



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός σύμμικτου κτιρίου ύψους 260 m με ικανότητα εκμετάλλευσης αιολικής ενέργειας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Θεόδωρος Χ. Μούρτης

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Μάρτιος 2014

ΕΜΚ ΔΕ 2014 3

Μούρτης Θ. Χ. (2014).
Σχεδιασμός σύμμικτου κτιρίου ύψους 260 m με ικανότητα εκμετάλλευσης αιολικής
ενέργειας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2014 3
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Mourtis T. C. (2014).
Design of a 260 m height composite building with the ability to exploit wind power
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2014 3
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Γενικά – Ιστορική Αναδρομή	6
1.2 Στατικά Συστήματα Ουρανοξυστών	11
1.3 Ανεμογεννήτριες Οριζόντιου και Κάθετου Άξονα	14
1.4 Τύποι ανεμογεννητριών κάθετου άξονα	16
1.5 Προγράμματα που χρησιμοποιήθηκαν	18
2 Αρχιτεκτονική Μελέτη	21
2.1 Τεχνική περιγραφή	21
2.2 Σχεδιασμός	22
2.3 Ανάλυση Λειτουργικότητας	26
2.3.1 Ανάλυση χώρου γραφείων	27
2.3.2 Ανάλυση συστήματος ανελκυστήρων	28
2.3.3 Ανάλυση χώρων πυρήνα	29
2.4 Τυπικές Κατόψεις, Διαγράμματα Κίνησης, Όψη, Τομή	30
3 Στατικό μοντέλο	37
3.1 Γενικά Στοιχεία	37
3.2 Υλικά Κατασκευής	44
3.2.1 Χάλυβας	44
3.2.2 Σκυρόδεμα	45
4 Φορτία / Δράσεις	47
4.1 Γενικά Στοιχεία	47
4.2 Μόνιμα Φορτία	47
4.3 Κινητά Φορτία	48
4.4 Φορτία Ανέμου	51
4.4.1 Γενικά	51
4.4.2 Υπολογισμός των δράσεων του ανέμου	53
4.5 Σεισμικά Φορτία	63
4.5.1 Γενικά	63
4.5.2 Σεισμικά φορτία κατασκευής	68
4.6 Σύγκριση Οριζόντιων Δυνάμεων	71
4.7 Συνδυασμοί Δράσεων	72
4.7.1 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας	73
4.7.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	73
5 Ανάλυση, Έλεγχος και Διαστασιολόγηση	74
5.1 Γενικά Στοιχεία	74
5.2 Αποτελέσματα Ανάλυσης – Εντατικά Μεγέθη	74
5.3 Έλεγχοι Δομικών Στοιχείων	80
5.3.1 Έλεγχος έναντι εφελκυσμού	80
5.3.2 Έλεγχος έναντι θλίψης	81
5.3.3 Έλεγχος έναντι μονοαξονικής κάμψης	81
5.3.4 Έλεγχος έναντι τέμνουσας	82
5.3.5 Έλεγχος διαμήκους διάτμησης	82

5.3.6 Έλεγχος έναντι στρέψης.....	82
5.3.7 Έλεγχος έναντι σύνθετων καταπονήσεων.....	82
5.3.8 Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού.....	83
5.3.9 Έλεγχος έναντι στρεπτικού λυγισμού.....	83
5.3.10 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.....	84
5.4 Διαστασιολόγηση και Τελικός Έλεγχος Στοιχείων της Κατασκευής.....	85
6 Συμπεράσματα.....	96
7 Βιβλιογραφία.....	98
Παράρτημα Α. Χάρτες Διατομών.....	99
Παράρτημα Β. Τελικές Διατομές.....	101

Σχεδιασμός σύμμικτου κτιρίου ύψους 260 m με ικανότητα εκμετάλλευσης αιολικής ενέργειας

Μούρτης Θ. Χ. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός ενός σύμμικτου κτιρίου μεγάλου ύψους το οποίο θα έχει τη δυνατότητα ενεργειακής αυτονομίας, μέσω εκμετάλλευσης της αιολικής ενέργειας. Το συγκεκριμένο κτίριο καλύπτει τις ανάγκες γραφείων και αποτελείται από 84 επίπεδα εκ των οποίων τα 50 είναι προσβάσιμα ενώ τα υπόλοιπα 34 χρησιμοποιούνται από μεγάλης κλίμακας ανεμογεννήτριες κάθετου άξονα.

Ο σχεδιασμός στηρίχτηκε στη λογική της μετατροπής των μειονεκτημάτων ενός ψηλού κτιρίου σε προτερήματα, καθώς και στη βέλτιστη λειτουργικότητα. Από την άλλη, η επιλογή του στατικού συστήματος έγινε με ιδιαίτερη προσοχή και ύστερα από την εξέταση διαφόρων εναλλακτικών λύσεων. Κύριο μέλημα αυτής ήταν η εξασφάλιση των κριτηρίων αντοχής και λειτουργικότητας λαμβάνοντας υπόψη όλους τους περιορισμούς που προέκυπταν από την αρχιτεκτονική μελέτη και από τη λειτουργία των ανεμογεννητριών.

Κυρίαρχο ζήτημα αυτής της εργασίας από την αρχή του σχεδιασμού μέχρι την τελική ανάλυση ήταν ο υπολογισμός και η αντιμετώπιση των δράσεων του ανέμου. Για το λόγο αυτό έγιναν λεπτομερείς δυναμικές αναλύσεις με τρισδιάστατα ψηφιακά προσομοιώματα και ειδικά λογισμικά, εξετάζοντας πολλές παραμέτρους όπως η μορφή του μοντέλου, η ταχύτητα του ανέμου αλλά και η διεύθυνσή του.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με βάση τις αρχές που επιβάλλουν οι Ευρωκώδικες (Ευρωκώδικας 1, 3, 4 και 8), χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης Scia Engineer 2012. Η τελική επιλογή των δομικών στοιχείων έγινε με σκοπό τη δημιουργία ενός κτιρίου το οποίο θα είναι ασφαλές, λειτουργικό και οικονομικό. Αναλυτικότερα η δομή της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η εξής:

Στο *πρώτο κεφάλαιο* γίνεται μια εισαγωγική αναφορά στην ιστορική αναδρομή του χάλυβα και των ουρανοξυστών, ενώ περιγράφονται συνοπτικά τα διάφορα στατικά συστήματα που χρησιμοποιούνται σε αυτούς. Επιπλέον παρουσιάζονται οι ανεμογεννήτριες κάθετου άξονα και αναφέρονται τα προγράμματα που χρησιμοποιήθηκαν για τη εκπόνηση αυτής της εργασίας.

Στο *δεύτερο κεφάλαιο* αναλύεται η αρχιτεκτονική μελέτη του κτιρίου, η οποία περιλαμβάνει την τεχνική περιγραφή, την λογική σχεδιασμού και τα σχετικά σχέδια.

Στο *τρίτο κεφάλαιο* γίνεται περιγραφή του στατικού συστήματος που επιλέχθηκε καθώς και των υλικών που χρησιμοποιούνται.

Στο *τέταρτο κεφάλαιο* υπολογίζονται όλες οι δράσεις και οι συνδυασμοί τους, με ιδιαίτερη έμφαση σε αυτές του ανέμου και του σεισμού, οι οποίες συγκρίνονται ως κρισιμότερες.

Στο *πέμπτο κεφάλαιο* παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης της κατασκευής, οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται και οι τελικές διατομές που προκύπτουν από τη διαστασιολόγηση.

Τέλος, στο *έκτο κεφάλαιο* αναφέρονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από αυτή την εργασία με το βασικότερο από αυτά να είναι η σημασία της δράσης του ανέμου στα ψηλά κτήρια, καθώς και η σημασία αντιμετώπισης αυτού και όλων των άλλων πιθανών προβλημάτων με δημιουργικότητα.

Design of a 260 m height composite building with the ability to exploit wind power

Mourtis T. C. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The subject of this thesis is the design and study of a tall composite building which is energy self-sufficient, using wind power. This is an office building of 84 levels, 50 of which are usable floors and 34 that are used by big vertical axis wind turbines.

The design procedure is based on best serviceability and the idea of turning a tall building's disadvantages into benefits. On the other hand, the choice of the most appropriate structural system was done carefully after examining several options. The main purpose of this choice was to satisfy the criteria of the ultimate and serviceability limit states, taking into consideration the architectural and wind turbines' limitations.

One of the major issues of this dissertation, from the beginning of designing until the last analysis, was to determine and confront the wind loads. For this reason, several dynamic analyses were performed using digital 3D models and fluid simulations, examining different variables like the model's form and the wind speed or direction.

The structural analysis and all the checks were based on Eurocodes (Eurocode 1, 3, 4 and 8), using Scia Engineer 2012, a structural analysis and design software. The final choice of the cross sections and the structural components was made to create a safe, functional and economic building. The following chapters describe the process of this study.

In chapter one, an introduction is made about the evolution of steel and skyscrapers, while the different structural systems used in tall buildings are described. Furthermore, the vertical axis wind turbines are discussed and the software used in the course of this study is presented.

In chapter two, the buildings architectural design is reviewed, which includes the technical specifications, the serviceability analysis and all the relative designs.

In chapter three, the chosen structural system is described as well as the materials being used.

In chapter four, all the actions and their combinations are calculated, emphasizing on wind and seismic forces, which are then compared as the most critical.

In chapter five, the static and dynamic analysis results, the checks made and the final cross sections are displayed.

Finally, in chapter six, the conclusions of this thesis are discussed, the most important of which is the significance of wind forces on tall buildings, as much as the significance of dealing with this and all the other possible issues with creativity.

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Ι. Βάγια για την επιστημονική του καθοδήγηση, την υπομονή του και την υποστήριξή του καθ' όλη την διάρκεια της εκπόνησης αυτής της διπλωματικής εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον συμφοιτητή και φίλο Σ. Κυριακίδη για την συνεργασία και την πολύτιμη συνεισφορά του στην ολοκλήρωση της αρχιτεκτονικής μελέτης.

Τέλος, ευχαριστώ την οικογένειά μου για τη συνεχή συμπαράσταση και υποστήριξη σε όλη τη διάρκεια των σχολικών και φοιτητικών μου χρόνων, καθώς και όλους τους φίλους για την ανοχή και κατανόηση που επέδειξαν.

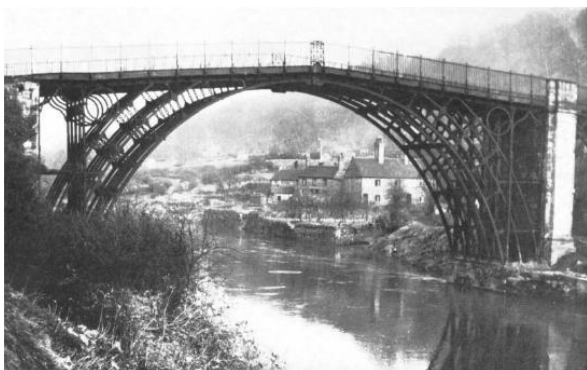
Θ. Μούρτης

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά – Ιστορική Αναδρομή

Ο σίδηρος, πέρα το γεγονός ότι αποτελεί γνωστό υλικό από τους προϊστορικούς χρόνους, άρχισε να χρησιμοποιείται ευρέως και ουσιαστικά σε έργα πολιτικού μηχανικού πολύ πρόσφατα. Πιο συγκεκριμένα, τα τελευταία 200 χρόνια ο σίδηρος από υλικό δευτερεύουσας σημασίας, που χρησιμοποιούνταν είτε για την κατασκευή συνδέσεων είτε ως στοιχείο δευτερευουσών κατασκευών (π.χ. κιγκλιδώματα, διακοσμητικά στοιχεία κ.α.) μετατράπηκε σε ένα από τα πιο χρήσιμα δομικά υλικά και από τότε η εξέλιξη της χρήσης του είναι ραγδαία.

Η εξέλιξη της επεξεργασίας του σιδήρου κατά τον 18 αιώνα, η ανάγκη κάλυψης μεγαλύτερων ανοιγμάτων στη γεφυροποιία και τις βιομηχανικές κατασκευές, και η απαίτηση όλο και μεγαλύτερου ύψους στα κτίρια υπαγόρευσαν την όλο και πιο έντονη χρήση του χάλυβα. Οι πρώτες σιδηρές γέφυρες και τα πρώτα σιδηρά βιομηχανικά κτίρια εμφανίστηκαν στην Αγγλία του 18-19^{ου} αιώνα, κατά τη βιομηχανική επανάσταση, όπου ξεκίνησε και η μαζικότερη παραγωγή χάλυβα. Αντίθετα η πρώτη χρήση του σε κτίρια έγινε στους ουρανοξύστες του Σικάγο της Αμερικής κατά τον 20^ο αιώνα. Τα πρώτα σημαντικά παραδείγματα είναι η γέφυρα Coalbrookdale, ανοίγματος 33m (Αγγλία 1779), το Chocolate Factory στο Menier (Παρίσι 1871) και ο πρώτος ουρανοξύστης 20 ορόφων από μεταλλικό σκελετό (Σικάγο 1885).



Εικόνα 1.1: Coalbrookdale Bridge (Αγγλία 1779) Εικόνα 1.2: Chocolate Factory(Παρίσι 1889)



Εικόνα 1.3: Ο πρώτος ουρανοξύστης (Σικάγο 1885)

Από το 1840 άρχισε να αντικαθιστάται ο χυτοσίδηρος με από τον πολτοπαγή σίδηρο, με την εμφάνιση του οποίου ξεκίνησε και η μεγάλη παραγωγή ελατών διατομών. Στη συνέχεια, με την ανάπτυξη διαφόρων μεθόδων επιτεύχθηκε η μετατροπή του ακατέργαστου σιδήρου σε ρευστοπαγή χάλυβα, το γνωστό σε όλους μας δομικό χάλυβα, ο οποίος μέχρι το 1890 είχε αντικαταστήσει πλήρως τον πολτοπαγή σίδηρο. Άρχισαν έτσι να εμφανίζονται όλο και περισσότερες κατασκευές που αποτελούνται εξ ολοκλήρου από μεταλλικά στοιχεία οι οποίες κάνουν και τα πρώτα ρεκόρ χρόνου ανέγερσης. Σιγά σιγά παραγκωνίζεται ο ρόλος της τοιχοποιίας ως πλευρικός υποστηρικτής και εισάγονται πλαισιακοί φορείς με άκαμπτα πλαίσια και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Παράδειγμα της ανάπτυξης των μεταλλικών κατασκευών της εποχής αποτελεί ο Πύργος του Eiffel στο Παρίσι το 1889, ύψους 300 m και 75 ορόφων.



Εικόνα 1.4α και 1.4β: Eiffel Tower (1889)

Στα τέλη του 19ου αιώνα η τεράστια συσσώρευση πληθυσμών στα μεγάλα αστικά κέντρα, η υπέρμετρη αξία της τιμής των οικοπέδων αλλά και η δημιουργία των πρώτων κολοσσιαίων πολυεθνικών εταιριών οδήγησε στην κατασκευή των ουρανοξυστών. Με λίκνο τις Η.Π.Α και πρώτο το Σικάγο ξεκίνησε η κατασκευή όλο και υψηλότερων κτιρίων η οποία συνεχίζεται μέχρι σήμερα με πρωτοπόρους πλέον τις χώρες της κεντρικής και ανατολικής Ασίας (Κίνα, Ταϊβάν, Ιαπωνία κλπ.) και των Αραβικών Εμιράτων (Ντουμπάι, Άμπου Ντάμπι).

