εταιρία ArcelorMittal, και το ελέγξαμε με το λογισμικό που παρέχει η ίδια η εταιρία για τον σχεδιασμό αυτού. Το σύστημα αυτό ονομάζεται Cofraplus 220 και αποτελείται από μία σύμμικτη δοκό, πάνω στην οποία ενώνεται ένα χαλυβδόφυλλο που τρέχει από την μία δοκό μέχρι την επόμενη. Η μεγαλύτερη διαφορά που έχει αυτός ο τρόπος σχεδιασμού είναι ότι η δοκός μας ουσιαστικά βρίσκεται μέσα στην πλάκα συροδέματος, η οποία συνεχίζει για ένα μικρό συνήθως ύψος πάνω από την δοκό. Η περιγραφή αυτή θα γίνει πιο κατανοητή με το παρακάτω σχήμα 2.6.1.



Οπ

Σχήμα 2.6.1.1 Εικόνα κατασκευής του συστήματος σχεδιασμού Cofraplus 220, μεταλλικής δοκού με πλάκα σκυροδέματος.

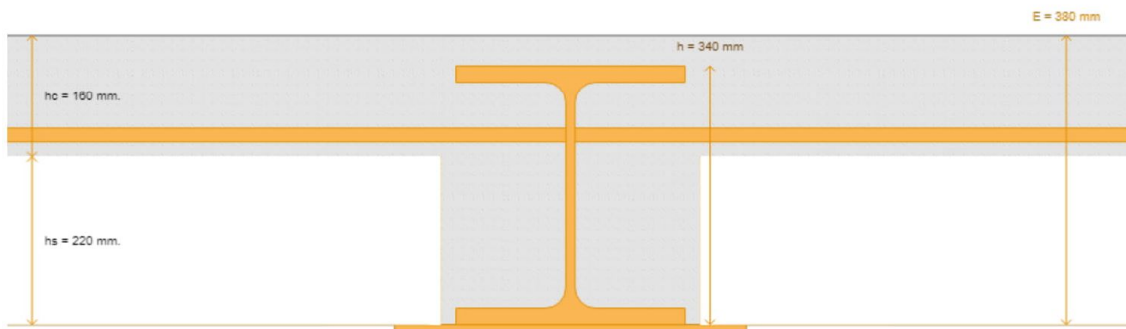
ως φαίνεται και στο σχήμα 2.6.1. υπάρχουν στο πάνω μέρος της μεταλλικής διατομής οπές για να περνάει ο οπλισμός για την πλάκα. Στο κάτω μέρος της μεταλλικής διατομής είναι συγκολλημένη μία μεταλλική πλάκα, πάνω στην οποία έρχεται και κουμπώνει το χαλυβδόφυλλο.

Για το κτίριο μας πήραμε σαν μήκος επιρροής της δοκού δύο ανοίγματα των 6.8m , δεξιά και αριστερά της, τα οποία αντιστοιχούν στα μεγαλύτερα ανοίγματα της κάτοψης. Αυτό ήταν λίγο υπέρ της ασφαλείας γιατί το μήκη επιρροής είναι μικρότερα στις περισσότερες δοκούς του κτιρίου μας, αλλά με αυτόν τον τρόπο καλύψαμε τις δυσμενέστερες περιοχές φόρτισης της δοκού, όπως και επίσης στις περιμετρικές θα πρέπει να λάβουμε υπόψη και την φόρτιση λόγω της εξωτερικής επένδυσης.

Παραθέτουμε τα στοιχεία της διατομής μαζί με τα φορτία που επιλέχθηκαν για τον σχεδιασμό της σύμμικτης διατομής της δοκού μας. Οι έλεγχοι που έγιναν στην οριακή κατάσταση αστοχίας (1.35G+1,5Q) και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (G+Q).

	Company : 0
	Project name : 0
	Project reference : 0

Preliminary Design Note  
DATA



General parameters

Main span	L = 6.8 m
Intermediate beam	
Width on the left	L <sub>1</sub> = 6.8 m
Width on the right	L <sub>2</sub> = 6.8 m

Slab

Steel profiled sheeting	Total thickness E = 380 mm
Cofraplus 220	h = 220 mm
Concrete available height	h <sub>c</sub> = 160 mm

Section

Plate 460x12 mm	Width of the welded plate, b <sub>pl</sub> = 460 mm	
	Thickness of the welded plate, t <sub>pl</sub> = 12 mm	
	h = 340 mm	A = 226 cm <sup>2</sup>
	b <sub>f</sub> = 300 mm	W <sub>ely,top</sub> = 2328 cm <sup>3</sup>
	t <sub>w</sub> = 12 mm	W <sub>ely,bot</sub> = 3567 cm <sup>3</sup>
	t <sub>f</sub> = 21.5 mm	
	r = 27 mm	
	Bearing width of the slab : d <sub>c</sub> = 60 mm	

Materials

Steel	E <sub>a</sub> = 210000 N/mm <sup>2</sup>
	ρ = 78,50 kN/m <sup>3</sup>
Beam steel grade S355 M/ML	f <sub>y</sub> = 355 N/mm <sup>2</sup>
	Reduction curve = EC3
Plate S355 JR/J0/J2/K2	f <sub>y</sub> = 355 N/mm <sup>2</sup>
	Reduction curve = EN 10025-2

Date : 14/11/2018	User's name : 0	Page 1 / 28
	Software CoSFB v1.6	

Σχήμα 2.6.1.2 Διατομή σύμμικτης δοκού του συστήματος Cofraplus 220

 ArcelorMittal	Company : 0
	Project name : 0
	Project reference : 0

Concrete C50/60

Density of the concrete (slab)  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{cm} = 58 \text{ N/mm}^2$   
 $E_{cm} = 37277.87 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_{c1} = 2.46 \cdot 10^{-6}$   
 $\epsilon_{cu1} = 3.5 \cdot 10^{-6}$   
 $\epsilon_{cu2} = 3.5 \cdot 10^{-6}$   
 $\epsilon_{cu3} = 3.5 \cdot 10^{-6}$

User terms Shrinkage strain =  $0 \cdot 10^{-6}$

Concrete Zone 1 - Below the upper edge of the upper flange (to the position of the centroid)

Effective width  $b_{eff} = 1700 \text{ mm}$

Depth of zone 1  $Z_1 = 94.71 \text{ mm}$

Concrete Zone 2 - Above the upper edge of the upper flange

Effective width  $b_{eff} = 1700 \text{ mm}$

Concrete cover above the steel flange  $C_b = 40 \text{ mm}$

Instant  $t_0 \cdot \eta_0 = 5.63$

Creep  $t_{\infty} \cdot \eta_L = 4.0 \cdot \eta_0 = 22.53$

Shrinkage  $t_{\infty} \cdot \eta_S = 2.5 \cdot \eta_0 = 14.08$

A constant approximate relation to  $n_0$  is used for all types of concrete

A constant approximate relation to  $n_0$  is used for all types of concrete

Centroid of the equivalent section

$z_{el,0} = 13.47 \text{ cm}$

$z_{el,L} = 19.65 \text{ cm}$

$z_{el,S} = 17.66 \text{ cm}$

Second moment of area of the equivalent section

$I_{y,0} = 105493 \text{ cm}^4$

$I_{y,L} = 74880 \text{ cm}^4$

$I_{y,S} = 84207 \text{ cm}^4$

Second moment of area of CoSFB

$I_{steel} = 49587 \text{ cm}^4$

Lateral restraint of the beam

The software assumes a full lateral restraint of the beam for the construction stage (no LTB check)

Propping in the construction stage

Number of proppings in the span 1

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g)

Self-weight of the steel section + plate + support  $g_{CoSFB} = 1.74 \text{ kN/m}$

Self-weight of the slab  $g_{slab} = 5.10 \text{ kN/m}^2$

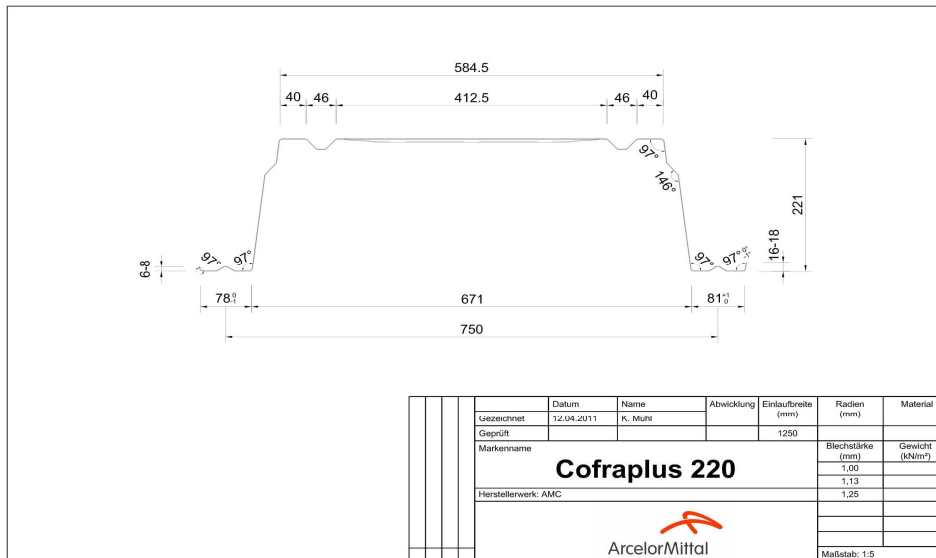
Self-weight of the floor system  $g_{floor} = 5.52 \text{ kN/m}^2$

Construction loads ( $Q_c$ )

Line load (Self-weight)	$x_0 =$	0 m	$x_e =$	6.8 m
	$q_0 =$	37.51 kN/m	$q_e =$	37.51 kN/m

Σχήμα 2.6.1.3 Στοιχεία σύμμικτης διατομής του συστήματος Cofraplus 220 και τα φορτία της

Άρα η διατομή της δοκού μας είναι σύμμικτη όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα 2.6.2 και αποτελείται από ΗΕΒ 340 και μια συγκολλημένη πλάκα 460(mm)x12(mm). Το χαλυβδόφυλλο μας έχει ύψος 220mm και πάχος 1mm (σχήμα 2.6.4).