Τα σημαντικότερα σύγχρονα δείγματα ουρανοξυστών αποτελούν το Empire State Building (442,9m) στη Νέα Υόρκη το οποίο υπήρξε το ψηλότερο κτίριο της γης για 41 ολόκληρα χρόνια, ο Taipei 101 (508m) στην Ταϊβάν που ήταν το ψηλότερο κτίριο μέχρι το 2010 και το τρίτο σήμερα, οι Petronas Towers (451,9m) οι οποίοι είναι οι ψηλότεροι δίδυμοι πύργοι στον κόσμο και μάλιστα με την ψηλότερη γέφυρα σύνδεσης που τα ενώνει, και τέλος το Burj Khalifa (829m) ο οποίος αποτελεί την ψηλότερη κατασκευή στον κόσμο μέχρι σήμερα, ολοκληρώθηκε το 2010 και για την κατασκευή του χρησιμοποιήθηκαν πάνω από 330.000 κυβικά μέτρα σκυροδέματος και 31.400 μετρικοί τόνοι χάλυβα, ενώ για τα θεμέλια μόνο χρησιμοποιήθηκαν 45.000 κυβικά μέτρα σκυροδέματος.



Εικόνα 1.5: Empire State Building (1931)



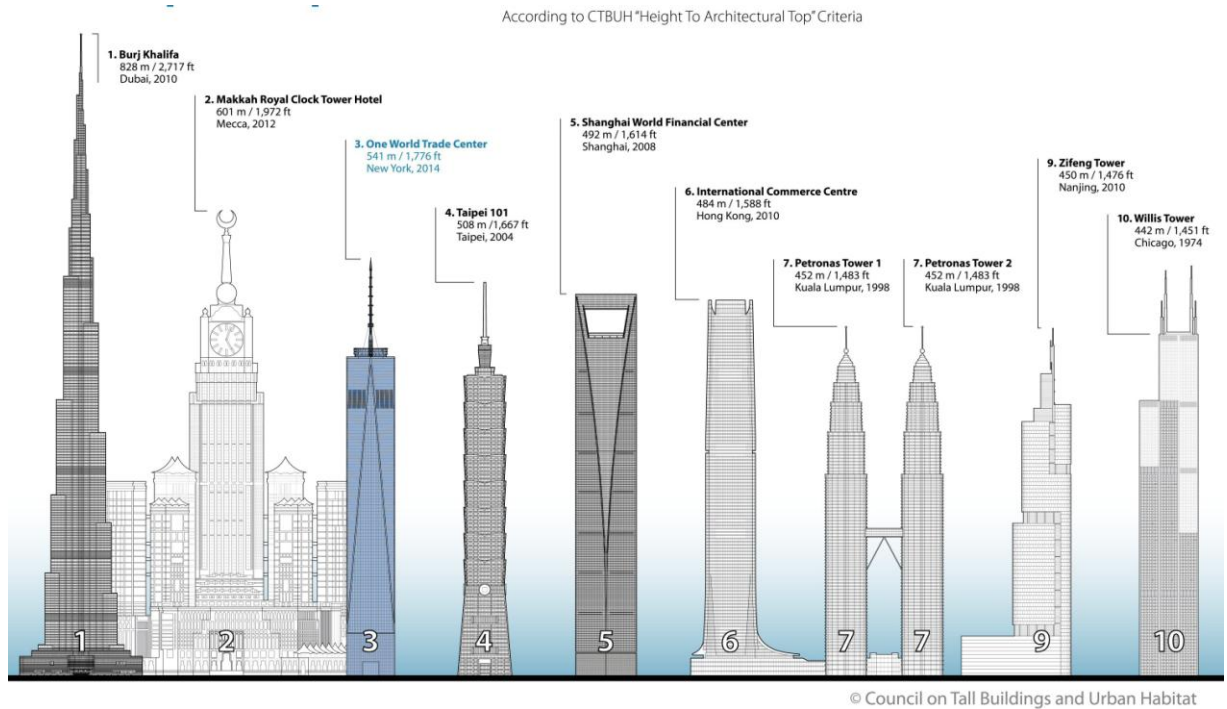
Εικόνα 1.6: Taipei 101 (2004)



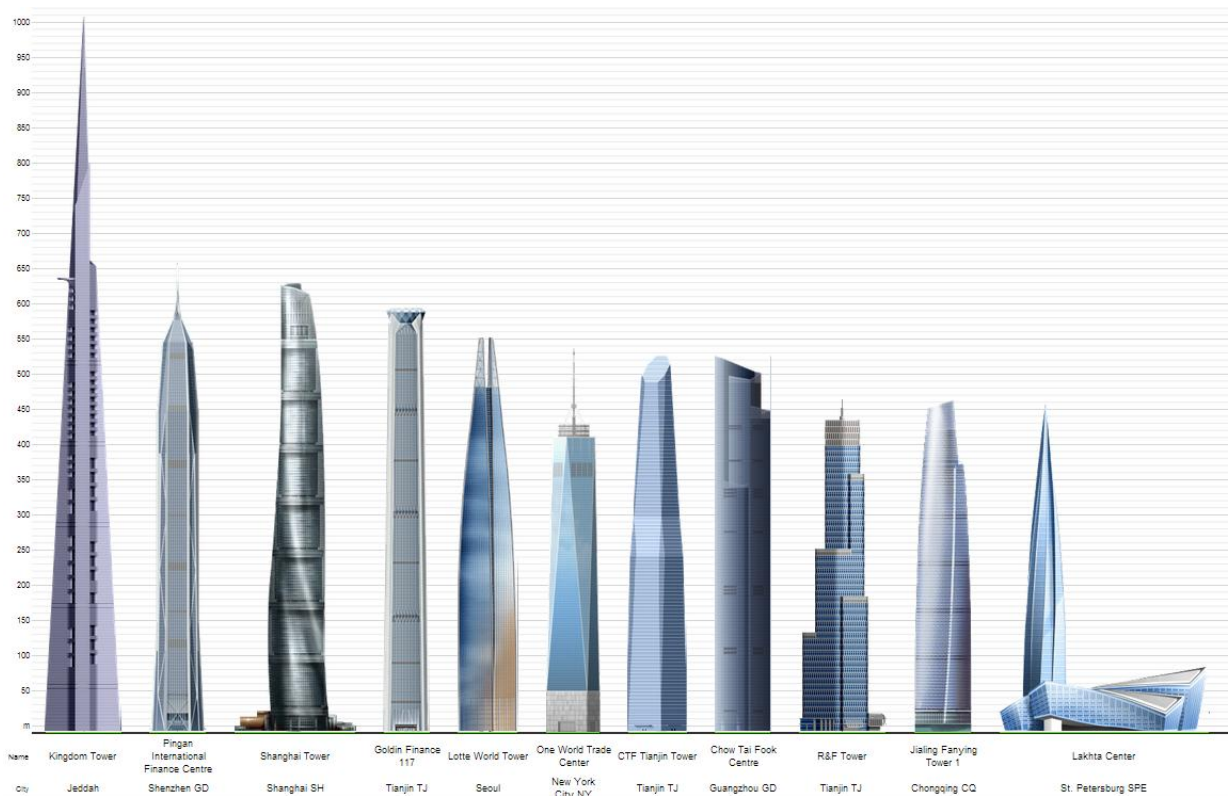
Εικόνα 1.7: Petronas Towers (1998)



Εικόνα 1.8: Burj Khalifa (2010)



Εικόνα 1.9: Ψηλότερα κτίρια για το 2014



Εικόνα 1.10: Ψηλότερα κτίρια σε φάση κατασκευής το 2014

Όπως είναι φυσικό και αναμενόμενο η λίστα των ψηλότερων κτηρίων (Εικόνες 1.9 και 1.10) αλλάζει συνεχώς τόσο στην κορυφή της όσο και στις ενδιάμεσες θέσεις. Αυτή η εξέλιξη και η εναλλαγή οφείλεται εν πολλοίς στην έμφυτη επιθυμία του ανθρώπου να

ξεπεράσει σε τόλμη, εντυπωσιασμό και τεχνολογία όλες τι προηγούμενες κατασκευές αλλά πρωτίστως τον ίδιο του τον εαυτό.

Δυστυχώς, οι ουρανοξύστες δίνουν σε πολλούς την λανθασμένη εντύπωση ότι πρόκειται για πελώριους όγκους άκριτα τοποθετημένους ο ένας δίπλα στον άλλο, κάνοντας τις πόλεις «να χάνουν τον ήλιο τους». Στην πραγματικότητα οι ουρανοξύστες έχουν αρκετά πλεονεκτήματα, το βασικότερο των οποίων είναι η εξοικονόμηση χώρου. Για παράδειγμα, εκεί που βρίσκονται 6 οικοδομικά τετράγωνα γεμάτα πολυόροφα κτήρια κατοικιών ή γραφείων, μπορούν να αντικατασταθούν με 1 στο οποίο θα τοποθετηθεί ένας ουρανοξύστης, ενώ τα υπολοιπα 5 μπορούν να γίνουν πάρκα και πλατείες. Αυτή είναι η λογική σχεδιασμού των ουρανοξυστών και γι' αυτό δεν είναι καθόλου τυχαίο ότι όλες οι μεγάλες πόλεις του ανεπτυγμένου κόσμου περιέχουν ουρανοξύστες ύψους τουλάχιστον 200 μέτρα.

Η Αθήνα αποτελεί εξαίρεση και είναι από τις ελάχιστες πόλεις τόσο μεγάλου πληθυσμού που δεν περιλαμβάνουν κανένα ουρανοξύστη. Αυτό οφείλεται κυρίως στους νόμους που απαγορεύουν τη δόμηση πάνω από τα 32 μέτρα από το 1985 και μετά. Τα ψηλότερα κτίρια της Αθήνας είναι ο Πύργος των Αθηνών (103m), το Εμπορικό Κέντρο του Πειραιά (88m) και το Κέντρο Ατρίνα (80m).

Πίνακας 1.1: Ψηλά κτήρια ανά τον κόσμο μέχρι το 2006 (άνω των 100 μέτρων)

REGION	COUNTRIES (No.)	PERCENT (%)	BUILDINGS (No.)
Asia	20	32.2	35,016
North America	18	23.9	26,053
Europe	20	23.7	25,809
South America	10	16.6	18,129
Oceania	7	2.6	2,839
Africa	20	1.0	1,078
TOTAL	95		108,924



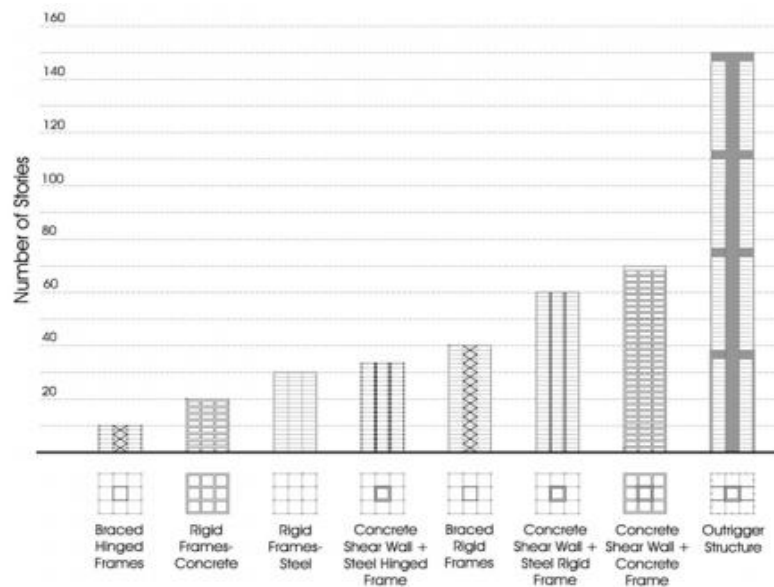
Εικόνα 1.11: Ο Πύργος των Αθηνών στην «αθηναϊκή τσιμεντοθάλασσα»

1.2 Στατικά Συστήματα Ουρανοξυστών

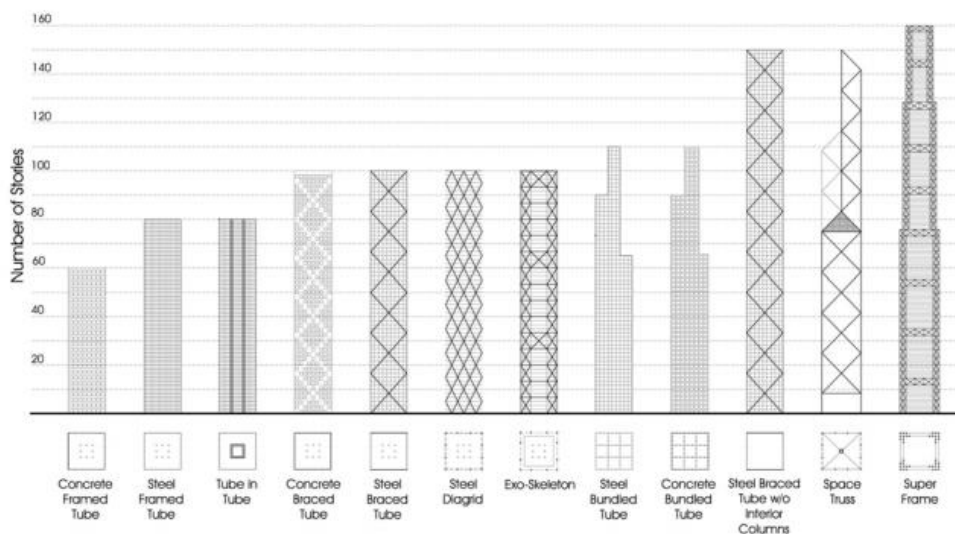
Από τα μέσα του 20^{ου} αιώνα και μετά έχουν αναπτυχθεί διάφοροι τύποι στατικών μοντέλων που εφαρμόζονται στους ουρανοξύστες. Ο κάθε τύπος έχει τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματά του, αλλά συνήθως το βασικό κριτήριο επιλογής είναι η σχέση ικανότητας ύψους – κόστους. Τα στατικά συστήματα των ψηλών κτιρίων μπορούν να διαιρεθούν σε δύο κατηγορίες:

- Εσωτερικής κατασκευής (Core type)
- Εξωτερικής κατασκευής (Tube type)

Στους παρακάτω πίνακες (1.2 και 1.3) φαίνονται οι διάφοροι τύποι στατικών συστημάτων ανάλογα με την κατηγορία που ανήκουν, και παρουσιάζονται τα υλικά που χρησιμοποιούν, τα πλεονεκτήματα – μειονεκτήματά τους καθώς και κάποια παραδείγματα υπάρχουσών κατασκευών που τα εφαρμόζουν, ενώ στις εικόνες 1.12 και 1.13 φαίνεται η χαρακτηριστική κάτοψη και τομή τους.



Εικόνα 1.12: Συστήματα εσωτερικής κατασκευής σε συνάρτηση με το ύψος



Εικόνα 1.13: Συστήματα εξωτερικής κατασκευής σε συνάρτηση με το ύψος

Πίνακας 1.2: Στατικά συστήματα Εσωτερικής κατασκευής (Core type)

Category	Sub-Category	Material / Configuration	Efficient Height Limit	Advantages	Disadvantages	Building Examples
Rigid Frames	-	Steel	30	Provide flexibility in floor planning. Fast construction.	Expensive moment connections. Expensive fire proofing.	860 & 880 Lake Shore Drive Apartments (Chicago, USA, 26 stories, 82 m), Business Men's Assurance Tower (Kansas City, USA, 19 stories), Seagram Building, 30th to the top floor (New York, USA, 38 stories, 157 m)
		Concrete	20	Provide flexibility in floor planning. Easily moldable.	Expensive formwork. Slow construction.	Ingalls Building (Cincinnati, USA, 16 stories, 65 m)
Braced Hinged Frames	-	Steel Shear Trusses + Steel Hinged Frames	10	Efficiently resist lateral loads by axial forces in the shear truss members. Allows shallower beams compared with the rigid frames without diagonals.	Interior planning limitations due to diagonals in the shear trusses. Expensive diagonal connections.	Low-rise buildings
Shear Wall / Hinged Frames	-	Concrete Shear Wall + Steel Hinged Frame	35	Effectively resists lateral shear by concrete shear walls.	Interior planning limitations due to shear walls.	77 West Wacker Drive (Chicago, USA, 50 stories, 203.6 m), Casselden Place (Melbourne, Australia, 43 stories, 160 m)
Shear Wall (or Shear Truss) - Frame Interaction System	Braced Rigid Frames	Steel Shear Trusses + Steel Rigid Frames	40	Effectively resists lateral loads by producing shear truss - frame interacting system.	Interior planning limitations due to shear trusses.	Empire State Building (New York, USA, 102 stories, 381 m), Seagram Building, 17th to 29th floor (New York, USA, 38 stories, 157 m)
	Shear Wall / Rigid Frames	Concrete Shear Wall + Steel Rigid Frame	60	Effectively resists lateral loads by producing shear wall - frame interacting system.	Interior planning limitations due to shear walls.	Seagram Building, up to the 17th floor (New York, USA, 38 stories, 157 m)
		Concrete Shear Wall + Concrete Frame	70	"	"	311 South Wacker Drive (Chicago, USA, 75 stories, 284 m), Cook County Administration Building, former Brunswick Building (Chicago, USA, 38 stories, 145 m)
Outrigger Structures	-	Shear Cores (Steel Trusses or Concrete Shear Walls) + Outriggers (Steel Trusses or Concrete Walls) + (Belt Trusses) + Steel or Concrete Composite (Super) Columns	150	Effectively resists bending by exterior columns connected to outriggers extended from the core.	Outrigger structure does not add shear resistance.	Taipei 101 (Taipei, Taiwan, 101 stories, 509 m), Jin Mao Building (Shanghai, China, 88 stories, 421 m)

Πίνακας 1.3: Στατικά συστήματα Εξωτερικής κατασκευής (Tube type)

Category	Sub Category	Material / Configuration	Efficient Height Limit	Advantages	Disadvantages	Building Examples
Tube	Framed Tube	Steel	80	Efficiently resists lateral loads by locating lateral systems at the building perimeter.	Shear lag hinders true tubular behavior. Narrow column spacing obstructs the view.	Aon Center (Chicago, USA, 83 stories, 346 m)
		Concrete	60	"	"	Water Tower Place (Chicago, USA, 74 stories, 262 m)
	Braced Tube	Steel	100 (With Interior Columns) – 150 (Without Interior Columns)	Efficiently resists lateral shear by axial forces in the diagonal members. Wider column spacing possible compared with framed tubes. Reduced shear lag.	Bracings obstruct the view.	John Hancock Center (Chicago, USA, 100 stories 344 m)
		Concrete	100	"	"	Onterie Center (Chicago, 58 stories, 174 m), 780 Third Avenue (New York, USA, 50 stories, 174 m)
	Bundled Tube	Steel	110	Reduced shear lag.	Interior planning limitations due to the bundled tube configuration.	Sears Tower (Chicago, USA, 108 stories, 442 m)
		Concrete	110	"	"	Carnegie Hall Tower (New York, USA, 62 stories, 230.7 m)
	Tube in Tube	Ext. Framed Tube (Steel or Concrete) + Int. Core Tube (Steel or Concrete)	80	Effectively resists lateral loads by producing interior shear core - exterior framed tube interacting system.	Interior planning limitations due to shear core.	181 West Madison Street (Chicago, USA, 50 stories, 207 m)
	Diagrid	–	Steel	100	Efficiently resists lateral shear by axial forces in the diagonal members.	Complicated joints.
Concrete			60	"	Expensive formwork. Slow construction.	O-14 Building (Dubai)
Space Truss Structures	–	Steel	150	Efficiently resists lateral shear by axial forces in the space truss members.	Obstruct the view. May obstruct the view.	Bank of China (Hong Kong, China, 72 stories, 367 m)
Superframes	–	Steel	160	Could produce supertall buildings.	Building form depends to a great degree on the structural system.	Chicago World Trade Center (Chicago, USA, 168 stories, Unbuilt)
		Concrete	100	"	"	Parque Central Tower (Caracas, Venezuela, 56 stories, 221 m)
Exo-skeleton	–	Steel	100	Interior floor is never obstructed by perimeter columns.	Thermal expansion / contraction. Systemic thermal bridges.	Hotel de las Artes (Barcelona, Spain, 43 stories, 137 m)

1.3 Ανεμογεννήτριες Οριζόντιου και Κάθετου Άξονα

Η αρχή λειτουργίας των ανεμογεννητριών είναι σχετικά απλή. Καταρχήν, η ανεμογεννήτρια είναι η μηχανή εκείνη που μετατρέπει την κινητική ενέργεια του ανέμου σε ηλεκτρική ενέργεια. Όσο αναφορά τον τρόπο λειτουργίας μιας ανεμογεννήτριας, ο αέρας περιστρέφει τα πτερύγια τα οποία είναι συνδεδεμένα με έναν περιστρεφόμενο άξονα, ο οποίος καταλήγει σε ένα κιβώτιο μετάδοσης κίνησης που συνδέεται με έναν άλλον άξονα, μέσω του οποίου τελικά κινείται μια γεννήτρια για την παραγωγή ηλεκτρικού ρεύματος. Οι σημερινές ανεμογεννήτριες μπορούν να παράγουν από μερικές δεκάδες W έως κάποια MW, ανάλογα με το μέγεθος και το είδος της κάθε συσκευής.



Εικόνα 1.14: Μετατροπή κινητικής ενέργειας ανέμου από την α/γ

Υπάρχουν δύο τύποι ανεμογεννητριών, οριζόντιου και κάθετου άξονα, με αυτές του οριζόντιου άξονα να είναι οι πιο διαδεδομένες αυτή τη στιγμή στον κόσμο. Κάθε ανεμογεννήτρια έχει μια χαρακτηριστική καμπύλη ταχύτητας - ισχύος (power curve) που φανερώνει τη σχέση μεταξύ της παραγόμενης ενέργειας και της ταχύτητας του ανέμου που προσπίπτει στα πτερύγια. Η καμπύλη αυτή εξαρτάται από διάφορες ιδιότητες της ανεμογεννήτριας όπως η επιφάνεια σάρωσης της φτερωτής, η αεροδυναμική και οι αποδόσεις των κιβωτίων ταχυτήτων και της μηχανής.

Οι ανεμογεννήτριες κατατάσσονται σε δύο βασικές κατηγορίες :



- Ανεμογεννήτριες οριζοντίου άξονα, των οποίων ο ρότορας του μοτέρ (δρομέας) είναι τύπου έλικα και βρίσκεται σε θέση παράλληλη με την κατεύθυνση του ανέμου και του εδάφους.
- Ανεμογεννήτριες κατακόρυφου άξονα, των οποίων ο ρότορας του μοτέρ παραμένει σταθερός και είναι κάθετος προς την επιφάνεια του εδάφους.

Πλεονεκτήματα – Μειονεκτήματα:

- *Οριζοντίου άξονα*
 - ✓ Έχει καλύτερη απόδοση
 - ✓ Έχει υψηλό αεροδυναμικό συντελεστή
 - × Μεγαλύτερο κόστος λόγω συστημάτων προσανεμισμού και pitch.
 - × Απαιτεί μεγαλύτερο ύψος τις περισσότερες φορές
 - × Παράγει θόρυβο
 - × Προκαλεί ατυχήματα σε πτηνά
- *Κάθετου άξονα*
 - ✓ Εκμεταλλεύεται τον άνεμο από όλες τις διευθύνσεις χωρίς να απαιτεί προσανεμισμό
 - ✓ Χρησιμοποιείται σε οικιακές εφαρμογές όπου δεν είναι δυνατή η εγκατάσταση ψηλού πύργου και σε περιοχές χαμηλότερου αιολικού δυναμικού ή αστικές περιοχές
 - ✓ Είναι καλύτερες για περιοχές με μεγάλη τύρβη
 - ✓ Η γεννήτρια και το κιβώτιο ταχυτήτων είναι τοποθετημένο στην βάση και έτσι είναι πιο εύκολη η τοποθέτηση και η συντήρηση αυτών των μηχανικών μερών.
 - ✓ Η κατασκευή της είναι πιο απλή και χαμηλότερου κόστους.
 - ✓ Παράγει λιγότερο θόρυβο.
 - × Χαμηλή απόδοση.
 - × Ροπή εκκίνησης υψηλή που σημαίνει χαμηλή ταχύτητα περιστροφής.
 - × Υπάρχει δυσκολία συντήρησης σε κάποια μηχανικά μέρη, για παράδειγμα η αλλαγή των εδράνων κύλισης.
 - × Δυσκολία προσομοίωσης λόγω της παραμόρφωσης που προκαλείται στην ροή γύρω από το στροφείο.

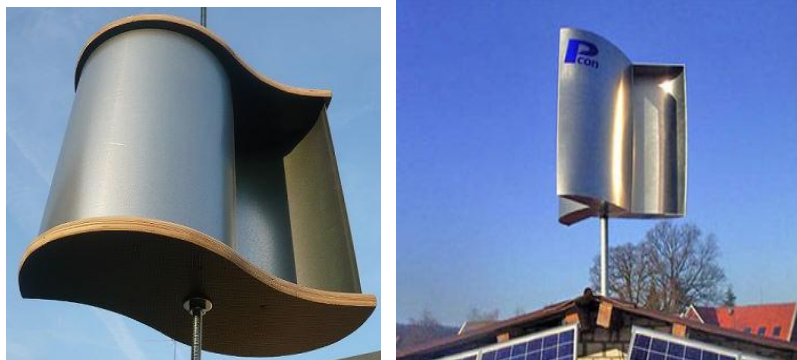
Χωρίς να υφίσταται κάποιος καθοριστικός λόγος, εκτός ίσως από την πιθανή διαφορά στην απόδοση, στην αγορά έχουν επικρατήσει σχεδόν αποκλειστικά οι ανεμογεννήτριες οριζοντίου άξονα, κυρίως με τρία πτερύγια. Μια τυπική ανεμογεννήτρια οριζοντίου άξονα αποτελείται από τα εξής μέρη:

- Το δρομέα, που αποτελείται από τα πτερύγια ενισχυμένου πολυεστέρα τα οποία προσδένονται σε μία πλήμνη. Συχνά τα πτερύγια έχουν την ικανότητα να περιστρέφονται γύρω από τον διαμήκη άξονά τους, μεταβάλλοντας το βήμα ανάλογα με την ταχύτητα του ανέμου.
- Το σύστημα μετάδοσης της κίνησης, το οποίο αποτελείται από τον κύριο άξονα, τον δευτερεύοντα άξονα και το κιβώτιο πολλαπλασιασμού των στροφών, το οποίο προσαρμόζει την ταχύτητα περιστροφής του δρομέα στη σύγχρονη ταχύτητα της ηλεκτρογεννήτριας.
- Την ηλεκτρική γεννήτρια, σύγχρονη ή επαγωγική, η οποία συνδέεται με την έξοδο του πολλαπλασιαστή μέσω ενός ελαστικού ή υδραυλικού συνδέσμου και μετατρέπει τη μηχανική ενέργεια σε ηλεκτρική.
- Το σύστημα πέδης το οποίο είναι ένα συνηθισμένο δισκόφρενο που τοποθετείται στον κύριο άξονα.
- Το σύστημα προσανατολισμού, που αναγκάζει συνεχώς τον άξονα περιστροφής του δρομέα να βρίσκεται παράλληλα με τη διεύθυνση του ανέμου.
- Τον πύργο, ο οποίος στηρίζει όλη την παραπάνω ηλεκτρομηχανολογική εγκατάσταση. Ο πύργος είναι συνήθως σωληνωτός ή δικτυωτός και σπανίως από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Τον ηλεκτρονικό πίνακα και τον πίνακα ελέγχου, οι οποίοι είναι τοποθετημένοι στη βάση του πύργου. Το σύστημα ελέγχου παρακολουθεί, συντονίζει και ελέγχει όλες τις λειτουργίες της ανεμογεννήτριας, φροντίζοντας για την απρόσκοπτη λειτουργία της.

Τα βασικά μέρη μιας ανεμογεννήτριας κατακόρυφου άξονα συμπίπτουν με αυτά των ανεμογεννητριών οριζοντίου άξονα, με τη διαφορά ότι δεν υπάρχει σύστημα προσανατολισμού και ότι όλη η εγκατάσταση μπορεί να τοποθετηθεί στο ίδιο επίπεδο, δεν είναι απαραίτητη δηλαδή η ύπαρξη του πύργου.

1.4 Τύποι ανεμογεννητριών κάθετου άξονα

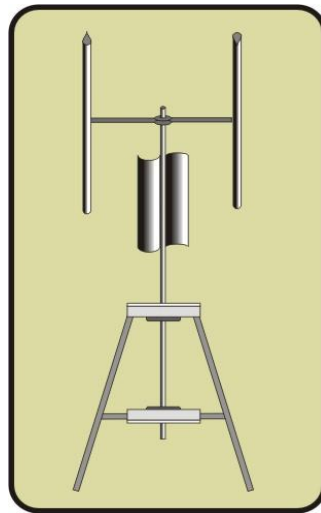
Οι ανεμογεννήτριες κάθετου άξονα παρουσιάζουν μεγάλο αρχιτεκτονικό ενδιαφέρον καθώς υπάρχουν αρκετοί τύποι με διαφορετικές μορφές και μπορούν να δημιουργηθούν ακόμη περισσότεροι ανάλογα με τις εκάστοτε ανάγκες και τον χώρο εγκατάστασής τους. Οι πιο βασικοί τύποι κατασκευής ανεμογεννητριών κατακόρυφου άξονα είναι η Savonius, η οποία έχει σχήμα S στην κάτοψη, η Darrieus που μοιάζει σαν καλάθι και αρκετές ενδιαφέρουσες κατασκευές ελικοειδών ανεμογεννητριών, σε μορφή DNA. Ωστόσο υπάρχουν και ανεμογεννήτριες που είναι παραλλαγές αυτών ή ακόμα και συνδυασμός τους.



Εικόνα 1.15α και 1.15β: Ανεμογεννήτριες τύπου Savonius



Εικόνα 1.16α και 1.16β: Ανεμογεννήτριες τύπου Darrieus



Εικόνα 1.17: Εναλλακτική μορφή τύπου Darrieus

Εικόνα 1.18: Συνδυασμός τύπων Savonius και Darrieus



Εικόνα 1.19: Ελικοειδής μορφή α/γ



Εικόνα 1.20: Παραλλαγή τύπου Savonius με προσαρμογή στο περιβάλλον

1.5 Προγράμματα που χρησιμοποιήθηκαν

- *Scia Engineer 2012*

Για τη στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου, καθώς και για τον έλεγχο επάρκειας μεμονωμένων μελών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Scia Engineer 2012 της εταιρείας Nemetschek. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα είναι διεθνώς αναγνωρισμένο ως ένα εξελιγμένο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης και διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Η επιλογή του στηρίχθηκε, κυρίως, στη δυνατότητα χρήσης σύμμικτων διατομών. Παρακάτω δίνονται αναλυτικότερα οι περαιτέρω δυνατότητές του:

1. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον.
2. Προσφέρει εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με ισχυρές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων.
3. Το γραφικό περιβάλλον δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων.
4. Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων, και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.
5. Παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με χρήση του Ευρωκώδικα 3.
6. Διαθέτει βάση δεδομένων με όλες τις συνήθεις πρότυπες διατομές, είτε αυτές είναι από χάλυβα, από σκυρόδεμα ή σύμμικτες.
7. Επιτρέπει την ελεύθερη σχεδίαση διατομών.
8. Είναι εφοδιασμένο με όλους τους Ευρωπαϊκούς, Διεθνείς και Αμερικάνικους κανονισμούς.
9. Επιτρέπει τη Στατική και Δυναμική Φασματική Ανάλυση για ραβδωτούς και επιφανειακούς φορείς.
10. Δυνατότητες στατικών φορτίσεων που επιτρέπουν την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS και CQC.