Σχήμα 2.6.1.4 Χαλυβδόφυλλο πάχους 1mm για το σύστημα Cofraplus 220

Θα παραθέσουμε εδώ τα αποτελέσματα των ελέγχων των τάσεων της διατομής μας που έγινε βάση του ευρωκώδικα, από το πρόγραμμα που προαναφέραμε της εταιρίας, στο σχήμα 2.6.5

SLS stresses criteria

Stress $\sigma_1$	$\Gamma_{SLS,1,t=0} = 0.09$ (OK)
Stress $T_2$	$\Gamma_{SLS,2,t=0} = 0.26$ (OK)
Von Mises stress $\sigma_{v,3}$	$\Gamma_{SLS,3,t=0} = 0.22$ (OK)
Von Mises stress $\sigma_{v,4}$	$\Gamma_{SLS,4,t=0} = 0.82$ (OK)
Von Mises stress $\sigma_{v,5}$	$\Gamma_{SLS,5,t=0} = 0.33$ (OK)
Stress $\sigma_1$	$\Gamma_{SLS,1,t=L} = 0.16$ (OK)
Stress $T_2$	$\Gamma_{SLS,2,t=L} = 0.26$ (OK)
Von Mises stress $\sigma_{v,3}$	$\Gamma_{SLS,3,t=L} = 0.24$ (OK)
Von Mises stress $\sigma_{v,4}$	$\Gamma_{SLS,4,t=L} = 0.83$ (OK)
Von Mises stress $\sigma_{v,5}$	$\Gamma_{SLS,5,t=L} = 0.34$ (OK)

Deflections per load case

Load Case	At time $t = "0"$ (means the deflection is calculated with Inertia $I_{y,0}$ )	At time $t = "\infty"$ (means the deflection is calculated with Inertia $I_{y,creep}$ and $I_{y,shrinkage}$ )
Removal of the Propping	$f_{p,0} = 0.47$ cm	$f_{p,\infty} = 0.66$ cm
Live load $Q_1$	$f_{Q1,0} = 0.26$ cm	$f_{Q1,\infty} = 0.36$ cm
Shrinkage		$f_s = 0.00$ cm

Deflections per combination

Eurocode Combination SLS

N°1 (short term) 1.00 G + 1.00 $Q_1$	$V_{max} = 0.73$ cm (L/934)
N°1 (long term) 1.00 G + 1.00 $Q_1$ + $f_{s,\infty}$	$V_{max} = 0.92$ cm (L/739)
$f_{C1, t=\infty} - f_{C1, t=0} = 0$ cm	
N°2 (short term) 1.00 G + 1.00 $Q_1$	$V_{max} = 0.73$ cm (L/934)
N°2 (long term) 1.00 G + 1.00 $Q_1$ + $f_{s,\infty}$	$V_{max} = 0.92$ cm (L/739)
$f_{C2, t=\infty} - f_{C2, t=0} = 0$ cm	

Max. criterion for local deflection in a-a section (see critical sections in specification):  $f_{max} = 0.63$  mm  $\leq$  1.5 mm

Max. criterion for local deflection in c-c section (see critical sections in specification):  $f_{max} = 0.14$  mm  $\leq$  0.2 mm

The user has to check whether the deflections are acceptable according to the project requirements and to consider a precambering if necessary.

Calculation of the eigen frequency

Remark:

Frequency calculated with  $1.00 \times E_{cm}$ . The considered deflections are obtained with the short term modular ratio (including the deflection due to permanent loads).

Eigen frequencies

Combination	Mass assumed to be distributed	Mass assumed to be concentrated
G + 0.15 $Q_1$	7.97 Hz	7.00 Hz

Σχήμα 2.6.5 Αποτελέσματα ελέγχου τάσεων και τοπικών παραμορφώσεων στην σύμμικτη διατομή της δοκού του κτιρίου

## 2.7 Στατική κανονικότητα

Για την αντισεισμική μελέτη, οι φορείς κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς και μη κανονικούς (EN1998-1/§ 4.2.3). Αυτή η διάκριση έχει επιπτώσεις στα ακόλουθα θέματα της σεισμικής μελέτης:

1. Στο στατικό προσομοίωμα, το οποίο μπορεί να είναι είτε απλουστευμένο δισδιάστατο προσομοίωμα ή τρισδιάστατο προσομοίωμα.
2. Στην μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι είτε απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης (διαδικασία οριζόντιας φόρτισης) ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.
3. Στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής  $q$ , που θα είναι μειωμένη για μη κανονικά σε όψη κτίρια

Προβλεπεται από τον EN1998 η επιλογή του προσομοιώματος, η μέθοδος ανάλυσης και η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  ανάλογα με την κανονικότητα του κτιρίου σε όψη και σε κάτοψη σύμφωνα με τον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 2.1: Επιπτώσεις στατικής κανονικότητας στην σεισμική ανάλυση και μελέτη.

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς (για γραμμική ανάλυση)
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	
Ναι	Ναι	Επίπεδο (2D)	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο (2D)	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό (3D)	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό (3D)	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

Το κτίριο που εξετάζεται είναι κανονικό καθ' ύψος, και κανονικό σε κάτοψη ( $\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = 2.53 < 4$ ). Λόγω του ύψους της κατασκευής (133m) κατατάσσεται στα υψηλά κτίρια, οπότε δεν μπορούμε να εφορμόσουμε την ανάλυση οριζόντιας φόρτισης. Επομένως θα χρησιμοποιήσουμε ένα 3D προσομοίωμα στο οποίο θα γίνει ιδιομορφική φασματική ανάλυση με συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με την τιμή αναφοράς, δηλαδή  $q=5.4$ .

## 2.8 Προσομοίωμα της κατασκευής

### 2.8.1 3D προσομοίωμα (Etabs)

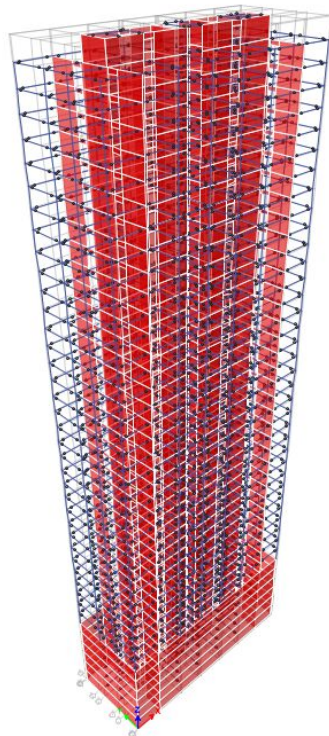
Το τρισδιάστατο προσομοίωμα έγινε στο λογισμικό στατικών αναλύσεων Etabs 2016 (Σχήμα 2.8.1). Από την στιγμή που έχουμε προσδιορίσει τις διατομές των μελών για τις δοκούς βαρύτητας στο κεφάλαιο 2.6.1, πρέπει να διαστασιολογήσουμε όλα τα μέλη που παραλαμβάνουν σεισμικές δυνάμεις. Η διαδικασία της διαστασιολόγησης με βάση τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 (βλέπε κεφάλαιο 2.3.1 & 2.3.2) είναι επαναληπτική διαδικασία και βασίζεται στον μελετητή για την κάλυψη των απαιτήσεων. Όλα τα σύγχρονα λογισμικά προσφέρουν δυνατότητες αυτόματης διαστασιολόγησης των μελών ενός φορέα, ανάλογα με τις απαιτήσεις. Το πρόβλημα που παρουσιάζεται είναι πως ο μηχανικός πρέπει να έχει άριστη γνώση των μεθόδων που πρέπει να χρησιμοποιηθούν για να καλύψει ο



φορέας τις απαιτήσεις. Επιπλέον αν κάποιος δώσει μια λίστα με μεγάλο αριθμό μελών, για να επιλέξει το πρόγραμμα, η αυτόματη διαστασιολόγηση μπορεί να διαρκέσει αρκετές ώρες.

Για τους παραπάνω λόγους, η βέλτιστη διαδικασία διαστασιολόγησης είναι αυτή στην οποία ο μελετητής επιλέγει τα μέλη. Κάθε γραμμική ανάλυση της κατασκευής χρειάζεται μόνο μερικά δευτερόλεπτα για να ολοκληρωθεί, οπότε ο μελετητής πρέπει να ετοιμάσει ένα μοντέλο κατασκευής, να το αναλύσει και να αξιολογήσει τα αποτελέσματα. Μία σύνηθης τακτική είναι να ομαδοποιούνται συγκεκριμένα μέλη, έτσι ώστε οποιαδήποτε αλλαγή χρειασθεί, να είναι πιο εύκολη και γρήγορη για τον μελετητή. Για αυτό στην κατασκευή που μελετάται σε αυτή την εργασία, έχουν γίνει αρκετές ομαδοποιήσεις μελών, ανάλογα με την χρήση τους στο στατικό προσομοίωμα. Μία ομαδοποίηση που έχει γίνει είναι και καθ' ύψος, όπου στα μέλη είναι λογικό να μειώνονται οι διατομές τους όσο ψηλότερα πάμε στο κτίριο, λόγω μικρότερων φορτίων. Η ομαδοποίηση έχει γίνει ανα 3 ορόφους, που θεωρείται αρκετά αντιπροσωπευτικό ύψος για τις αλλαγές των εντατικών μεγεθών. Οι υπόλοιπες ομαδοποιήσεις (είναι αρκετές για να αναφερθούν όλες) που έχουν γίνει στο προσομοίωμα, έχουν να κάνουν με την θέση των μελών στην κάτοψη του κτιρίου και το είδος των μελών (π.χ. μεταλλικά υποστυλώματα, τοιχία).

Επίσης στο τρισδιάστατο μοντέλο έχει χρησιμοποιηθεί διάφραγμα στις πλάκες των ορόφων, για να εξασφαλίσουμε την διαφραγματική λειτουργία του κτιρίου και το ότι δοκοί δεν παραμορφώνονται αξονικά. Έτσι μειώσαμε τους βαθμούς ελευθερίας της ανάλυσης μας (και κατά συνέπεια το υπολογιστικό κόστος), χωρίς να χάνουμε σε ακρίβεια αποτελεσμάτων.



Σχήμα 2.8.1.1 Τρισδιάστατο στατικό προσομοίωμα κτιρίου

## 2.8.2 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης - 3D προσομοίωμα

Για το τρισδιάστατο προσομοίωμα η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιείται είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (EN1998-1/§4.3.3.3, MRSA=Modal Response Spectrum Analysis). Επειδή το κτίριο είναι κανονικό και σε όψη και σε κάτοψη, θα ληφθεί η τιμή αναφοράς για το συντελεστή συμπεριφοράς, δηλαδή  $q=5.4$  Θα ληφθούν υπόψη και οι τυχηματικές εκκεντρότητες.