- *Autodesk AutoCAD 2013*

Το AutoCAD είναι ένα λογισμικό της εταιρίας Autodesk, για την δημιουργία και επεξεργασία σχεδίων 2D και 3D. Εμφανίστηκε για πρώτη φορά το 1982, όταν και ήταν από τα πιο προηγμένα προγράμματα υπολογιστή, και παραμένει μέχρι σήμερα με πολλές βελτιώσεις το βασικότερο λογισμικό σχεδίασης για μηχανικούς και όχι μόνο. Τα βασικά πλεονεκτήματα του AutoCAD είναι:

1. Γρήγορος εύκολος και απόλυτα ακριβείς σχεδιασμός και έλεγχος του κάθε σχεδιαστικού στοιχείου όπως και του συνολικού σχεδίου.

2. Δυνατότητα εύκολης και απόλυτα ακριβής διόρθωσης, ενώ μέσα από μία μόνο εντολή μπορούν να διορθωθούν αυτόματα περισσότερα του ενός στοιχεία.
3. Άψογη εμφάνιση των σχεδίων με ταυτόχρονη μείωση του χρόνου σχεδίασης.
4. Δημιουργία σχεδιαστικών αρχείων που μπορούν να επεξεργαστούν και σε άλλα προγράμματα.
5. Δυνατότητα σχεδιασμού σε πολλά σχεδιαστικά επίπεδα όπου το κάθε ένα από αυτά θα περιλαμβάνει διαφορετικά σχεδιαστικά στοιχεία, με την δυνατότητα να βλέπουμε ανά πάσα στιγμή οποιοδήποτε συνδυασμό επιπέδων και να σχεδιάζουμε σε οποιοδήποτε επίπεδο θέλουμε. Μπορούμε να μεταφέρουμε στοιχεία ενός σχεδιαστικού επιπέδου σε ένα άλλο.
6. Δημιουργία βιβλιοθηκών με σχέδια τα οποία είναι διαθέσιμα προς χρήση σε κάθε σχέδιο του AutoCAD.
7. Δημιουργία τρισδιάστατων σχεδίων τα οποία μπορούμε να δούμε από διάφορες οπτικές γωνίες καθώς επίσης να τα δώσουμε υλικό.
8. Δημιουργία ηλεκτρονικών αρχείων από διαφορά σχέδια τα οποία είναι διαθέσιμα και επεξεργάσιμα ανά πάσα στιγμή.
9. Συνεργασία με άλλα προγράμματα (μεταξύ των οποίων και το Scia Engineer).

- *SymDeck Designer*

Το SymDeck Designer είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73. Αναπτύχθηκε από την εταιρία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο, στη σελίδα της εταιρίας. Τα κυριότερα πλεονεκτήματά του είναι η πολύ μεγάλη ευκολία χρήσης και η ταχύτητα.

- *Autodesk Inventor Fusion 2013 R1*

Το Autodesk Inventor Fusion αποτελεί ένα πρόγραμμα 3D σχεδίασης που στηρίζεται στη νέα εκδοχή της Τεχνολογίας Ψηφιακής Προτυποποίησης (Digital Prototyping Technology) της Autodesk. Το Fusion προσφέρει στον χρήστη αρκετές δυνατότητες για την πραγματοποίηση εύκολων και γρήγορων αλλαγών στο μοντέλο, ενώ παράλληλα γεφυρώνει τη διαφορά μεταξύ της Άμεσης και της Παραμετρικής Ροής Εργασίας (Direct Workflow, Parametric Workflow). Επίσης, πέρα από την απλή σχεδίαση 3D μοντέλων προσφέρει τη δυνατότητα εισαγωγής όλων των δεδομένων του μοντέλου σε προγράμματα ανάλυσης, όπως είναι το CFD (βλέπε παρακάτω).

- *Autodesk Simulation CFD 2014*

Το Simulation CFD (Computational Fluid Dynamics) είναι ένα λογισμικό για την προσομοίωση ροής ρευστών και την προσομοίωση μεταφοράς θερμότητας, που εφαρμόζεται σε έργα μηχανολογικά, ηλεκτρολογικά, αρχιτεκτονικά, κλιματισμού, εξαερισμού κτλ. Προσφέρει ακριβείς ικανότητες ανάλυσης και χρησιμοποιείται κυρίως

στη φάση σχεδιασμού και ανάπτυξης, αλλά και για τον έλεγχο υπαρχουσών κατασκευών. Το περιβάλλον του προγράμματος προσφέρει εικόνα των επιδόσεων μέσω διαφόρων σχεδίων και αποτελεσμάτων με μεγάλη λεπτομέρεια. Καλύπτει ένα ευρύ πεδίο ροής ρευστών υψηλών ταχυτήτων, τυρβώδους και ασυμπίεστης ροής, καθώς και μεταφοράς θερμότητας. Ως βασικά του πλεονεκτήματα αναφέρονται:

- 1 Βελτίωση του σχεδιασμού με προσομοίωση που βοηθά στον εντοπισμό πιθανών προβλημάτων
- 2 Εύκολη προσομοίωση του 3D μοντέλου μέσω του Inventor Fusion
- 3 Μείωση κόστους με την αποφυγή δημιουργίας φυσικών πρωτοτύπων
- 4 Προσομοίωση με περισσότερες συνθήκες από αυτές που θα μπορούσαν να εφαρμοσθούν στο αντίστοιχο φυσικό πρωτότυπο.

2 Αρχιτεκτονική Μελέτη

2.1 Τεχνική περιγραφή

Το παρόν κτίριο τοποθετείται στην Αττική και πιο συγκεκριμένα στην περιοχή της παραλιακής, ανάμεσα στο Ελληνικό και το παλαιό Φάληρο. Πρόκειται για μια εγκατάσταση που έχει σκοπό τη στέγαση χώρων γραφείων, παράγοντας ταυτόχρονα ενέργεια, μέσω ανανεώσιμων πηγών, ικανή για να καλύψει τις ανάγκες του ίδιου αλλά και της γύρω του περιοχής. Αυτό σημαίνει ότι σχεδιάζεται με σκοπό την συνεχή και αδιάκοπη λειτουργία καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής του. Το κτίριο περιλαμβάνει χώρους υποδοχής, χώρο συγκέντρωσης και διανομής της αλληλογραφίας, αίθουσες γραφείων ανοικτού και κλειστού τύπου, αίθουσες συνεδριάσεων, υπηρεσίες σίτισης, χώρους αναψυχής, χώρους εκθέσεων, παρατηρητήριο, όλους τους απαραίτητους βοηθητικούς χώρους, κέντρο ασφαλείας καθώς και ηλεκτρομηχανολογικούς χώρους.

Η συνολική επιφάνεια των κλειστών χώρων που καλύπτει το κτίριο είναι 121.750,00 τετραγωνικά μέτρα εκ των οποίων τα 86.480,00 τ.μ. αποτελούν τους ωφέλιμους χώρους, ενώ τα υπόλοιπα 35.270,00 τ.μ. αποτελούν τους βοηθητικούς χώρους. Επίσης υπάρχει μια συνολική επιφάνεια ανοιχτών χώρων η οποία ισούται με 63.920,00 τ.μ. και χρησιμοποιείται για την παραγωγή ενέργειας.

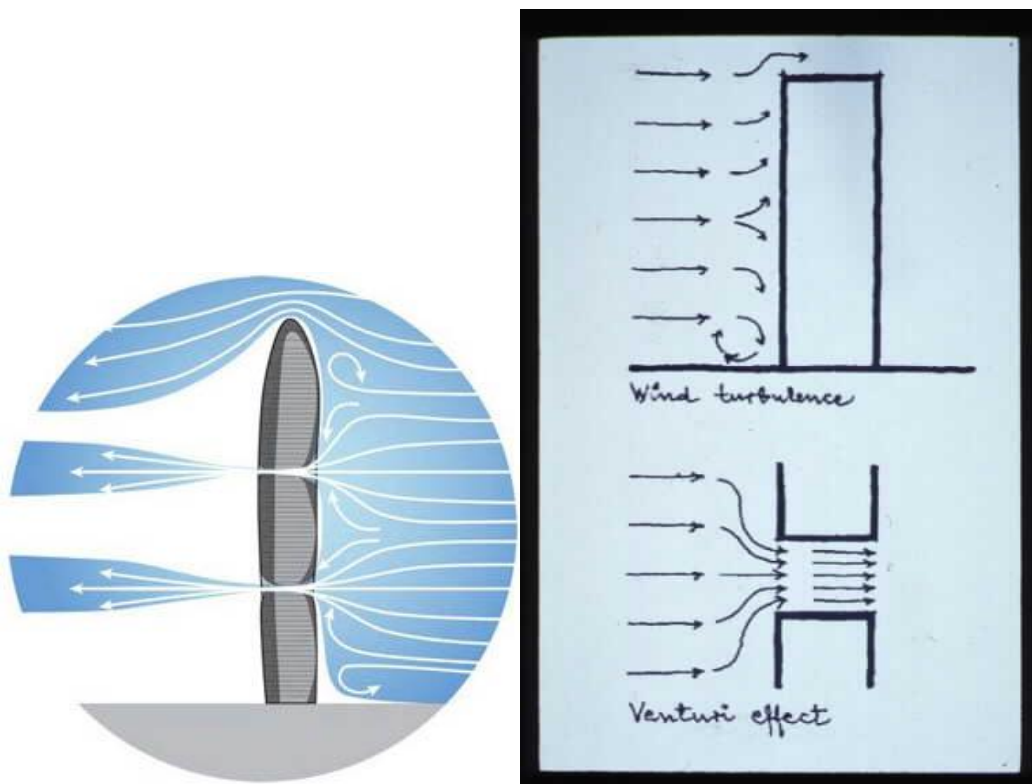
Το κτίριο αποτελείται από ογδόντα τέσσερα επίπεδα. Από αυτά τα πενήντα είναι προσβάσιμα επίπεδα καθαρού ύψους 2,60 μέτρων και τα τριάντα τέσσερα είναι τα ανοιχτά επίπεδα παραγωγής ενέργειας καθαρού ύψους 1,5 μέτρου. Πιο συγκεκριμένα, το κτίριο έχει πενήντα ορόφους, και από τον δέκατο έκτο έως τον τεσσαρακοστό ένατο παρεμβάλλονται ανά κάθε όροφο τριάντα τέσσερις συνολικά ανεμογεννήτριες κάθετου άξονα. Από τους προσβάσιμους ορόφους, ο πρώτος λειτουργεί ως χώρος υποδοχής περιλαμβάνοντας την ρεσεψιόν, το κέντρο αλληλογραφίας, ένα σαλόνι αναμονής και έναν χώρο εστίασης. Οι όροφοι 2,25,26,48 χρησιμοποιούνται για εγκαταστάσεις κλιματισμού-εξαερισμού, για τους μηχανισμούς των ανελκυστήρων, χώρους αποθήκευσης και άλλες ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις. Οι όροφοι 3-23 και 27-47 αποτελούν το μεγαλύτερο τμήμα της λειτουργίας του κτηρίου και χρησιμοποιούνται ως γραφεία και λοιπές αίθουσες. Ο όροφος 24 λειτουργεί ως “skylobby”, χώρος δηλαδή αλλαγής ανελκυστήρα για τους ψηλότερους ορόφους καθώς και αναμονής, εστίασης και παρατήρησης. Τέλος, οι δύο τελευταίοι όροφοι 49,50 περιλαμβάνουν χώρους εκθέσεων, παρατηρητήρια, εστιατόρια και καφετέριες.

Ο φέρον οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από σύμμικτα στοιχεία χάλυβα και οπλισμένου σκυροδέματος. Η επιλογή αυτή των υλικών έγινε με κριτήριο την βέλτιστη και οικονομικότερη λύση, η οποία στα ψηλά κτίρια σημαίνει μείωση του ύψους των δομικών στοιχείων (ειδικά στην περίπτωση των μεγάλων ανοιγμάτων), επαρκή δυσκαμψία και ελαχιστοποίηση του βάρους της κατασκευής σε συνδυασμό με την ελαχιστοποίηση του κόστους.

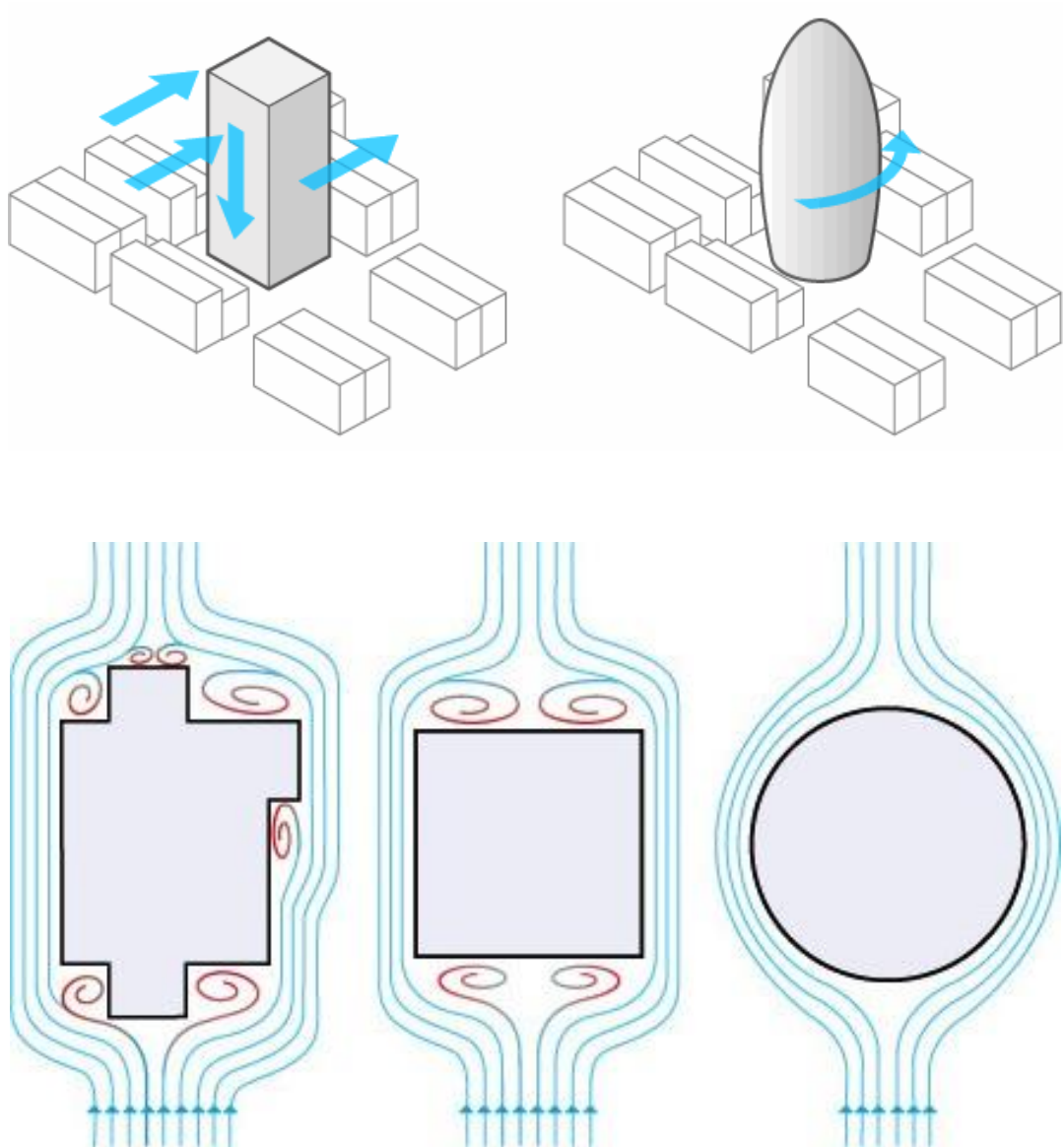
2.2 Σχεδιασμός

Ο σχεδιασμός του κτηρίου, πέρα από την άποψη της αισθητικής, βασίστηκε σε δύο κύριους άξονες, στην δημιουργία ενός πυρήνα στο κέντρο του, ο οποίος θα περιλαμβάνει όλες τις βοηθητικές λειτουργίες κάθε ορόφου (σκάλες, ανελκυστήρες, τουαλέτες, αεραγωγοί κτλ) καθώς και στην μέγιστη αξιοποίηση των χαρακτηριστικών που παρουσιάζουν τα ψηλά κτήρια. Όπως αναφέρθηκε και στο προηγούμενο κεφάλαιο, τα δύο μεγαλύτερα προβλήματα που αντιμετωπίζει ένας ουρανοξύστης είναι τα φορτία του ανέμου και η υψηλή κατανάλωση ενέργειας. Βασικό μέλημα λοιπόν του σχεδιασμού ήταν να μετατρέψει αυτά τα μειονεκτήματα σε πλεονεκτήματα.