Πίνακας 2.8.1 Τριάντα (30) πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης και ποσοστά δρυσών ιδιομορφικών μαζών

Ιδιομορφή	Περίοδος σε sec	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	R <sub>z</sub>	Sum U <sub>x</sub>	Sum U <sub>y</sub>	Sum R <sub>z</sub>
1	3.082	0.0000	0.5514	0.0000	0	0.5514	0.0000
2	2.259	0.5592	0.0000	0.0000	0.5592	0.5514	0.0000
3	1.413	0.0000	0.0000	0.5544	0.5592	0.5514	0.5544
4	0.576	0.0000	0.1912	0.0000	0.5592	0.7425	0.5544
5	0.432	0.1851	0.0000	0.0000	0.7443	0.7425	0.5544
6	0.401	0.0000	0.0000	0.1229	0.7443	0.7425	0.6773
7	0.236	0.0000	0.0703	0.0000	0.7443	0.8128	0.6773
8	0.195	0.0000	0.0000	0.0532	0.7443	0.8128	0.7304
9	0.183	0.0620	0.0000	0.0000	0.8063	0.8128	0.7304
10	0.138	0.0000	0.0388	0.0000	0.8063	0.8517	0.7304
11	0.119	0.0000	0.0000	0.0294	0.8063	0.8517	0.7598
12	0.11	0.0321	0.0000	0.0000	0.8384	0.8517	0.7598
13	0.096	0.0000	0.0297	0.0000	0.8384	0.8814	0.7598
14	0.086	0.0000	0.0000	0.0245	0.8384	0.8814	0.7843
15	0.078	0.0229	0.0000	0.0000	0.8614	0.8814	0.7843
16	0.073	0.0000	0.0223	0.0000	0.8614	0.9037	0.7843
17	0.066	0.0000	0.0000	0.0198	0.8614	0.9037	0.8041
18	0.06	0.0166	0.0000	0.0000	0.878	0.9037	0.8041
19	0.059	0.0000	0.0191	0.0000	0.878	0.9229	0.8041
20	0.054	0.0000	0.0000	0.0196	0.878	0.9229	0.8237
21	0.05	0.0000	0.0179	0.0000	0.878	0.9407	0.8237
22	0.049	0.0155	0.0000	0.0000	0.8935	0.9407	0.8237
23	0.046	0.0000	0.0000	0.0263	0.8935	0.9408	0.8501
24	0.043	0.0000	0.0122	0.0000	0.8935	0.9529	0.8501
25	0.041	0.0169	0.0000	0.0000	0.9104	0.9529	0.8501
26	0.04	0.0000	0.0000	0.0259	0.9104	0.9529	0.8759
27	0.038	0.0000	0.0119	0.0000	0.9104	0.9648	0.8760
28	0.036	0.0157	0.0000	0.0000	0.9261	0.9648	0.8760
29	0.035	0.0000	0.0000	0.0379	0.9261	0.9648	0.9138
30	0.034	0.0000	0.0074	0.0000	0.9261	0.9723	0.9139

Η ανάλυση αυτή θα εφαρμόζεται σε κτίρια που δεν ικανοποιούν τις συνθήκες για την εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (ELF). Στην περίπτωση μας η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί λόγω του μεγάλου ύψους της κατασκευής (133m) το οποίο είναι μεγαλύτερο από το μέγιστο επιτρεπόμενο για την εφαρμογή της μεθόδου. Θα λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση (EN1998-1/4.3.3.3). Στον πίνακα 2.8.1 που προηγείται παρουσιάζονται οι πρώτες 30 ιδιομορφές ταλάντωσης όπως προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση όπως και τα ποσοστά των δρυσών ιδιομορφικών μαζών ανά κατεύθυνση, το άθροισμα των οποίων πρέπει να ξεπερνάει το 90% της μάζας του κτιρίου.

### 2.8.3 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων

Παρατηρείται πως μεταξύ των ιδιοπεριόδων δεν ισχύει πάντοτε η σχέση  $T_j < 0.9T_i$ , και επομένως οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης δεν μπορούν να θεωρηθούν αμοιβαία ανεξάρτητες. Επομένως τα αποτελέσματα των δράσεων δεν θα συνδυαστούν με τη μέθοδο SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) αλλά με την ακριβέστερη CQC (Complete Quadratic Combination) (EN1998-1/4.3.3.2).

### 2.8.4 Συνδυασμός οριζόντιων σεισμικών δράσεων

Μετά το συνδυασμό των οριζόντιων ιδιομορφικών δράσεων ανά κατεύθυνση με τη μέθοδο CQC, που αναφέρθηκε προηγουμένως, συνδυάζουμε τις δράσεις των δύο κάθετων διευθύνσεων σύμφωνα με τις ακόλουθες σχέσεις για να εκτιμήσουμε τις μέγιστες τιμές τους :

- $E_{Edx}''+'' 0.30 E_{Edy}$
- $E_{Edy}''+'' 0.30 E_{Edx}$

Όπου:

''+'' αναφέρεται στο συνδυασμό των δράσεων (στην παρούσα περίπτωση με τη μέθοδο SRSS)

$E_{Edx}$  είναι τα ποτελέσματα των δράσεων (αντατικά μεγέθη, μετακινήσεις) για σεισμική διέερση κατά τη διεύθυνση x του κτιρίου

$E_{Edy}$  είναι τα ποτελέσματα των δράσεων (αντατικά μεγέθη, μετακινήσεις) για σεισμική διέερση κατά τη διεύθυνση y του κτιρίου

## 2.9 Περιορισμός των βλαβών

Η "απαίτηση περιορισμού βλαβών" (DLR – Damage Limitation Requirement) θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην "απαίτηση μη-κατάρρευσης", οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση :

$$dr * v \leq 0.0075h \Rightarrow \frac{0.5dr}{h} \leq 0.5\%, \quad (2.7)$$

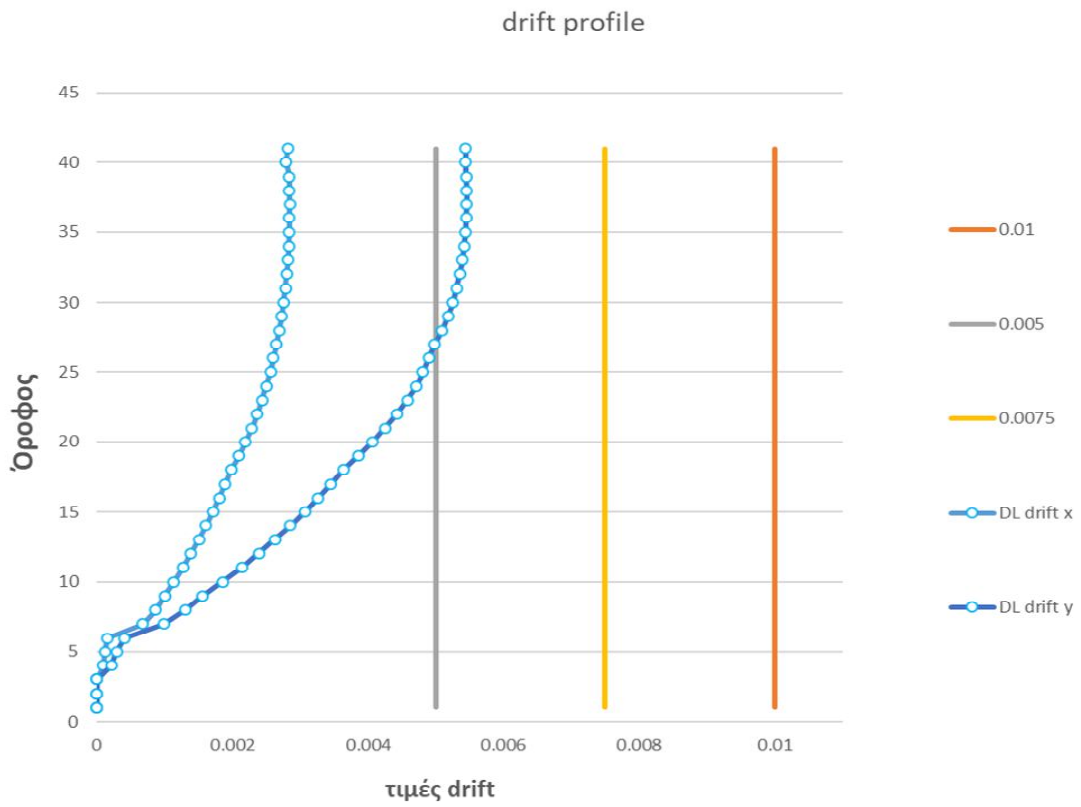
μη θεωρώντας αυξημένες απαιτήσεις για τα μη φέροντα στοιχεία (EN1998-1/4.4.3), όπου:

- $d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου
- $h$  είναι το ύψος του ορόφου
- $v$  είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Εδώ για κατηγορία σπουδαιότητας II λαμβάνεται ίσος με 0.5 .

Σε αυτό το σημείο αξίζει να σημειωθεί ότι για την κατασκευή που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, ο έλεγχος περιορισμού βλαβών είναι αυτός που όρισε την διαστασιολόγηση των μελών. Όσον αφορά την παραλαβή των σεισμικών δράσεων , ο φορέας μας ήταν ικανός με μικρότερες διατομές, να τις παραλάβει. Δεν θα χρειαζόμασταν να έχουμε συζευμένα τοιχώματα και την παραλαβή των σεισμικών δράσεων, με αποτέλεσμα η κατασκευή να ήταν πολύ πιο εύκαμπτη από το τελικό αποτέλεσμα, όμως αυτό είχε σαν συνέπεια τις πολύ μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, οι οποίες δεν επαρκούσαν για τις απαιτήσεις του περιορισμού βλαβών. Άρα λόγω αυτού καταλήξαμε σε μία πολύ πιο δύσκαμπτη κατασκευή.

Πίνακας 2.9.1 Πίνακας τιμών drift και μεγεθών DL

story	maxUx (mm)	maxUy (mm)	q	dsx (mm)	dsy (mm)	Interstory drift x	Interstory drift y	DL drift X	DL drift Y
41	101.295	188.962	5.4	547	1020	19.7316	38.0646	0.00282	0.00544
40	97.641	181.913	5.4	527	982	19.5210	38.1132	0.00279	0.00544
39	94.026	174.855	5.4	508	944	19.8558	38.1672	0.00284	0.00545
38	90.349	167.787	5.4	488	906	19.8558	38.2050	0.00284	0.00546
37	86.672	160.712	5.4	468	868	19.9206	38.2050	0.00285	0.00546
36	82.983	153.637	5.4	448	830	19.8828	38.1618	0.00284	0.00545
35	79.301	146.57	5.4	428	791	19.8936	38.0808	0.00284	0.00544
34	75.617	139.518	5.4	408	753	19.8126	37.9350	0.00283	0.00542
33	71.948	132.493	5.4	389	715	19.7586	37.7352	0.00282	0.00539
32	68.289	125.505	5.4	369	678	19.6128	37.4706	0.00280	0.00535
31	64.657	118.566	5.4	349	640	19.4940	37.1412	0.00278	0.00531
30	61.047	111.688	5.4	330	603	19.2780	36.7362	0.00275	0.00525
29	57.477	104.885	5.4	310	566	19.0836	36.2448	0.00273	0.00518
28	53.943	98.173	5.4	291	530	18.8082	35.6508	0.00269	0.00509
27	50.46	91.571	5.4	272	494	18.5490	34.8894	0.00265	0.00498
26	47.025	85.11	5.4	254	460	18.2304	34.2900	0.00260	0.00490
25	43.649	78.76	5.4	236	425	17.9226	33.6582	0.00256	0.00481
24	40.33	72.527	5.4	218	392	17.5068	33.0318	0.00250	0.00472
23	37.088	66.41	5.4	200	359	17.0694	32.0544	0.00244	0.00458
22	33.927	60.44	5.4	183	327	16.5456	30.9636	0.00236	0.00442
21	30.863	54.74	5.4	167	296	15.9948	29.7702	0.00228	0.00425
20	27.901	49.227	5.4	151	266	15.3630	28.4634	0.00219	0.00407
19	25.056	43.956	5.4	135	237	14.6826	27.0108	0.00210	0.00386
18	22.337	38.954	5.4	121	210	13.8564	25.4340	0.00198	0.00363
17	19.771	34.244	5.4	107	185	13.2732	24.1920	0.00190	0.00346
16	17.313	29.764	5.4	93	161	12.6468	22.8798	0.00181	0.00327
15	14.971	25.527	5.4	81	138	11.9934	21.4812	0.00171	0.00307
14	12.75	21.549	5.4	69	116	11.2860	19.9908	0.00161	0.00286
13	10.66	17.84	5.4	58	96	10.5354	18.4086	0.00151	0.00263
12	8.709	14.48	5.4	47	78	9.7308	16.7292	0.00139	0.00239
11	6.97	11.34	5.4	37	61	8.8722	14.9364	0.00127	0.00213
10	5.264	8.574	5.4	28	46	7.9650	12.9762	0.00114	0.00185
9	3.789	6.171	5.4	20	33	7.0416	10.9080	0.00101	0.00156
8	2.485	4.151	5.4	13	22	6.0642	9.1368	0.00087	0.00131
7	1.362	2.459	5.4	7	13	4.7790	6.9066	0.00068	0.00099
6	0.477	1.18	5.4	3	6	1.0962	2.8566	0.00016	0.00041
5	0.274	0.651	5.4	1	4	0.8370	2.0304	0.00012	0.00029
4	0.119	0.275	5.4	1	1	0.6426	1.480	0.00009	0.00021
3	0	0	5.4	0	0	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000
2	0	0	5.4	0	0	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000
1	0	0	5.4	0	0	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000