Αρχικά επιλέχθηκαν τρόποι μείωσης του φορτίου του ανέμου μέσω της μορφής του κτηρίου. Βρέθηκε ότι οι πιο αποτελεσματικοί είναι η αποφυγή γωνιών και η δημιουργία διόδων του ανέμου μέσω τρυπών και κενών, όπως δείχνουν και τα παρακάτω σχήματα.



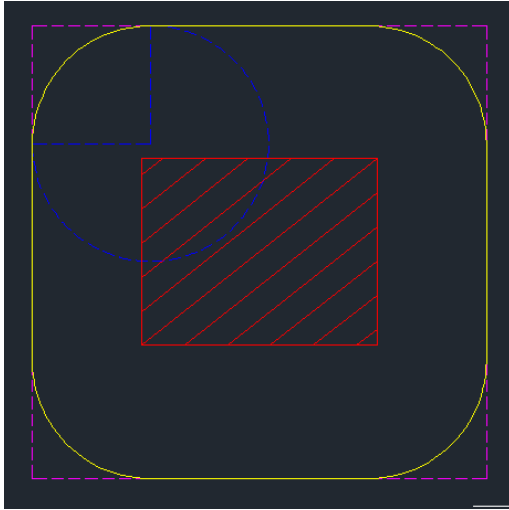
Εικόνα 2.1: Δίοδοι ανέμου



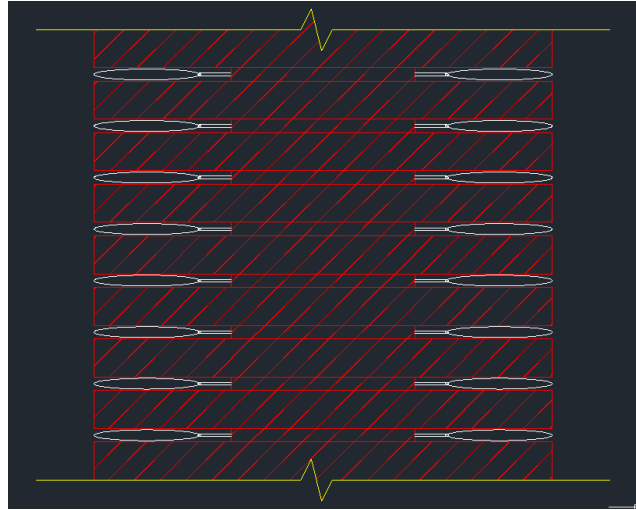
Εικόνα 2.2: Στρογγυλεμένες γωνίες

Με βάση τα παραπάνω επιλέχθηκε πρώτη μορφή της κάτοψης η οποία θα είναι ενιαία σε όλο το ύψος του κτηρίου. Το επόμενο βήμα ήταν η τοποθέτηση ανεμογεννητριών κάθετου άξονα ανάμεσα από τους ορόφους, οι οποίες θα περιστρέφονται γύρω από τον πυρήνα. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται σημαντική μείωση της δύναμης του ανέμου, ενώ ταυτόχρονα οι ανεμογεννήτριες θα καλύπτουν όλες τις ενεργειακές ανάγκες του κτηρίου αλλά και της γύρω του περιοχής.

Τέλος, ένα ακόμα πρόβλημα των ψηλών κτηρίων είναι η έντονη ηλιακή ακτινοβολία λόγω των μεγάλων επιφανειών και της έλλειψης σκίασης. Με βάση την ίδια λογική με τον άνεμο αντιμετωπίζουμε και αυτό το μειονέκτημα, χρησιμοποιώντας τζάμια τελευταίας τεχνολογίας, τα οποία διαθέτουν συλλέκτες ηλιακής ενέργειας και δεσμεύουν μέρος των ακτινών που προσκρούουν σε αυτά. Χάρη σε αυτή τους την ιδιότητα, τα τζάμια αυτά προσφέρουν την αίσθηση της διαφάνειας στο εσωτερικό του κτηρίου ενώ ταυτόχρονα μειώνουν την διερχόμενη ακτινοβολία παράγοντας ενέργεια.

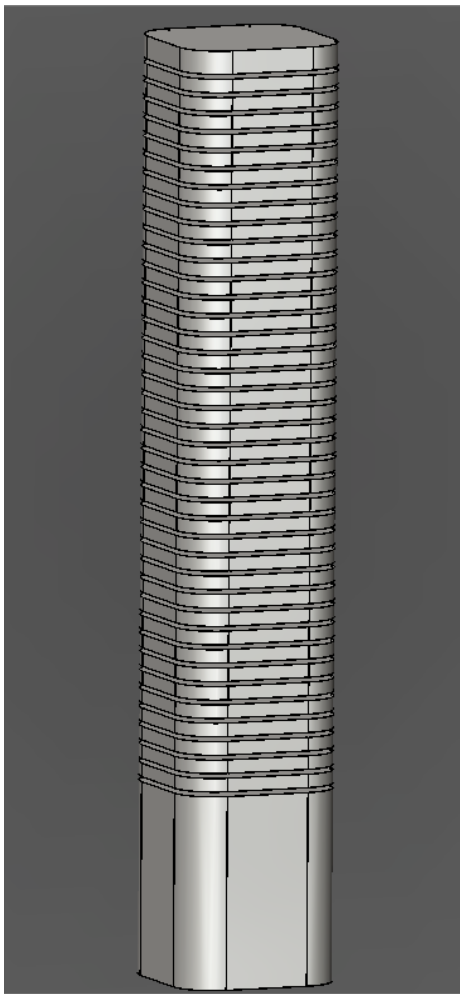


Εικόνα 2.3: Επιλογή Κάτοψης



Εικόνα 2.4: Τοποθέτηση ανεμογεννητριών ανάμεσα από τους ορόφους

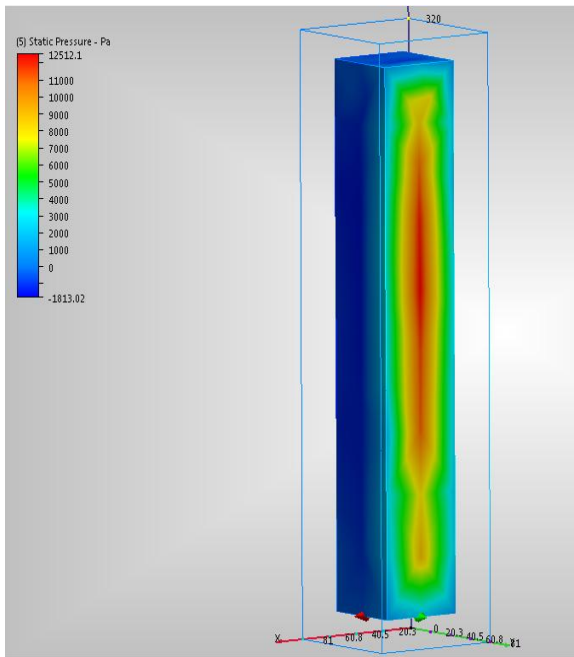
Στις επόμενες εικόνες φαίνεται η τελική μορφή του φορέα σε 3D σχεδίαση, καθώς και η διαφορά της ανεμοπίεσης στο κτίριο με τη χρήση των παραπάνω επιλογών. (Προσομοίωση με το πρόγραμμα Simulation CFD και για ταχύτητα ανέμου = 30 m/s.)



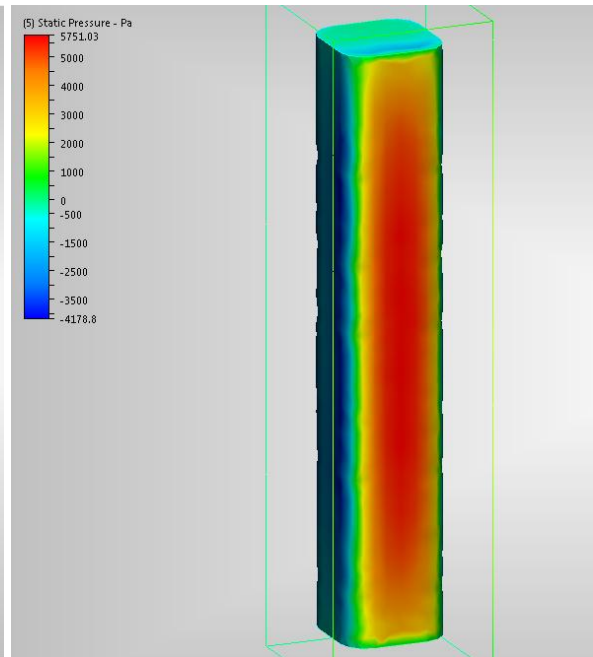
Εικόνα 2.5: Κτήριο σε σχέδιο 3D



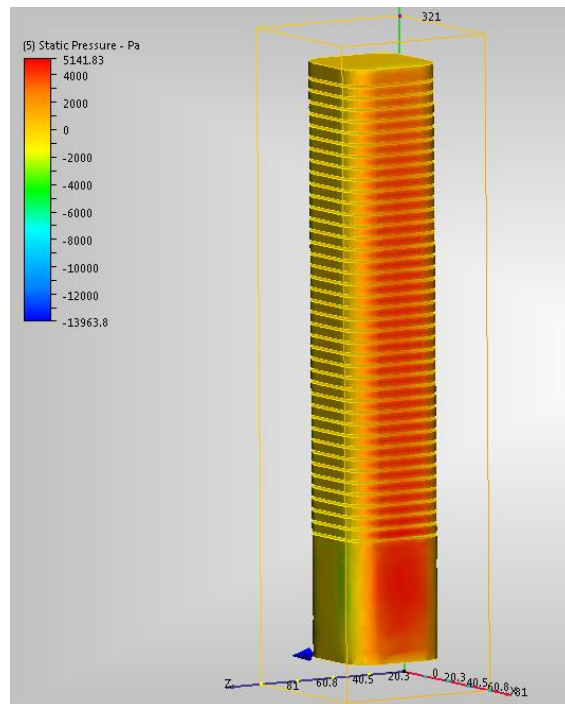
Εικόνα 2.6: Λεπτομέρεια σε σχέδιο 3D



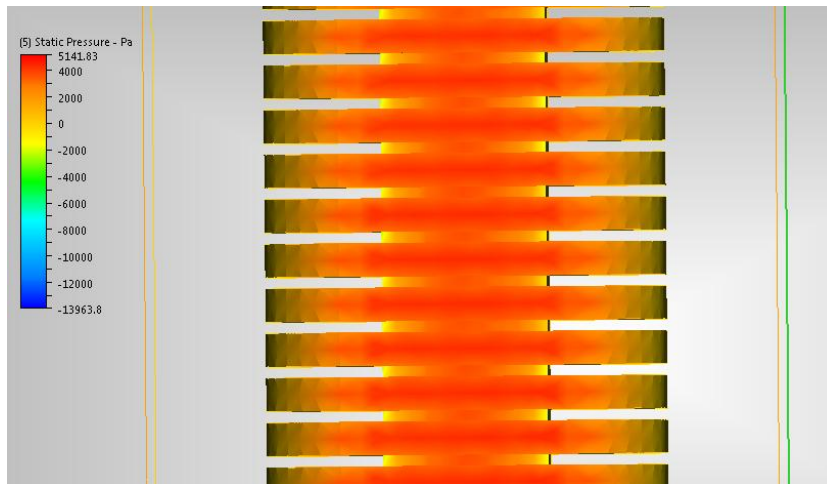
Εικόνα 2.7: Πίεση ανέμου σε τετράγωνη κάτοψη και χωρίς διόδους ανέμου ($F=88400$ kN)



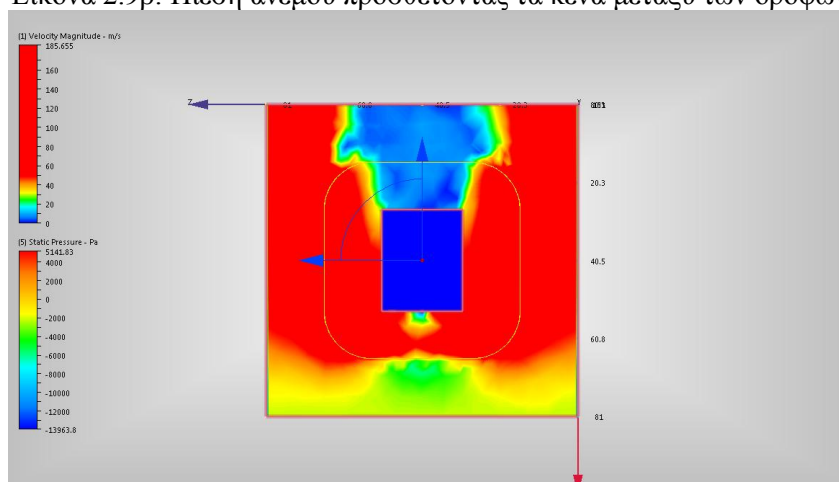
Εικόνα 2.8: Πίεση ανέμου στρογγυλεύοντας τις γωνίες ($F=46900$ kN)



Εικόνα 2.9α: Πίεση ανέμου προσθέτοντας τα κενά μεταξύ των ορόφων ($F=38000$ kN)



Εικόνα 2.9β: Πίεση ανέμου προσθέτοντας τα κενά μεταξύ των ορόφων



Εικόνα 2.9γ: Ταχύτητα ανέμου στο επίπεδο της ανεμογεννήτριας

Από τις αναλύσεις των διάφορων μοντέλων βλέπουμε ότι στρογγυλεύοντας τις γωνίες πετυχαίνουμε αμέσως μεγάλη μείωση της συνολικής δύναμης, ενώ και με την πρόσθεση των κενών μεταξύ των ορόφων η συνολική δύναμη μειώνεται ακόμα περισσότερο. Για την ακρίβεια, καταφέραμε να μειώσουμε τη δύναμη του ανέμου κάτω από το μισό ενός αντίστοιχου κτιρίου ορθογωνικής κάτοψης. Επίσης, στην τελευταία εικόνα παρατηρούμε ότι ανάμεσα από τους ορόφους όπου ο άνεμος βρίσκει δίοδο, έχουμε σημαντική αύξηση της ταχύτητάς του σε σχέση με λίγα μέτρα πριν φτάσει στο κτίριο. Εδώ φαίνεται άλλο ένα πλεονέκτημα του σχεδιασμού μας καθώς με αυτό τον τρόπο αυξάνεται ακόμα περισσότερο η απόδοση της ανεμογεννήτριας.