Σχήμα 2.8.4.1 Απεικόνιση τιμών ελέγχου απαίτησης περιορισμού βλαβών drift DL

## 2.10 Αποτελέσματα ανάλυσης σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

### 2.10.1 Υπολογισμός μετακινήσεων- Φαινομένων P-Δ

Επειδή γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζεται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d * d_e, \quad (2.8)$$

Όπου

- $d_s$  είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού
- $q_d$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με  $q$
- $d_e$  είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού.

Ο έλεγχος των φαινομένων δευτέρας τάξεως (δαινόμενα P-Δ) γίνεται σύμφωνα με τον τύπο :

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h}, \quad (2.9)$$

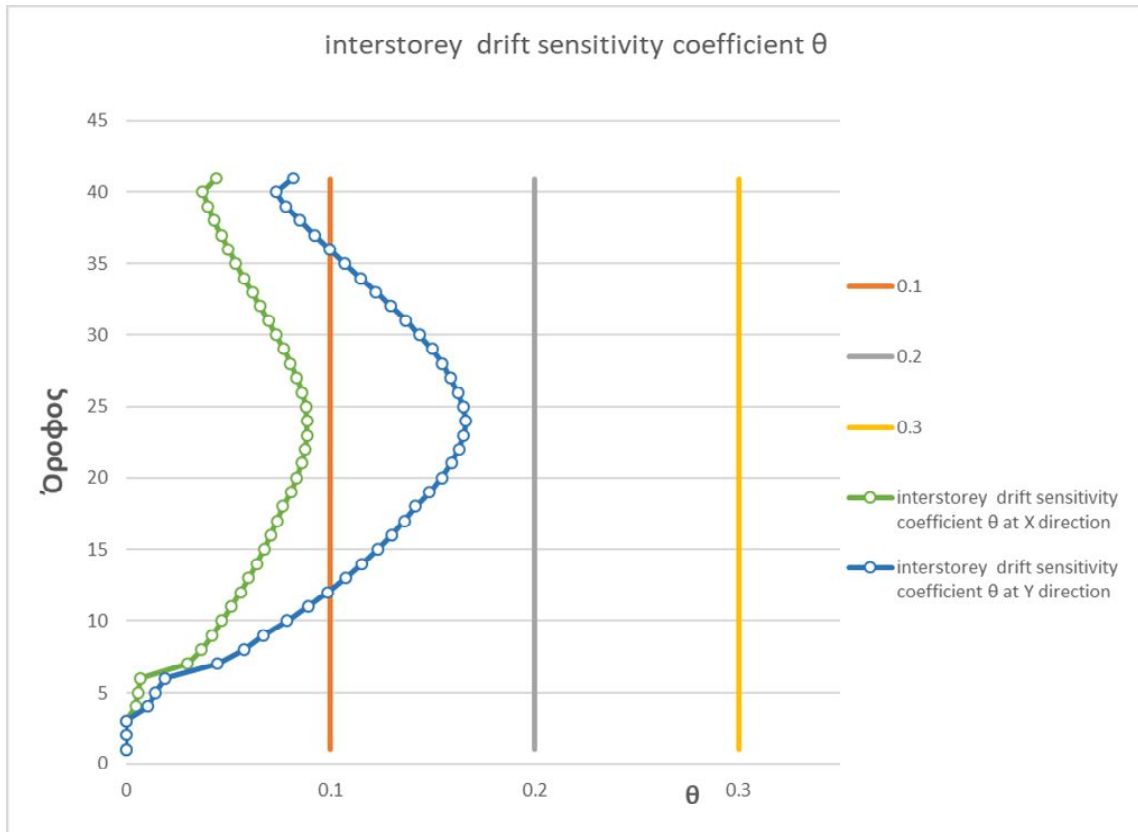
- $\theta$  είναι ο συντελεστής ευαισθησίας μετακίνησης ορόφου
- $P_{tot}$  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων
- $d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου
- $V_{tot}$  είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου
- $h$  είναι το ύψος του ορόφου

Εάν  $0.1 < \theta < 0.2$  , τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με  $a_s = 1/(1-\theta)$ . Η τιμή του συντελεστή  $\theta$  δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0.3 .

Πίνακας 2.10.1 Τιμές ελέγχου φαινομένων δευτέρας τάξης (φαινόμενα P-Δ)

story	Interstory drift x	Interstory drift y	h (m)	P (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	Interstory drift sensitivity coefficient $\theta$ at X direction	Interstory drift sensitivity coefficient $\theta$ at Y direction
41	19.7316	38.0646	3.5	3040.70	390.65	404.02	0.044	0.082
40	19.5210	38.1132	3.5	10988.50	1634.47	1630.49	0.037	0.073
39	19.8558	38.1672	3.5	19196.54	2726.77	2679.24	0.040	0.078
38	19.8558	38.2050	3.5	27404.17	3613.18	3518.55	0.043	0.085
37	19.9206	38.2050	3.5	35612.20	4352.92	4213.76	0.047	0.092
36	19.8828	38.1618	3.5	43829.62	4980.05	4797.72	0.050	0.100
35	19.8936	38.0808	3.5	52047.44	5500.45	5286.60	0.054	0.107
34	19.8126	37.9350	3.5	60264.85	5922.24	5696.41	0.058	0.115
33	19.7586	37.7352	3.5	68490.80	6267.93	6040.17	0.062	0.122
32	19.6128	37.4706	3.5	76716.35	6556.14	6329.93	0.066	0.130
31	19.4940	37.1412	3.5	84942.30	6793.69	6581.05	0.070	0.137
30	19.2780	36.7362	3.5	93175.97	6989.60	6805.81	0.073	0.144
29	19.0836	36.2448	3.5	101410.04	7162.00	7012.62	0.077	0.150
28	18.8082	35.6508	3.5	109643.71	7326.16	7212.04	0.080	0.155
27	18.5490	34.8894	3.5	118269.22	7493.70	7419.98	0.084	0.159
26	18.2304	34.2900	3.5	126894.32	7674.88	7647.69	0.086	0.163
25	17.9226	33.6582	3.5	135519.83	7881.22	7893.23	0.088	0.165
24	17.5068	33.0318	3.5	143775.96	8113.98	8152.26	0.089	0.166
23	17.0694	32.0544	3.5	152032.49	8367.51	8418.11	0.089	0.165
22	16.5456	30.9636	3.5	160288.62	8645.46	8697.16	0.088	0.163
21	15.9948	29.7702	3.5	168554.83	8953.02	8992.13	0.086	0.159
20	15.3630	28.4634	3.5	176820.64	9287.65	9299.63	0.084	0.155
19	14.6826	27.0108	3.5	185086.85	9636.71	9612.93	0.081	0.149
18	13.8564	25.4340	3.5	194235.44	10013.80	9950.93	0.077	0.142
17	13.2732	24.1920	3.5	203384.45	10426.93	10319.47	0.074	0.136
16	12.6468	22.8798	3.5	212533.04	10848.91	10689.33	0.071	0.130
15	11.9934	21.4812	3.5	221688.61	11261.93	11051.01	0.067	0.123
14	11.2860	19.9908	3.5	230843.76	11654.25	11403.72	0.064	0.116
13	10.5354	18.4086	3.5	239999.33	12026.76	11741.72	0.060	0.108
12	9.7308	16.7292	3.5	249162.99	12380.78	12054.00	0.056	0.099
11	8.8722	14.9364	3.5	258327.06	12704.69	12337.76	0.052	0.089
10	7.9650	12.9762	3.5	267490.73	12982.38	12594.01	0.047	0.079
9	7.0416	10.9080	3.5	277265.32	13221.14	12822.99	0.042	0.067
8	6.0642	9.1368	3.5	287039.50	13430.12	13021.24	0.037	0.058
7	4.7790	6.9066	3.5	296814.09	13597.32	13183.55	0.030	0.044
6	1.0962	2.8566	3.5	313399.18	13732.45	13371.34	0.007	0.019
5	0.8370	2.0304	3.5	329984.27	13871.77	13607.78	0.006	0.014
4	0.6426	1.480	3.5	346569.35	13950.11	13756.89	0.005	0.011
3	0.0000	0.0000	3.5	363154.44	20595.02	27977.44	0.000	0.000
2	0.0000	0.0000	3.5	379739.53	10820.89	13304.13	0.000	0.000
1	0.0000	0.0000	3.5	396324.62	3831.53	4630.71	0.000	0.000



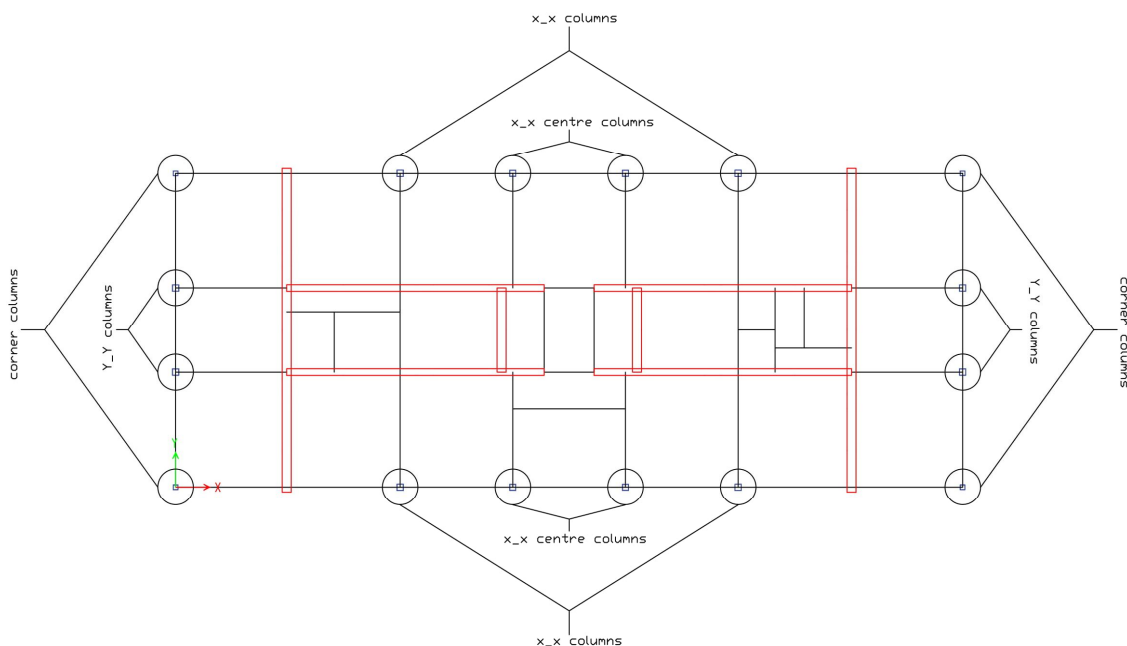


Σχήμα 2.10.1.1 Απεικόνιση των τιμών ελέγχου φαινομένων δευτέρας τάξεως, μαζί με τα όρια του κανονισμού

## 2.11 Τελική διαστασιολόγηση μελών με απαιτήσεις Ευρωκώδικα

### 2.11.1 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

Έχοντας καλύψει πλέον τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 για την στάθμη επιτελεστικότητας "Περιορισμού βλαβών", μέσω του ελέγχου των μετακινήσεων όπως είδαμε στο κεφάλαιο 2.9, μπορούμε να δείξουμε τις τελικές διατομές των περιμετρικών υποστυλωμάτων της κατασκευής. Όπως φαίνεται και στα σχήματα 2.1.2 και 2.1.3 τα περιμετρικά υποστυλώματα είναι κοίλης τετραγωνικής διατομής. Αυτό το είδος διατομής επιλέχθηκε καθαρά για αρχιτεκτονικούς λόγους και όψης, αφού τα υποστυλώματα στο μοντέλο μας δεν έχουν ουσιαστική συμβολή στη παραλαβή των σεισμικών δράσεων, η οποία γίνεται κυρίως από τα τοιχία. Όπως έχουμε αναφέρει νωρίτερα, έχουμε ομαδοποιήσει τις διατομές καθ' ύψος (ανά 3 ορόφους) αλλά και στον ίδιο όροφο, ανάλογα τη θέση τους. Στο σχήμα 2.11.1 φαίνεται η ομαδοποίηση που έχουμε κάνει στα υποστυλώματα ανάλογα με την θέση τους στην κάτοψη της κατασκευής.



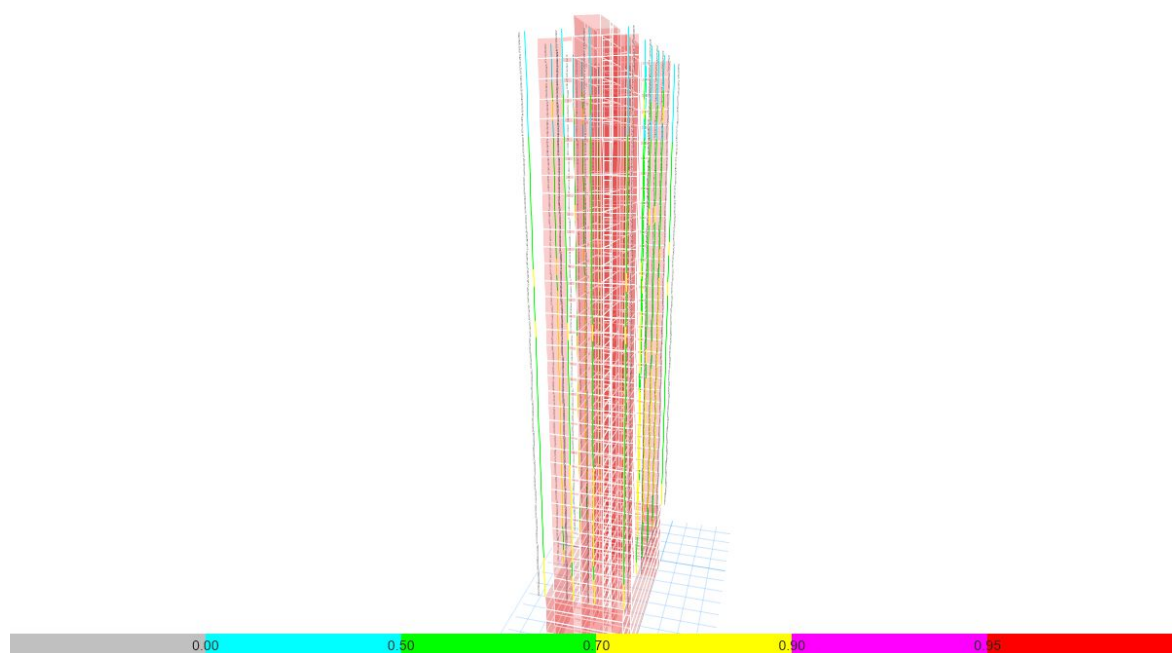
Σχήμα 2.11.1.1 Σχέδιο ομαδοποίησης υποστυλωμάτων στην κάτοψη ορόφου στο προσομοίωμα ανάλυσης του Etabs

Τώρα που μπορούμε να καταλάβουμε την ομαδοποίηση που χρησιμοποιήσαμε για την κατασκευή, παραθέτουμε στον επόμενο πίνακα 2.11.1 τις διατομές των υποστυλωμάτων ανά 3 ορόφους και θέση στην κάτοψη. Η παραπάνω ομαδοποίηση έγινε μετά από αρκετές δοκιμές που κάναμε στο προσομοίωμα κατά τη διάρκεια της ανάλυσης της κατασκευής και τα συγκεκριμένα υποστυλώματα είχαν παρόμοια συμπεριφορά.

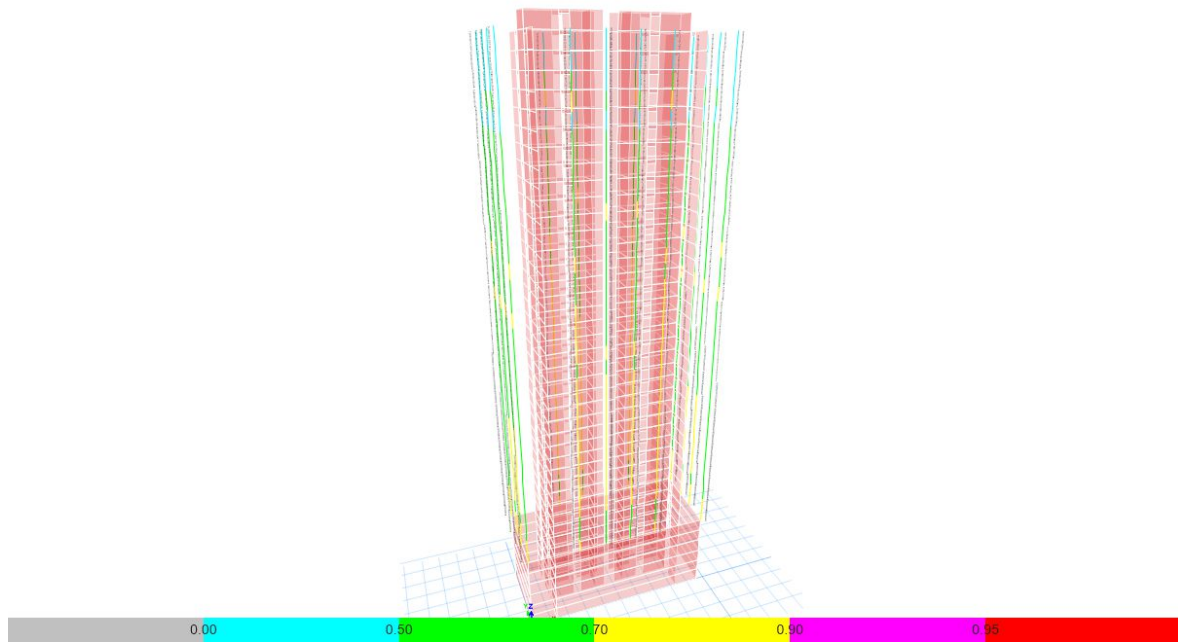
Πίνακας 2.11.1 Πίνακας διατομών ομαδοποιημένων υποστυλωμάτων

stories	Corner columns	X_X columns	X_X centre columns	Y_Y columns
7-9	280X280X20	380X380X35	360X360X30	380X380X25
10-12	280X280X20	360X360X25	340X340X20	380X380X20
13-15	260X260X20	320X320X25	320X320X20	360X360X20
16-18	240X240X20	300X300X25	300X300X20	340X340X20
19-21	220X220X20	280X280X25	280X280X20	320X320X20
22-24	200X200X20	280X280X20	260X260X20	300X300X20
25-27	180X180X16	260X260X20	240X240X20	280X280X16
28-30	160X160X16	220X220X20	200X200X20	240X240X16
31-33	140X140X16	200X200X20	160X160X20	200X200X16
34-36	120X120X16	160X160X20	140X140X16	160X160X16
37-40	120X120X16	120X120X16	120X120X16	120X120X16

Θα παραθέσουμε επίσης δύο σχήματα με την αναλογία της χειρότερης δράσης ως προς την αντοχή των διατομών, για να γίνει αντιληπτό πιο εύκολα μέχρι πιο σημείο έχουμε εξαντλήσει τις αντοχές των διατομών των υποστυλωμάτων της κατασκευής στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.



Σχήμα 2.11.1.2 Χρωματική απεικόνιση αναλογίας δράσεων-αντοχής των υποστυλωμάτων της κατασκευής σε ΟΚΑ

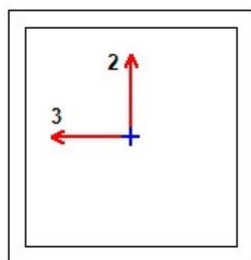


Σχήμα 2.11.1.3 Χρωματική απεικόνιση αναλογίας δράσεων-αντοχής των υποστυλωμάτων της κατασκευής σε ΟΚΑ

Και τέλος θα δούμε και τον έλεγχο που κάνει για να ένα υποστύλωμα, το πρόγραμμα ανάλυσης που χρησιμοποιήσαμε (Etabs), για την χειρότερη δράση (ΟΚΑ). Το συγκεκριμένο υποστύλωμα που θα δούμε βρίσκεται στον 5<sup>ο</sup> όροφο και είναι γωνιακό, τετραγωνικής κοίλης διατομής 280(mm)x280(mm)x20(mm).