2.3 Ανάλυση Λειτουργικότητας

Το παρών κτήριο σχεδιάστηκε για τη χρήση γραφείων. Επιλέχθηκε η λειτουργία του «Open Plan Office Space», δηλαδή η συνύπαρξη πολλών γραφείων σε έναν μεγάλο και ενιαίο χώρο, η οποία προσφέρει αρκετά πλεονεκτήματα και τα τελευταία χρόνια χρησιμοποιείται όλο και ευρύτερα, σε μικρές και μεγάλες εταιρίες.

Το πρώτο πλεονέκτημα αυτού του τύπου γραφείων είναι η βελτίωση της επικοινωνίας των εργαζόμενων και συνεργατών, η οποία είναι πολύ πιο αποτελεσματική και επιτρέπει την διακίνηση των ιδεών σε όλο το χώρο βοηθώντας τη συνεργασία των διαφόρων

τιμημάτων του γραφείου. Επίσης τονώνει τις επαγγελματικές και προσωπικές σχέσεις των συνεργατών ενθαρρύνοντας τους να δουλεύουν σαν ομάδα πολύ περισσότερο από την περίπτωση των κλειστών και απομονωμένων γραφείων. Το δεύτερο πλεονέκτημα είναι η οικονομικότητα, καθώς υπάρχει καλύτερη αξιοποίηση του χώρου με περισσότερα γραφεία στα ίδια τετραγωνικά, κάτι που οδηγεί και στην μικρότερη ενεργειακή κατανάλωση λόγω λιγότερης ανάγκης φωτισμού και λόγω καλύτερου εξαερισμού. Τέλος το βασικότερο πλεονέκτημα, το οποίο είναι πολύ βασικό σε αυτά τα κτήρια, είναι η ευελιξία. Αυτό σημαίνει ότι ανάλογα με τον εκάστοτε χρήστη του κτηρίου σε κάθε όροφο, ο χώρος μπορεί να μεταβάλλεται εύκολα και γρήγορα, με χαμηλό κόστος ανάλογα με τις ανάγκες του.

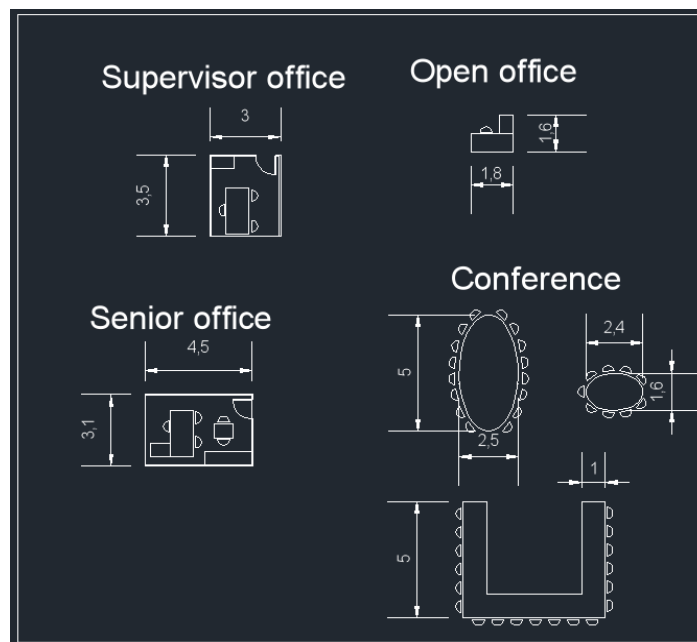
Ωστόσο, αυτός ο τύπος γραφείων έχει και κάποια μειονεκτήματα όπως είναι ο αυξημένος θόρυβος, η έλλειψη ιδιαιτερότητας και η ευκολότερη εξάπλωση ασθενειών και μικροβίων. Αυτά αντιμετωπίζονται εν μέρει από την ταυτόχρονη ύπαρξη και κλειστών γραφείων, ειδικά για τους εργαζόμενους υψηλότερης ιεραρχίας.

2.3.1 Ανάλυση χώρου γραφείων

Η ανάλυση του ωφέλιμου χώρου των γραφείων στηρίχτηκε στην αναλογία ότι για κάθε διευθυντή έχουμε 3 προϊστάμενους και 12 υφιστάμενους. Στη συνέχεια χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω μέσοι όροι τετραγωνικών που αντιστοιχούν σε κάθε εργαζόμενο:

- Διευθυντής: 25 τμ
- Προϊστάμενος: 12τμ
- Υφιστάμενος: 4 τμ

Έτσι, για 1880 τμ σε κάθε όροφο, διαιρώντας με $(1*25+3*12+12*4=)$ 109 τμ προκύπτουν 17,2 ομάδες και επί $(1+3+12=)$ 16 άτομα έχουμε περίπου 275 εργαζόμενους. Λαμβάνοντας υπόψη και κάποιες αίθουσες συνεδριάσεων δεχόμαστε τελικά περίπου 250 εργαζόμενους σε κάθε όροφο.



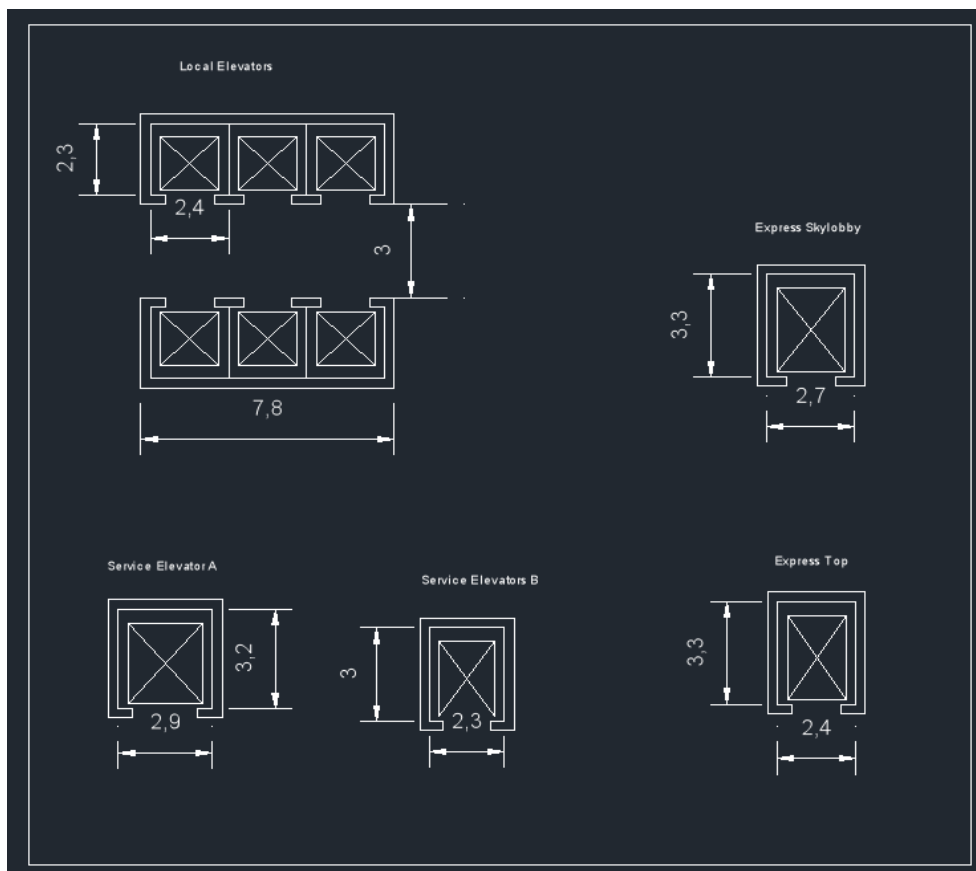
Εικόνα 2.10: Επιμέρους χώροι γραφείων

2.3.2 Ανάλυση συστήματος ανελκυστήρων

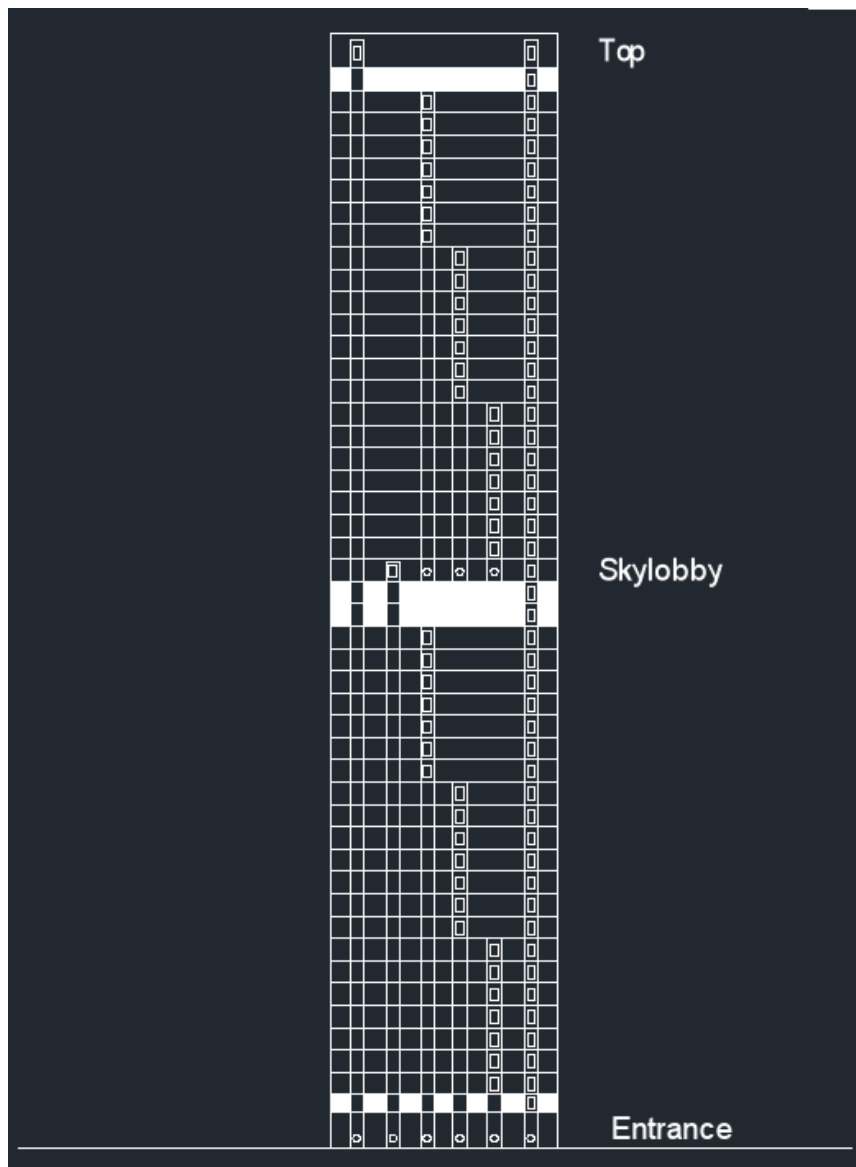
Ένα από τα σημαντικότερα ζητήματα στην ανάλυση της λειτουργίας ενός ουρανοξύστη είναι η δημιουργία ενός αποτελεσματικού συστήματος ανελκυστήρων. Αν, για παράδειγμα, τοποθετηθούν ανελκυστήρες για όλους τους χρήστες του κτηρίου, οι οποίοι θα οδηγούν σε οποιοδήποτε όροφο, τότε λόγω των πολλών ορόφων θα χρειαζόταν πάρα πολύ ώρα κάποιος για να πάει στον όροφο της επιλογής του, λόγω των πολλών στάσεων. Αν από την άλλη δημιουργηθούν διαφορετικά ασανσέρ για διαφορετικές ομάδες ορόφων, οι χρήστες θα εξυπηρετούνται καλύτερα, αλλά λόγω πάλι των πολλών ορόφων αλλά και των πολλών χρηστών, θα χρειάζονταν υπερβολικά πολλά τετραγωνικά για να χωρέσουν όλοι οι ανελκυστήρες ο ένας δίπλα στον άλλο.

Η λύση επομένως είναι μεν η δημιουργία ομάδων ανελκυστήρων, αλλά και η χρησιμοποίηση «στοίβας» με την δημιουργία «skylobby» και ανελκυστήρων express. Αυτό σημαίνει ότι «σπάμε» το κτήριο σε δύο, το ένα πάνω στο άλλο. Για τον αριθμό των χρηστών που έχουμε ήδη υπολογίσει, και για καλή εξυπηρέτηση ακόμα και στις ώρες αιχμής, δημιουργούμε ομάδες των 6 ασανσέρ για κάθε 7 ορόφους, τα οποία εξυπηρετούν το πρώτο μισό του κτηρίου. Στη συνέχεια 3 ασανσέρ «express skylobby» θα μεταφέρουν τους χρήστες στον όροφο αλλαγής, όπου στη θέση των προηγούμενων ομάδων θα υπάρχουν νέες που θα εξυπηρετούν το δεύτερο μισό του κτηρίου. Τέλος, δημιουργούνται 2 ανελκυστήρες «express top», οι οποίοι θα οδηγούν απευθείας στην κορυφή και θα χρησιμοποιούνται από το κοινό, καθώς και 3 ανελκυστήρες υπηρεσίας που θα είναι και οι μόνοι που θα οδηγούν σε κάθε όροφο του κτηρίου.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι διαφορετικοί ανελκυστήρες καθώς και ένα διάγραμμα λειτουργίας.



Εικόνα 2.11: Χρησιμοποιούμενοι τύποι ανελκυστήρων



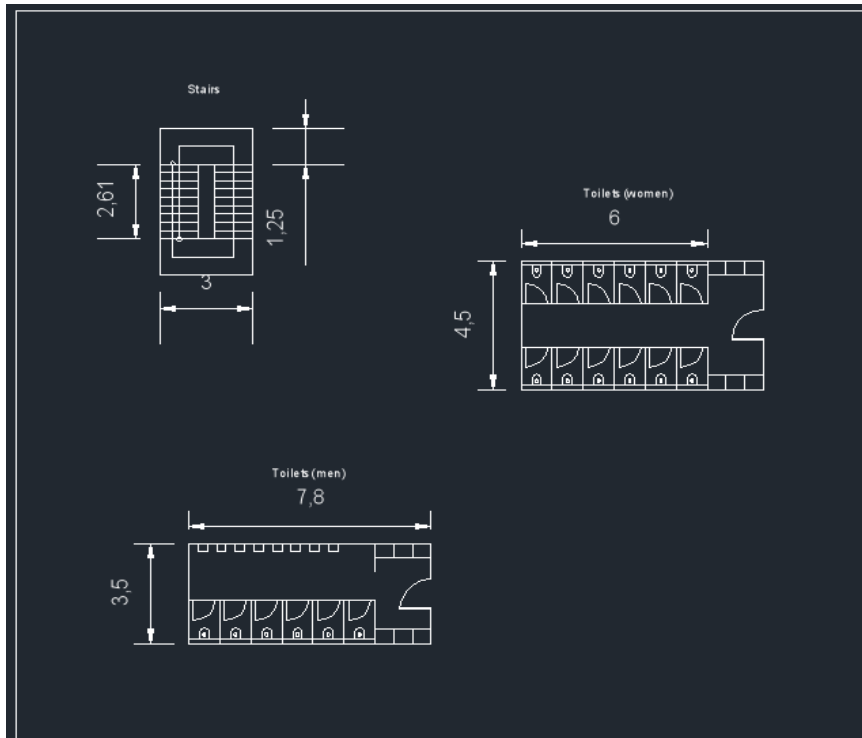
Εικόνα 2.12: Διάγραμμα λειτουργίας ανελκυστήρων