## ETABS 2016 Steel Frame Design

### Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)



#### Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type
Story8	C17	420	3500	1574	DStIS6	Column	DCH MRF

#### Element Details (Part 2 of 2)

Section	Classification	Rolled
TUBO280X280X20	Class 1	Yes

#### Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

#### Design Code Parameters

$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$A_n / A_g$	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1.25	1	0.4	0.75	0.95

#### Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>yy</sub> (mm)	W <sub>el,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,y</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>yz</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
208	23570	106.5	1683.6	104	2032	0	35150
I <sub>zz</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>zz</sub> (mm)	W <sub>el,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,z</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )	h (mm)	
23570	106.5	1683.6	104	2032		280	
A <sub>eff</sub> (cm <sup>2</sup> )	e <sub>Ny</sub> (mm)	e <sub>Nz</sub> (mm)	W <sub>ef,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>ef,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )			
208	0	0	1683.6	1683.6			

#### Material Properties

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>u</sub> (MPa)
210000	355	510

#### Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed,yy</sub> (kN-m)	M <sub>Ed,zz</sub> (kN-m)	V <sub>Ed,z</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	T <sub>Ed</sub> (kN-m)
1574	-4997.5954	13.876	2.307	11.149	-1.7828	-0.0005

**Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.61**

$$\text{D/C Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \left[ \chi_y \frac{N_{Rk}}{Y_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} \frac{Y_{M1}}{Y_{M1}} \right] + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \frac{Y_{M1}}{Y_{M1}}$$

$$0.738 = 0.708 + 0.027 + 0.003$$

**Basic Factors**

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr}/i$
Major (y-y)	1	0.899	3148	29.572
Major Braced	1	0.899	3148	29.572
Minor (z-z)	1	0.899	3148	29.572
Minor Braced	1	0.899	3148	29.572
LTB	1	0.899	3148	29.572

**Axial Force Design**

	$N_{Ed}$ Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{b,y,Rd}$ Major kN	$N_{b,z,Rd}$ Minor kN
Axial	-4997.5954	7384	7384	7060.345	7060.345
	$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	$A_n/A_g$ Unitless
	7384	7637.76	1252694.1611	49295.7133	1

**Design Parameters for Axial Design**

	Curve	$\alpha$	$N_{cr}$ (kN)	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{b,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	a	0.21	49295.7156	0.387	0.595	0.956	7060.345
MajorB (y-y)	a	0.21	49295.7156	0.387	0.595	0.956	7060.345
Minor (z-z)	a	0.21	49295.7156	0.387	0.595	0.956	7060.345
MinorB (z-z)	a	0.21	49295.7156	0.387	0.595	0.956	7060.345
Torsional TF	a	0.21	49295.7133	0.387	0.595	0.956	7060.3449

**Moment Designs**

	$M_{Ed}$ Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	13.876	31.4246	721.36	721.36	303.0734	721.36
Minor (z-z)	2.307	5.1131	721.36	721.36	303.0734	

**Moment Designs**

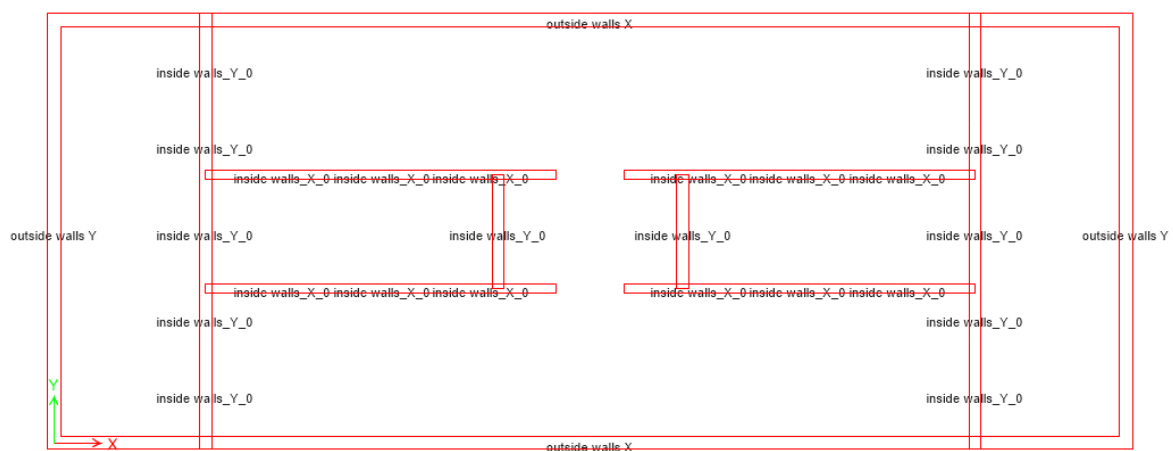
	Section	Flange	Web	$\epsilon$ (Unitless)	$\alpha$ (Unitless)	$\psi$ (Unitless)		
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.814	1	0.354		
	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)	
LTB	d	0.76	0.097	0.466	1	2.051	76717.8341	
		$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
Factors		0.553	0.561	0.553	0.626	0.381	0.376	0.635

**Shear Design**

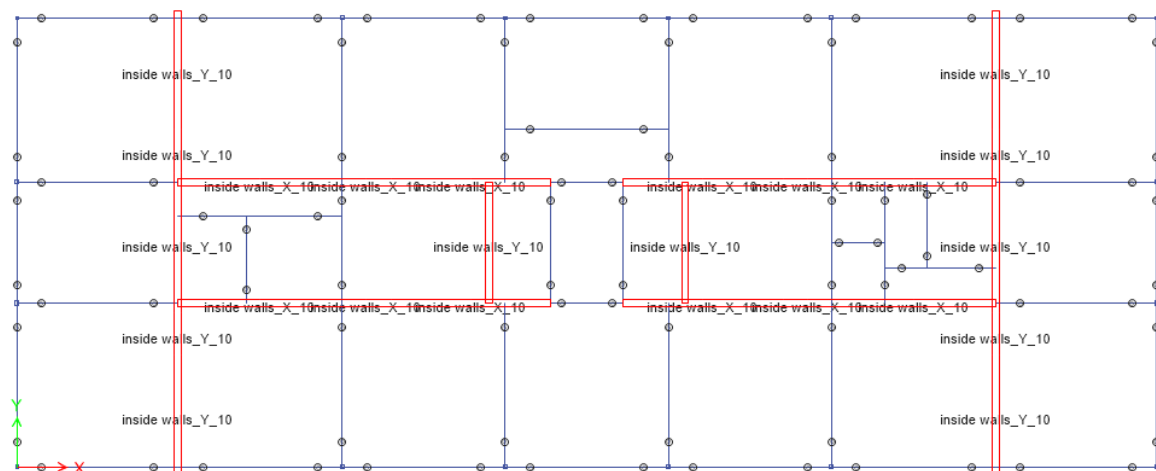
	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	11.149	2131.5762	-0.0005	0.005	OK
Minor (y)	1.7828	2131.5762	-0.0005	0.001	OK

## 2.11.2 Διαστασιολόγηση τοιχίων

Έχοντας καλύψει πλέον τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 για την στάθμη επιτελεσματικότητας 'Περιορισμού βλαβών', μέσω του ελέγχου των μετακινήσεων όπως είδαμε στο κεφάλαιο 2.9 , μπορούμε να δείξουμε τις τελικές διατομές των τοιχίων της κατασκευής. Όπως φαίνεται και στα σχήματα 2.1.2 και 2.1.3 τα τοιχία είναι και προς τις δύο διευθύνσεις, για αυτό τον λόγο ο άξονας πάνω στον οποίο βρίσκονται χρησιμοποιήθηκε στην ομαδοποίηση τους. Η ομαδοποίηση κατά άξονα, των τοιχίων , φαίνεται αναλυτικά στα σχήματα 2.11.4 και 2.11.5. Η ομαδοποίηση καθ' ύψος (ανά 3 ορόφους) ισχύει όπως ακριβώς και στα υποστυλώματα, με την μόνη διαφοροποίηση ότι οι πρώτοι 3 όροφοι είναι ακριβώς ίδιοι με τους τρεις ορόφους υπογείων που έχει η κατασκευή.



Σχήμα 2.11.4 Ομαδοποίηση τοιχίων σε κάτοψη του ισογείου της κατασκευής

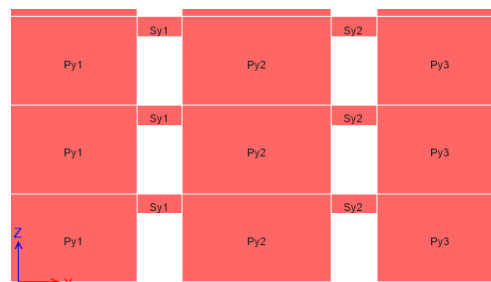


Σχήμα 2.11.5 Ομαδοποίηση τοιχίων σε κάτοψη 31<sup>ου</sup> ορόφου της κατασκευής

Τα τελικά πάχη των τοιχίων μετά την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης του ευρωκώδικα 8, με βάση τις απαιτήσεις για τον Περιορισμό των Βλαβών της κατασκευής, παρατίθενται στον πίνακα 2.11.2.

stories	Inside walls X (mm)	Inside walls Y (mm)	Outside walls X (mm)	Outside walls Y (mm)
1-6	400	550	600	600
7-9	400	550	-	-
10-12	400	400	-	-
13-15	400	400	-	-
16-18	400	400	-	-
19-21	300	300	-	-
22-24	300	300	-	-
25-27	300	300	-	-
28-30	300	300	-	-
31-33	300	300	-	-
34-36	300	300	-	-
37-40	300	300	-	-

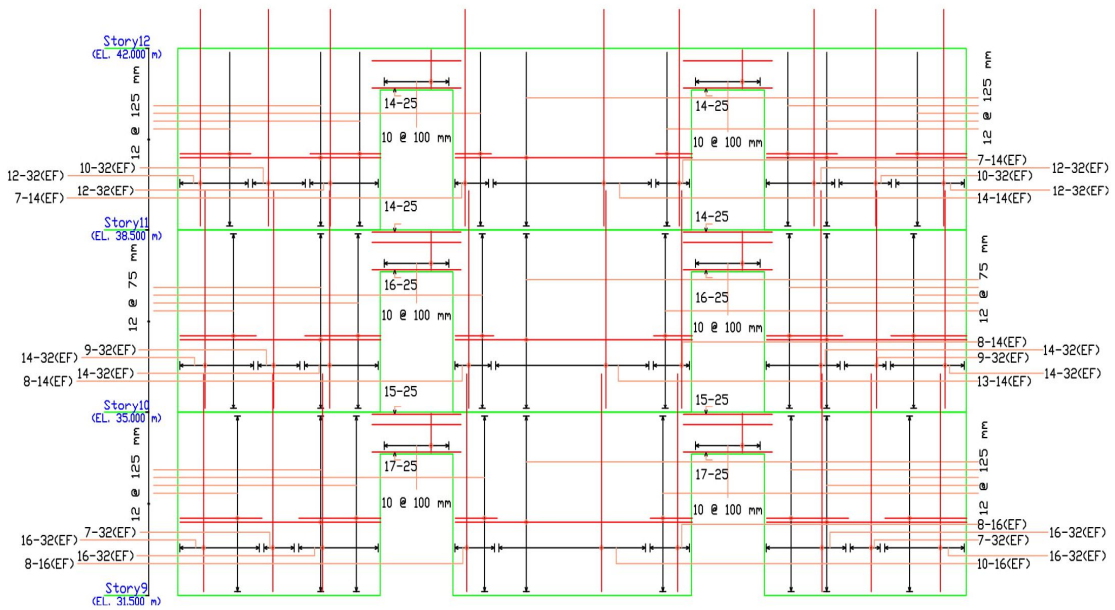
Για να μπορέσουμε να φτάσουμε τις απαιτήσεις του κανονισμού για τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων κατά τη διάρκεια των σεισμικών δράσεων, καταλήξαμε στα συζευγμένα τοιχία όπως τα δείξαμε στο κεφάλαιο 2.2. Στο στατικό προσομοίωμα της κατασκευής για να ξεχωρίσουμε τα τοιχία από τις δοκούς σύζευξης, έπρεπε να καθορίσουμε την λειτουργία τους. Έτσι στις δοκούς σύζευξης, ορίσαμε στην λειτουργία τους να έχουν συμπεριφορά δοκού (αυτό έγινε μέσω μια δυνατότητας που δίνει το Etabs, να χωρίζεις τα τοιχία ανάλογα με την λειτουργία τους σε piers και spandrels. Τα piers τα χρησιμοποιούμε για να καταλάβει το πρόγραμμα ότι θέλουμε λειτουργία τοιχίου και με αυτή την επιλογή κάνει τους αντίστοιχους ελέγχους και οπλισμούς, ενώ με την επιλογή Spandrels το πρόγραμμα προσομοιώνει σαν δοκό σύζευξης το τοιχίο και πραγματοποιεί τους αντίστοιχους ελέγχους και οπλισμούς).



Σχήμα 2.11.6 Παράδειγμα Pier (Py1) – Spandrel (Sy1) labels στο προσομοίωμα της κατασκευής μας



Αφού έχουμε κάνει τον σχεδιασμό των τοιχίων με βάση τον ευρωκώδικα 2, μέσω του προγράμματος ανάλυσης (Etabs) που χρησιμοποιούμε για την παρούσα κατασκευή, ελέγχουμε τα αποτελέσματα για την επάρκεια των τοιχίων αλλά και για τους οπλισμούς αυτών (π.χ. αν χωράνε στις διατομές που έχουμε). Πραγματοποιήσαμε τους παραπάνω ελέγχους για τα τοιχία που έχουν τις δυσμενέστερες φορτίσεις και κατ' επέκταση το μέγιστο ποσοστό οπλισμού. Αυτά ήταν τα τοιχία που βρίσκονται μεταξύ του 3<sup>ου</sup> και του 4<sup>ου</sup> ορόφου (όπως ήταν ανεμενόμενο λόγω της μη ύπαρξης, πάνω από τον 3<sup>ο</sup> όροφο, των εξωτερικών τοιχίων). Οι έλεγχοι ήταν επαρκής και θα παρουσιάσουμε παρακάτω μερικές τομές τοιχίων με τους οπλισμούς τους.

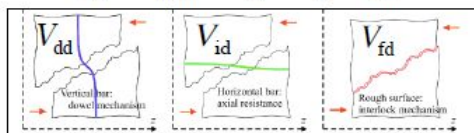


Για την αποφυγή αστοχίας έναντι ολίσθησης στους αρμούς διάστρωσης θα πρέπει να συνεχίζεται ο κατακόρυφος οπλισμός (τουλάχιστον ο ελάχιστος,  $\rho_{min} > 0.025$ ) και να γίνεται έλεγχος με βάση τα παρακάτω:

Έλεγχος αστοχίας λόγω διατμητικής ολίσθησης – **διατάξεις μόνο για DCH (ΚΠΥ)**

Σε πιθανές διεπιφάνειες ολίσθησης **μέσα σε κρίσιμες περιοχές**

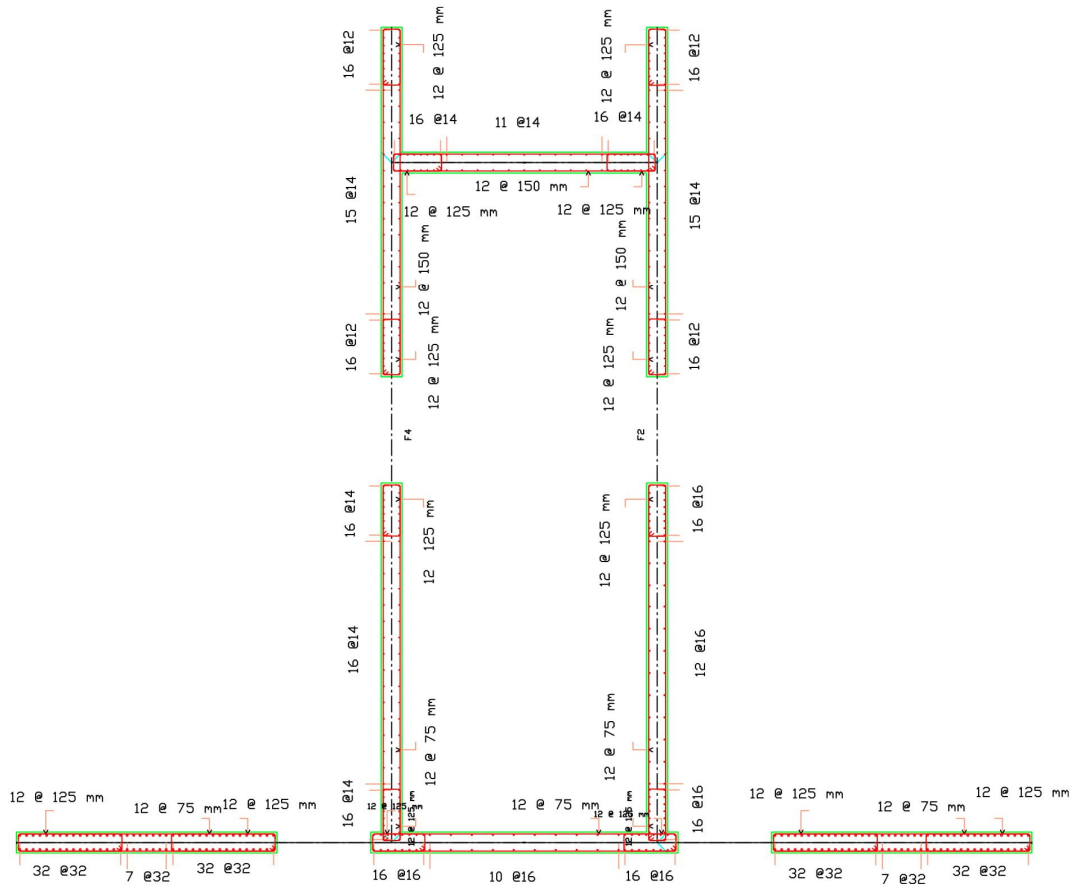
$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$



αντοχή βλήτρου  $V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \end{array} \right.$

Διατμ. αντοχή λοξών ράβδων  $V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \phi$

αντοχή τριβής  $V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_i \cdot [(\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{fd}) \cdot \xi + M_{fd} / z] \\ 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{w0}, \eta = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \end{array} \right. \quad Y$



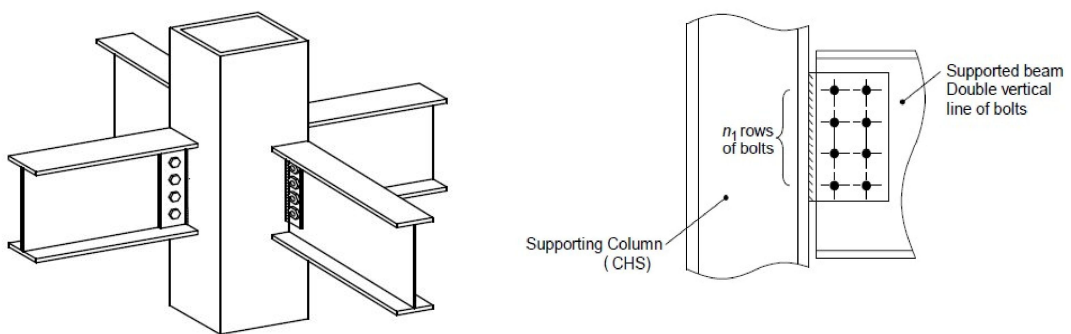
Σχήμα 2.11.8 Σχέδιο οπλισμού τοιχίων

### 2.11.3 Συνδέσεις μελών

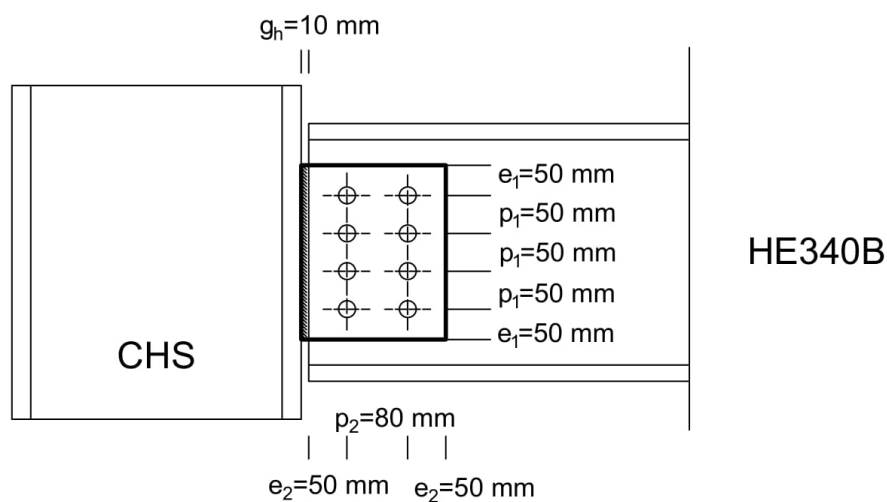
Οι συνδέσεις που θα έχουμε στην κατασκευή μας θα πρέπει να εξασφαλίζουν την μεταφορά των τεμνουσών δυνάμεων των δοκών στα υποστυλώματα και στα τοιχία αντίστοιχα. Όπως εξηγήσαμε και στο στατικό σύστημα του κτιρίου(κεφ2.2), οι δοκοί μας είναι αμφιαρθρωτοί και δεν μεταφέρουν ροπές στα υποστυλώματα και τα τοιχία, επομένως οι συνδέσεις θα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις για την μεταφορά της τέμνουσας.