2.3.3 Ανάλυση χώρων πυρήνα

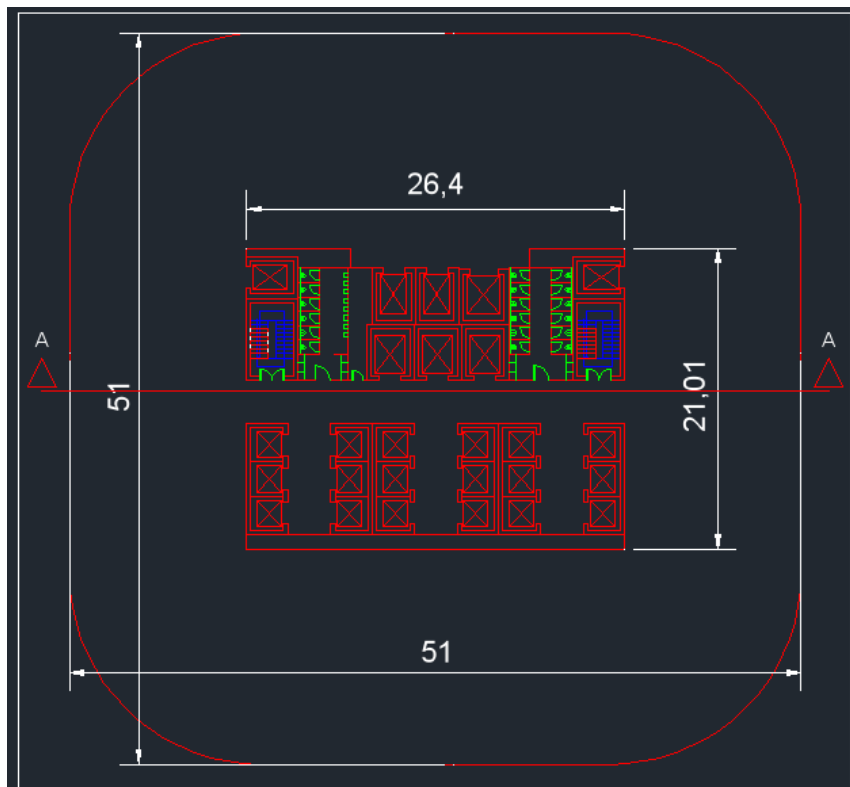
Ο πυρήνας του κτηρίου, όπως αναφέρθηκε, περιλαμβάνει όλες τις βοηθητικές λειτουργίες. Αυτές συγκεκριμένα είναι:

- Ανελκυστήρες
- Σκάλες
- Τουαλέτες
- Αεραγωγοί
- Χώρος αποθήκευσης

Έχοντας υπολογίσει τον αριθμό των χρηστών, σχεδιάζονται ανάλογα οι σκάλες και οι τουαλέτες, και στη συνέχεια συνθέτονται μαζί με τα ασανσέρ, τους αεραγωγούς και το χώρο αποθήκευσης. Η τελική μορφή του πυρήνα προκύπτει με βάση την ευκολότερη κίνηση των χρηστών.



Εικόνα 2.13: Σκάλες – Τουαλέτες

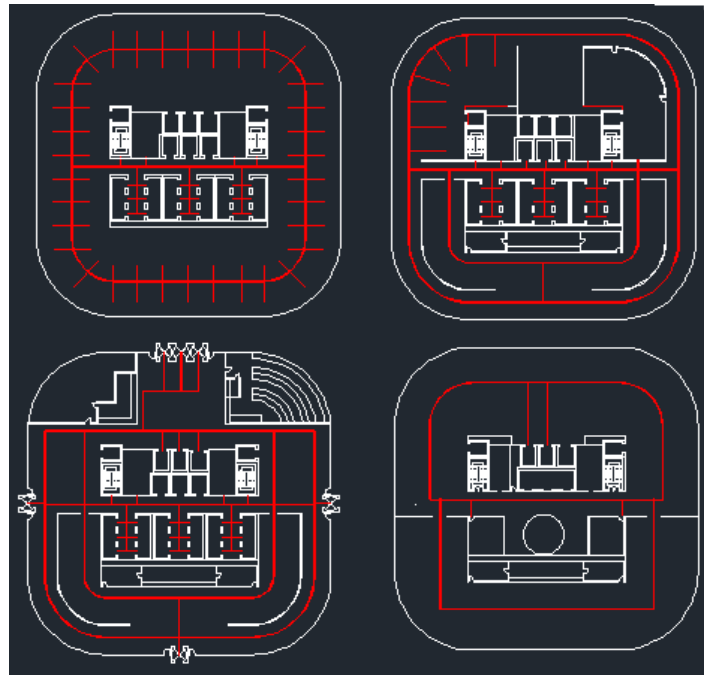


Εικόνα 2.14: Κάτοψη πυρήνα

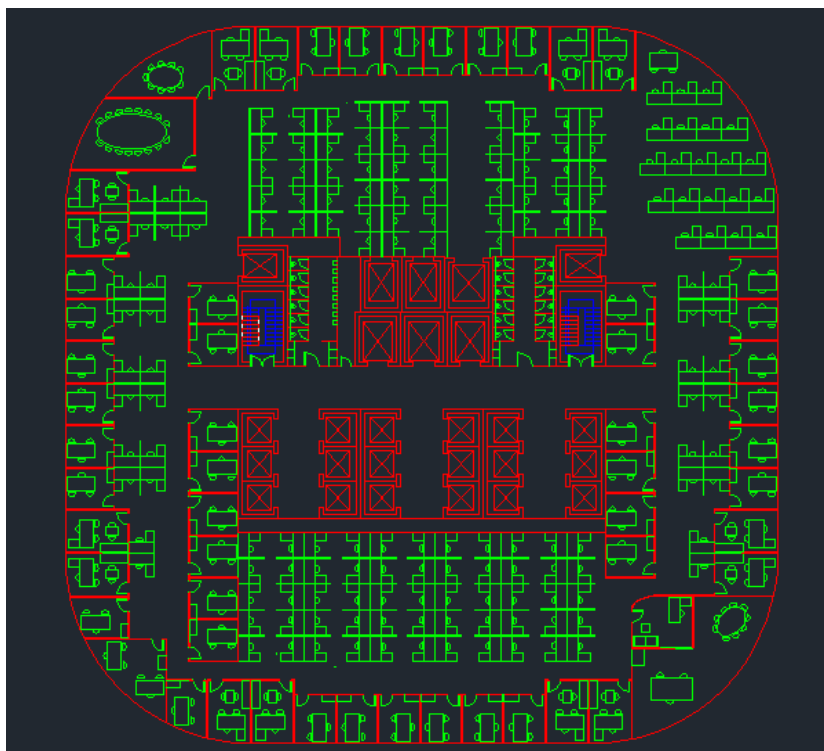
2.4 Τυπικές Κατόψεις, Διαγράμματα Κίνησης, Όψη, Τομή

Συνθέτοντας όλα τα παραπάνω στοιχεία και με βάση τη βέλτιστη λειτουργία αλλά και την τήρηση της ιεραρχίας στους χώρους των γραφείων έχουμε τις τυπικές κατόψεις στα

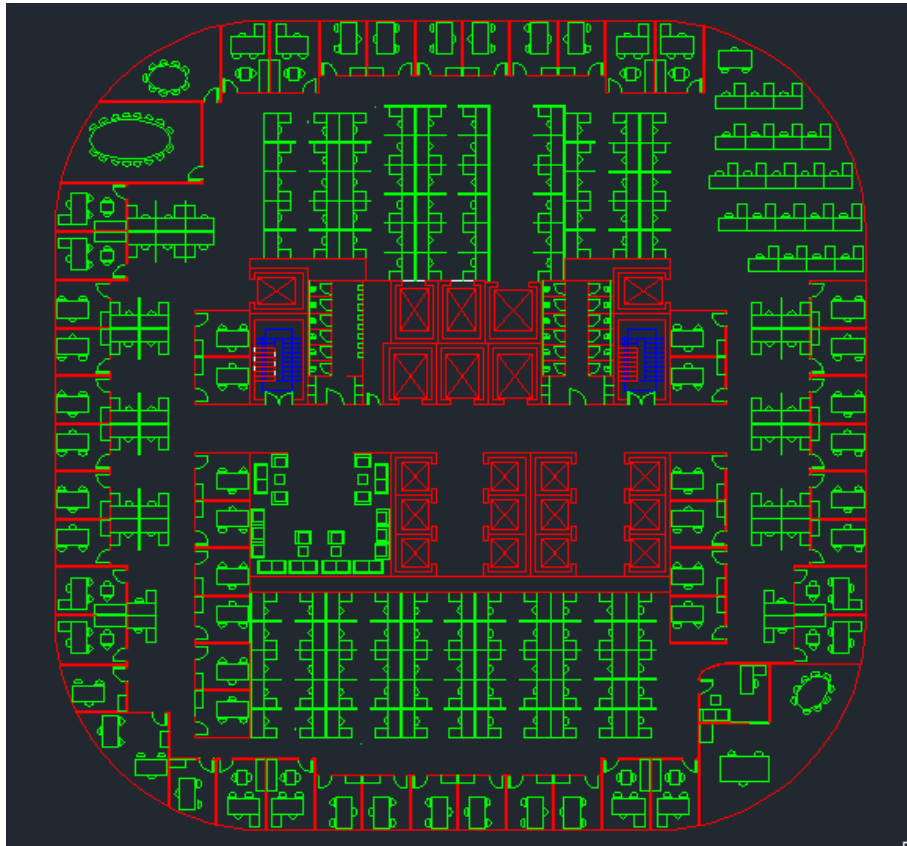
διάφορα επίπεδα του κτηρίου. Στη συνέχεια βλέπουμε τα βασικά διαγράμματα κίνησης και τέλος μια όψη και μία τομή.



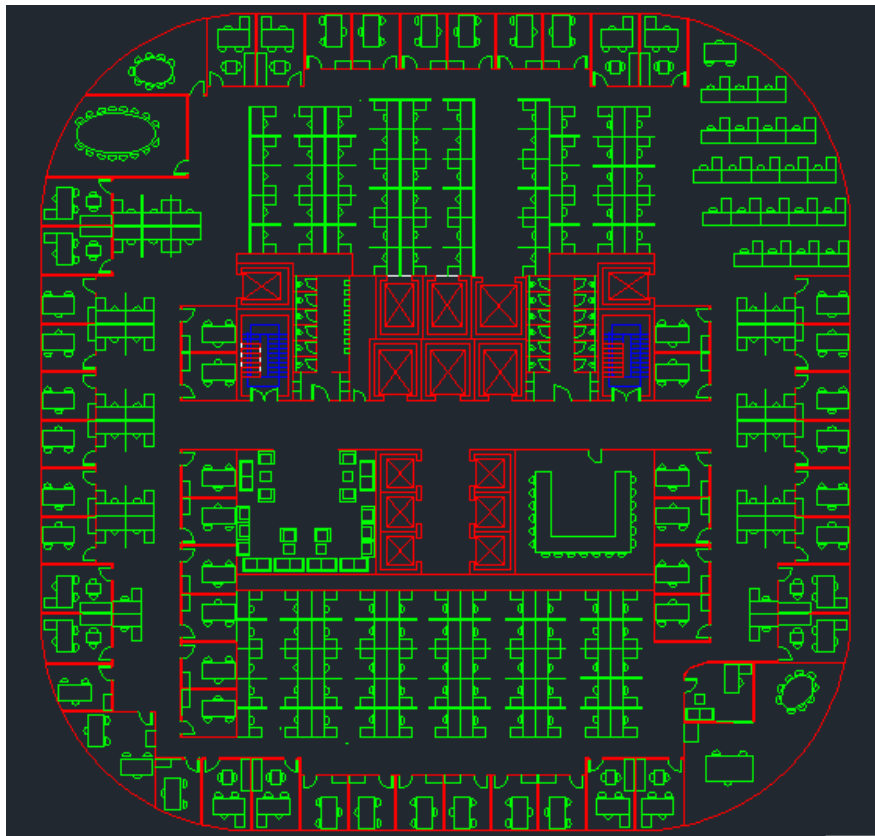
Εικόνα 2.15: Διαγράμματα κίνησης στα διάφορα επίπεδα



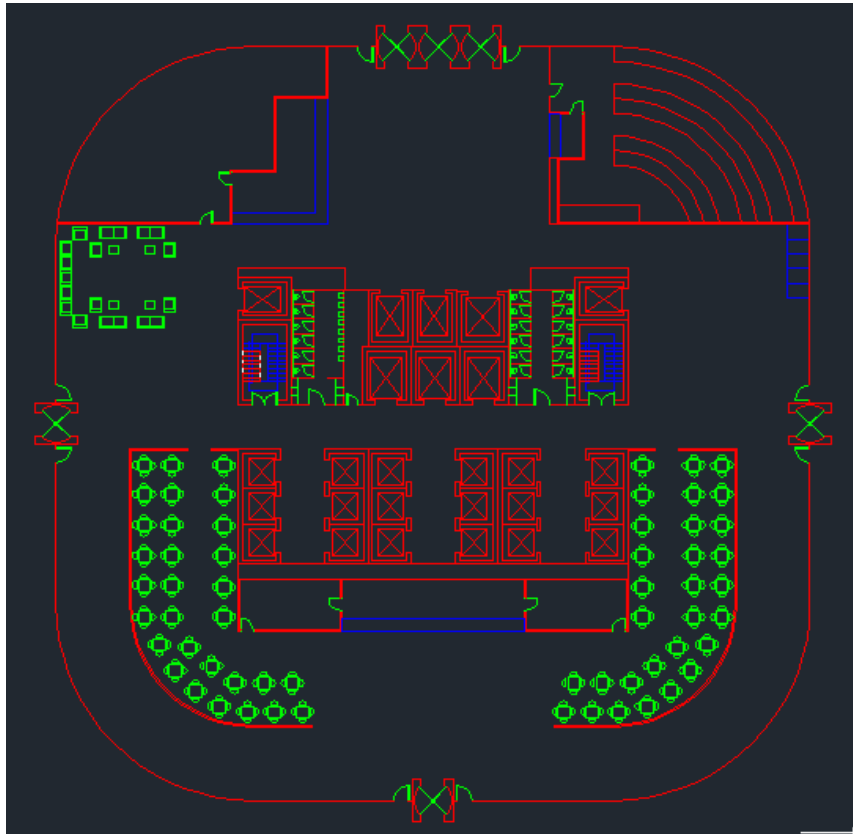
Εικόνα 2.16: Τυπική κάτοψη (πρώτος τομέας)



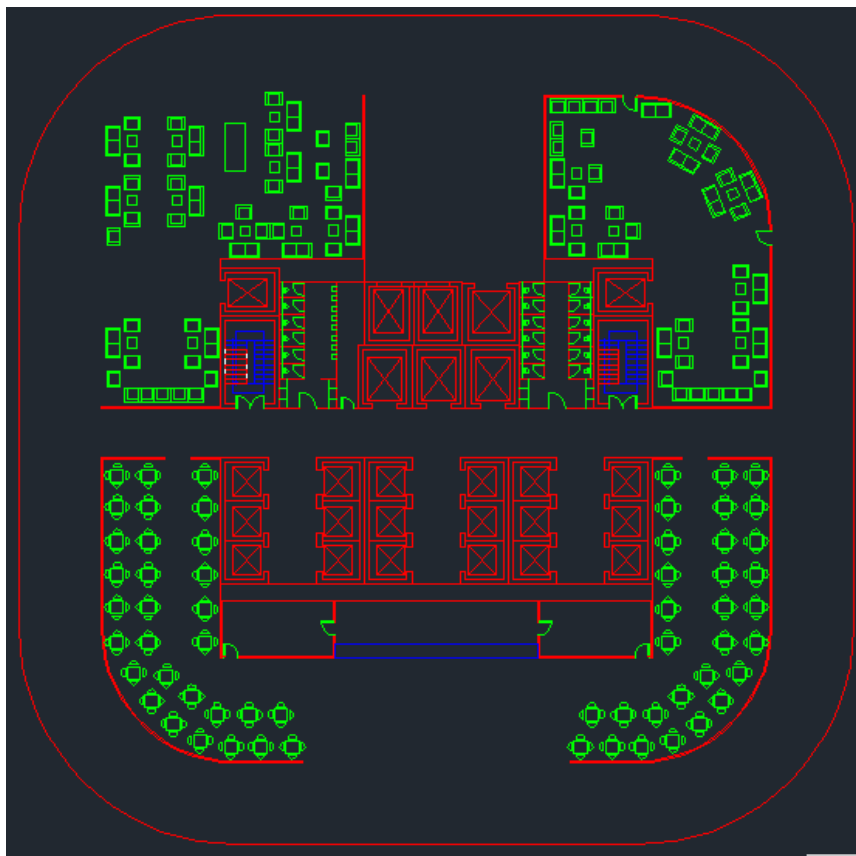
Εικόνα 2.17: Τυπική κάτοψη(δεύτερος τομέας)