Τέμνουσα σχεδιασμού  $V_{ed} = 250\text{KN}$

- Σύνδεση δοκών-υποστυλωμάτων:



Η πλάκα που διαλέγουμε έχει διαστάσεις 230(mm)x180(mm) και δύο σειρές κοχλίων M20,8.8 διαμέτρου 20mm. Στο σχήμα 2.11.3.1 φαίνεται η τομή με ένα υποστυλώμα και οι επιμέρους διαστάσεις.



Σχήμα 2.11.3.1 Τομή σύνδεσης υποστυλώματος με δοκό

Έλεγχος σύνδεσης:

1. Έλεγχος διάτμησης κοχλίων:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{nF_{v,Rd}}{\sqrt{(1+\alpha n)^2 + (\beta n)^2}} = 421.61 \text{ KN} \quad (2.9)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 120.57 \text{ KN} \quad (2.10)$$

2. Έλεγχος διάτμησης σύνθλιψης άντυγας:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{n}{\sqrt{\left(\frac{1+\alpha n}{F_{b,ver,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\beta n}{F_{b,hor,Rd}}\right)^2}} = 411.95 \text{ KN} \quad (2.11)$$

$F_{b,Rd}$  is the bearing resistance of a single bolt defined as:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,p} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

$F_{b,ver,Rd}$  is the vertical bearing resistance of a single bolt on the fin plate

$F_{b,hor,Rd}$  is the horizontal bearing resistance of a single bolt on the fin plate

### 3. Έλεγχος διάτμησης πλάκας:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$$

$V_{Rd,min}$  is the shear resistance of the fin plate, calculated as the smaller of the gross section shear resistance  $V_{Rd,g}$ , net section shear resistance,  $V_{Rd,n}$  and block shear resistance,  $V_{Rd,b}$ .

#### Fin plate in shear: gross section

$$V_{Rd,g} = \frac{h_p t_p}{1.27 \sqrt{3} \gamma_{M0}} f_{y,p} = 287.54 \text{ KN} \quad (2.12)$$

The coefficient 1.27 takes into account the reduction in the shear resistance of the cross section due to the nominal moment in the connection.

#### Fin plate in shear: net section

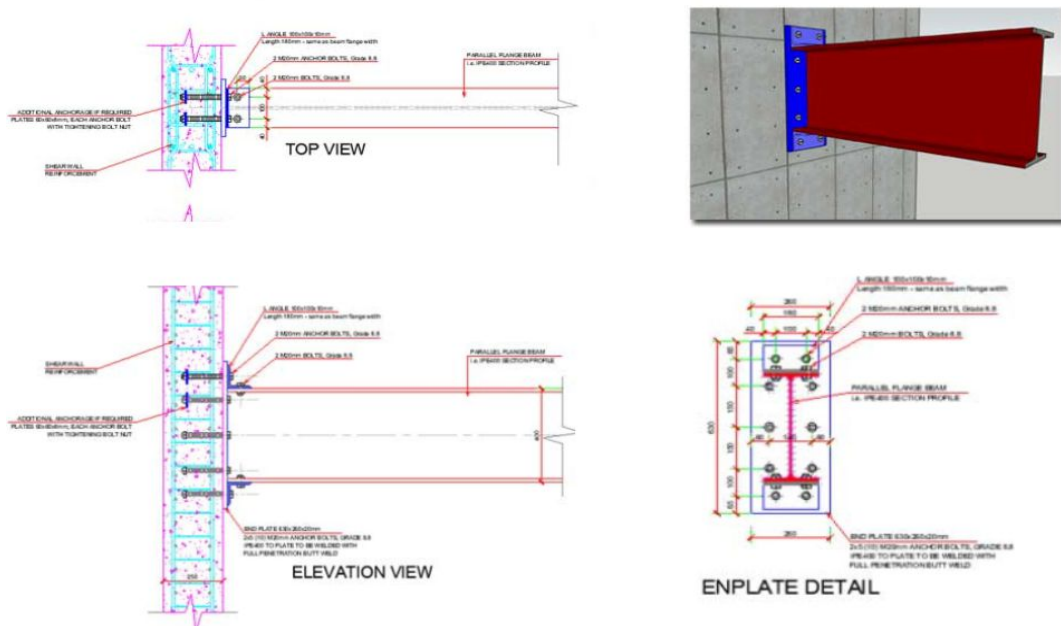
$$V_{Rd,n} = A_{v,net} \frac{f_{u,p}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}} = 32048 \text{ KN} \quad (2.13)$$

#### Fin plate in shear: block shear

$$V_{Rd,b} = \frac{0.5 f_{u,p} A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{y,p} A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 369.00 \text{ KN} \quad (2.14)$$

- Σύνδεση δοκών-τοιχιών:

Δεν θα κάνουμε αναλυτικά την σύνδεση αυτή στη συγκεκριμένη εργασία αλλά θα δείξουμε μια εικόνα για την κατανόηση της.



Σχήμα 2.11.3.2 Σχέδιο σύνδεσης τοιχίου - δοκού

Η σύνδεση τοιχίου – δοκού γίνεται μέσω μιας μεταλλικής πλάκας που αγκυρώνεται στο τοίχιο. Στο σχήμα 2.11.3.2 φαίνονται σε κάτοψη και όψη τα 6 αγκύρια που έχουν χρησιμοποιηθεί για την στήριξη της μεταλλικής πλάκας στο εξωτερικό του τοιχίου, πάνω στην οποία θα έρθει η δοκός και θα ενωθεί με δύο γωνιακά ελάσματα στο άνω και στο κάτω πέλμα της.

### 3 Συμπεράσματα

Ο σχεδιασμός της κατασκευής μας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, είχε αρκετές δυσκολίες και αλλαγές κατά τη διάρκεια του. Το στατικό σύστημα που επιλέξαμε αρχικά, με ανεξάρτητα τοιχία, μας έδωσε ικανοποιητικά αποτελέσματα σε σχέση με την παραλαβή των δράσεων σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Όταν όμως έγινε ο έλεγχος για τον περιορισμό βλαβών της αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας που ορίζει ο Ευρωκώδικας για την κατασκευή μας, οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων κατά τη διάρκεια των σεισμικών δράσεων ήταν πολύ μεγαλύτερες από τις επιτρεπόμενες. Έτσι αναγκαστήκαμε να αλλάξουμε το στατικό μας σύστημα και να κάνουμε εξαρχής όλη την διαδικασία του σχεδιασμού. Έπειτα, με τα συζευμένα τοιχία και στις δύο διευθύνσεις, η κατασκευή μας επαρκούσε στους ελέγχους για την απαίτηση σε περιορισμό βλαβών, που ουσιαστικά είναι βάση με την οποία διαστασιολογούνται τα μέλη της κατασκευής (εκτός των βαρυντικών που δεν παραλαμβάνουν οριζόντιες φορτίσεις). Επομένως ο κρίσιμος έλεγχος με τον οποίο διαστασιολογείται η κατασκευή είναι ο έλεγχος Περιορισμού βλαβών και κατ'επέκταση ο έλεγχος των φαινομένων δευτέρας τάξεων (φαινόμενα P-Δ). Επειδή και οι δύο αυτοί έλεγχοι σχετίζονται άμεσα με τις οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, που προκαλούνται από τα οριζόντια φορτία (σεισμός, άνεμος) που δέχεται η κατασκευή, εξετάσαμε βάση των αποτελεσμάτων, ποια ήταν η κρίσιμη φόρτιση (δηλαδή εκείνη που έδωσε τις μεγαλύτερες οριζόντιες μετακινήσεις). Οι σεισμικές δράσεις ήταν εκείνες που ήταν κρίσιμες και στις δύο διευθύνσεις για το συγκεκριμένο κτίριο, στην περιοχή που βρίσκεται. Αυτό μπορούσαμε να το υποθέσουμε λόγω της σεισμικότητας της περιοχής ( $a_g=0.25g$ ) αλλά δεν ήταν βέβαιο σε καμία περίπτωση εξαρχής, γιατί το ύψος του κτιρίου σε συνδυασμό με τον άνεμο ( $V_b=30m/s$ ) έδωσε αρκετά μεγάλες οριζόντιες μετατοπίσεις, ειδικά κατά την μικρή διεύθυνση του κτιρίου. Άρα το μόνο που μπορούμε να συμπεράνουμε με βάση την παρούσα εργασία είναι ότι δεν μπορούμε να γνωρίζουμε με βεβαιότητα εξαρχής την κρίσιμη οριζόντια δράση και θα χρειαστούν αρκετές δοκιμές για την τελική διαστασιολόγηση του κτιρίου με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του ευρωκώδικα 8.

## 4 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Aslani H., Miranda E. (2005). “Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings.” Report No. 157, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
5. Bazzurro P., and Luco N. (2007). “Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses?” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1813–1835.
6. Celarec D., Vamvatsikos D., Dolsek M. (2011). “Simplified estimation of seismic risk for buildings with consideration of the structural ageing process.” In: Dolsek M. (ed), *Protection of Built Environment Against Earthquakes*. Springer: Dordrecht.
7. Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R.O., Foutch D.A. (2002). “The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines.” *ASCE Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526–533.
8. CUNY (2012). “Avoiding and detecting plagiarism.” The City University of New York, New York, NY, [http://www.gc.cuny.edu/CUNY\\_GC/media/CUNY-Graduate-Center/PDF/Policies/General/AvoidingPlagiarism.pdf](http://www.gc.cuny.edu/CUNY_GC/media/CUNY-Graduate-Center/PDF/Policies/General/AvoidingPlagiarism.pdf).
9. De Luca F., Vamvatsikos D., Iervolino I. (2011). “Near-optimal bilinear fit of capacity curves for equivalent SDOF analysis.” *Proceedings of the COMPDYN2011 Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece.
10. Dolsek M. (2009). “Incremental dynamic analysis with consideration of modelling uncertainties.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(6), 805–825.
11. Dolsek M., Fajfar, P. (2008). “The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame – A probabilistic assessment.” *Engineering Structures*, 30(11), 3186–3192.
12. Haselton C.B. (2006). “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
13. Jalayer F. (2003). “Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
14. Jalayer F., Cornell, C.A. (2009). “Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(8), 951–1052.
15. Liel A.B., Haselton C.B., Deierlein G.G., Baker J.W. (2009). “Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings.” *Structural Safety*, 31(2), 197–211.
16. Luco N., Cornell C.A. (2007). “Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions.” *Earthquake Spectra*, 23(2), 357–392



17. McKenna F., Fenves G.L., Scott M.H. (2000). "Open system for earthquake engineering simulation", Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://opensees.berkeley.edu> [01/10/2016].
18. NIST (2010). "Applicability of Nonlinear Multiple-Degree-of-Freedom Modeling for Design." Report No NIST GCR 10-917-9, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
19. PEER (2005). "PEER NGA Database." Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://peer.berkeley.edu/nga/> [22/10/2016].
20. SAC Joint Venture (2000a). "Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings." Report No. FEMA-350, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
21. SAC Joint Venture (2000b). "Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings." Report No. FEMA-351, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
22. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). "Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
23. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). "Applied Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
24. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). "Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 141–163.