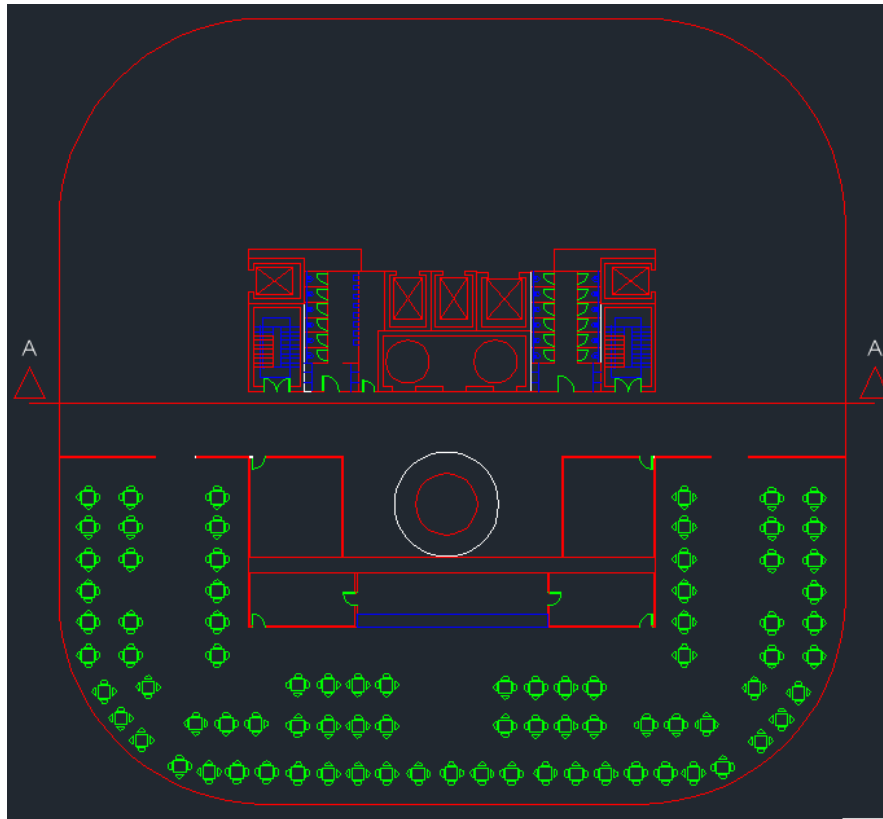
Εικόνα 2.18: Τυπική κάτοψη (τρίτος τομέας)



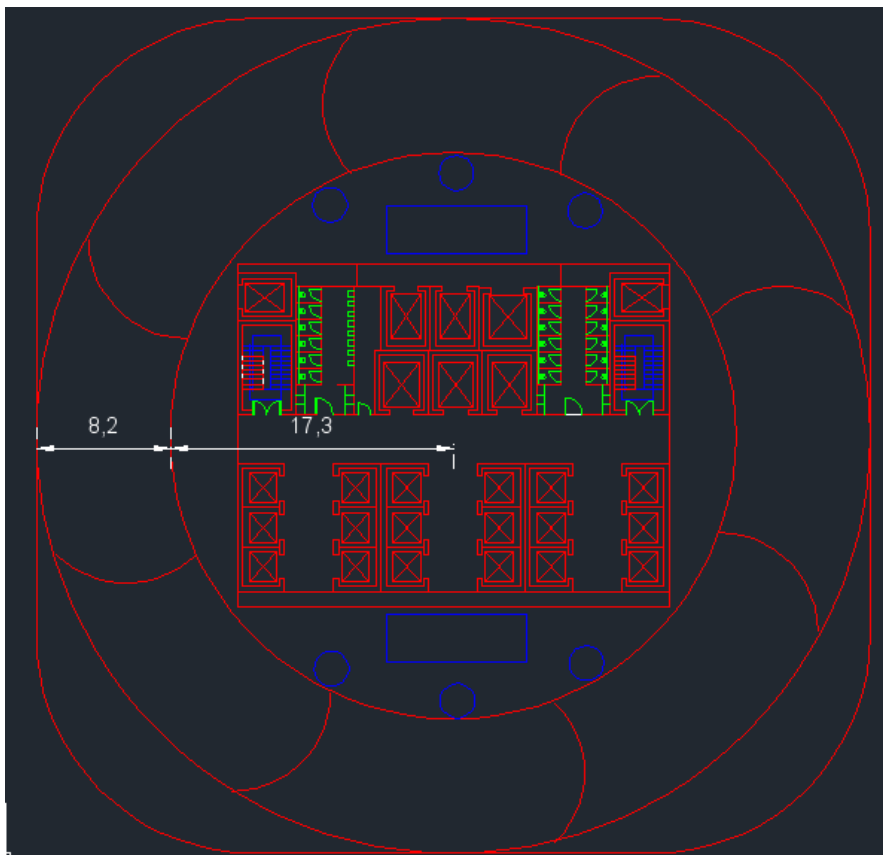
Εικόνα 2.19: Κάτοψη ισογείου



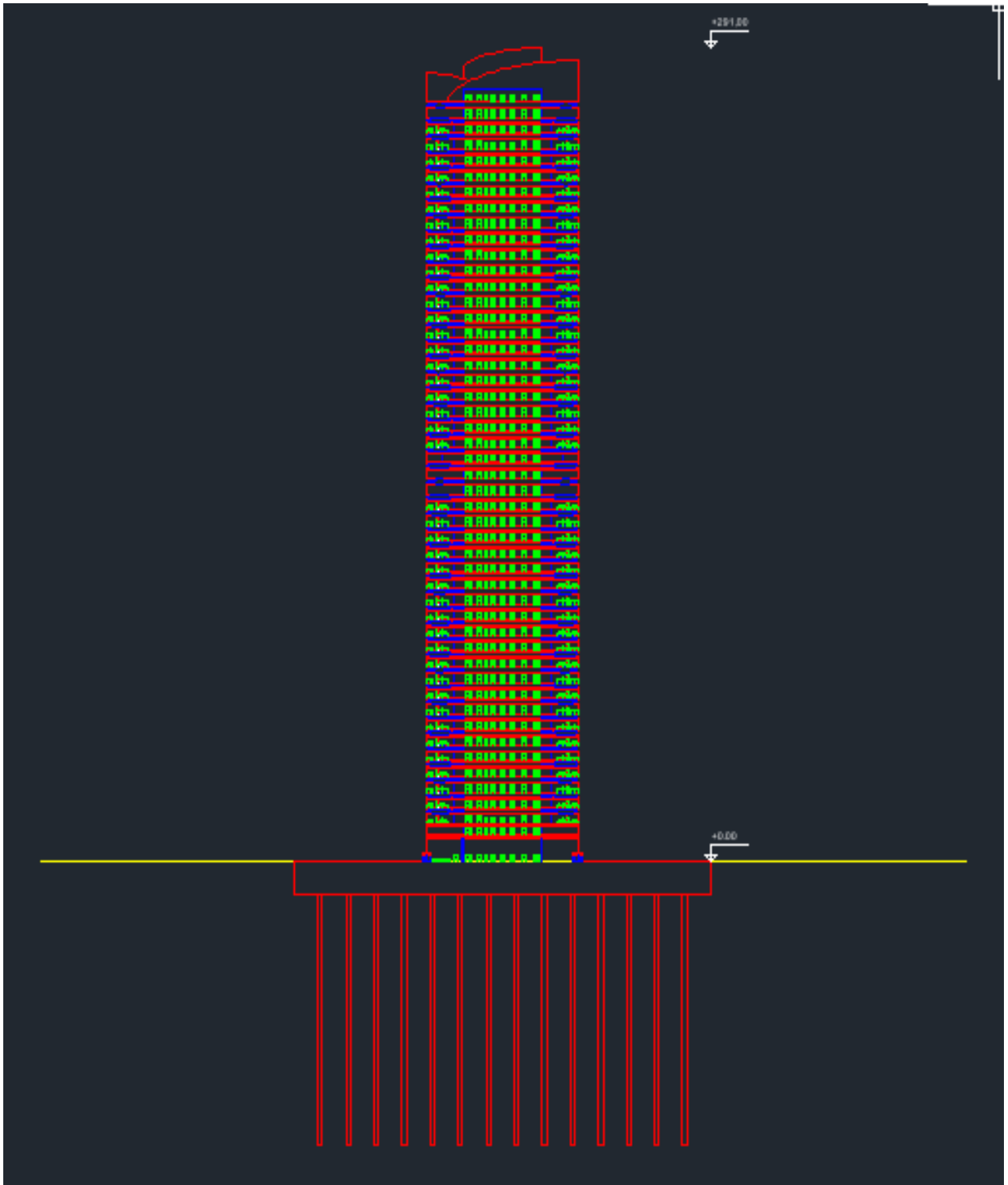
Εικόνα 2.20: Κάτοψη Skylobby



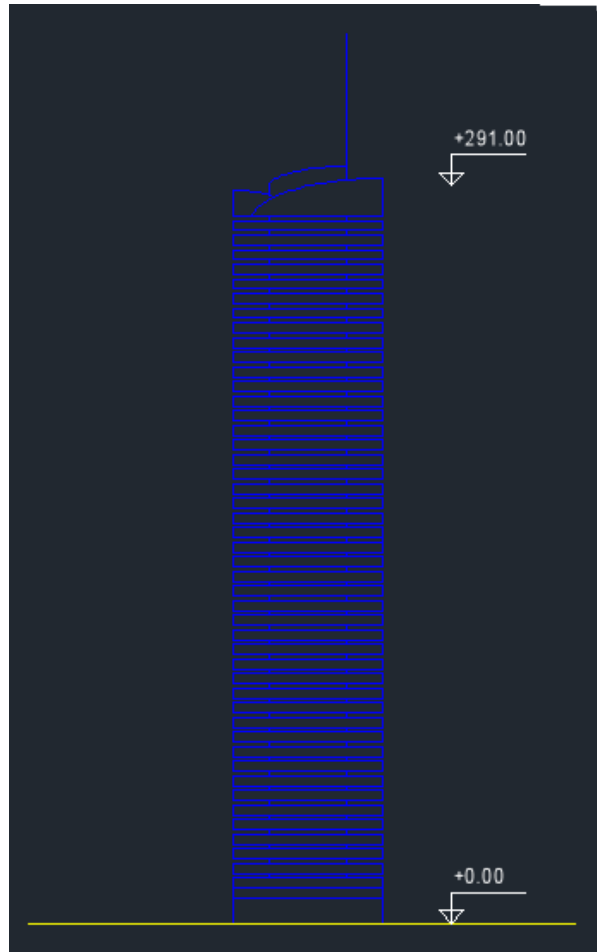
Εικόνα 2.21: Κάτοψη κορυφής



Εικόνα 2.22: Κάτοψη Ανεμογεννήτριας



Εικόνα 2.23: Τομή



Εικόνα 2.24: Όψη



Εικόνα 2.25: Ρεαλιστικό μοντέλο 3D

3 Στατικό μοντέλο

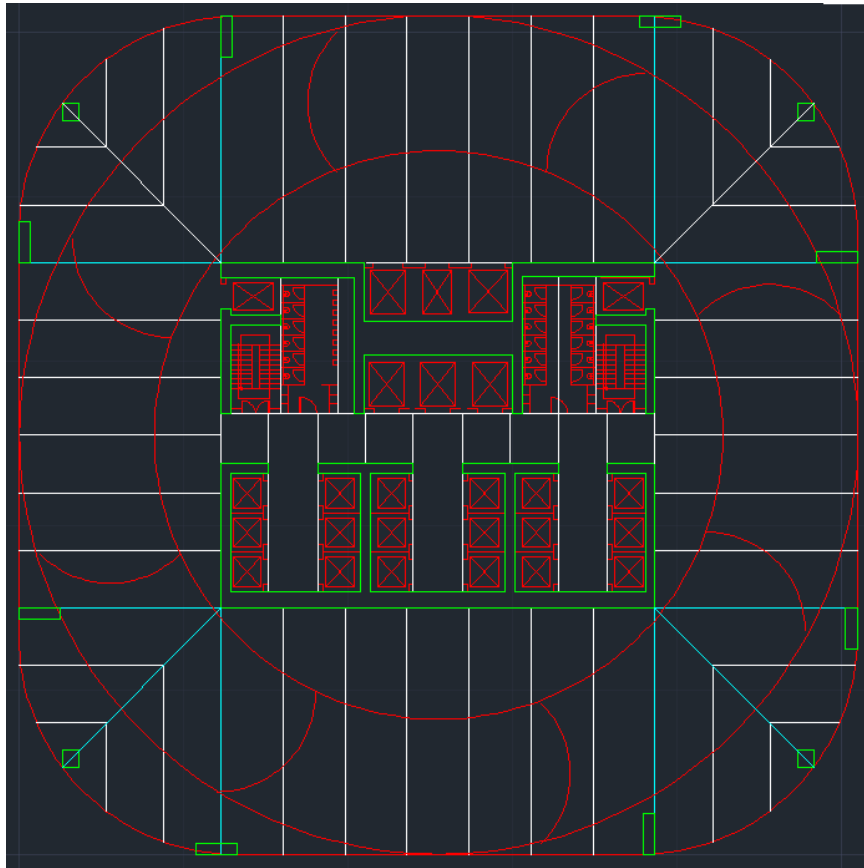
3.1 Γενικά Στοιχεία

Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου αποτελείται από μεταλλικά δομικά στοιχεία, σύμμικτες πλάκες καθώς και σύμμικτα τοιχώματα τα οποία περιβάλλουν τα κλιμακοστάσια και τους ανελκυστήρες, δημιουργώντας με αυτόν τον τρόπο το λεγόμενο πυρήνα του κτηρίου. Έτσι φαίνεται καθαρά πως ταυτίζεται ο «αρχιτεκτονικός» με τον «στατικό» πυρήνα, και πόσο σημαντικός είναι για την λειτουργία του κτηρίου.

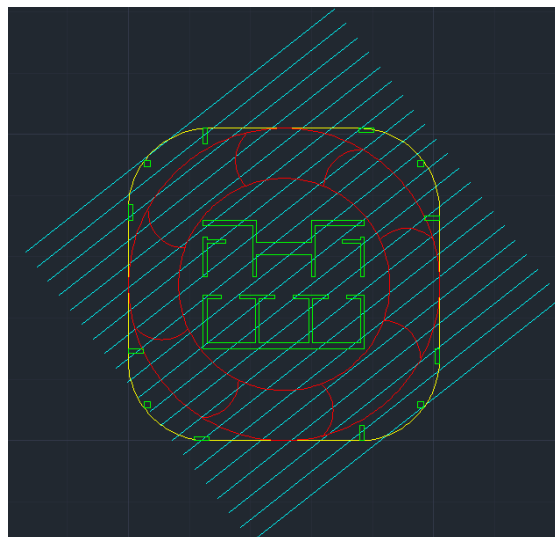
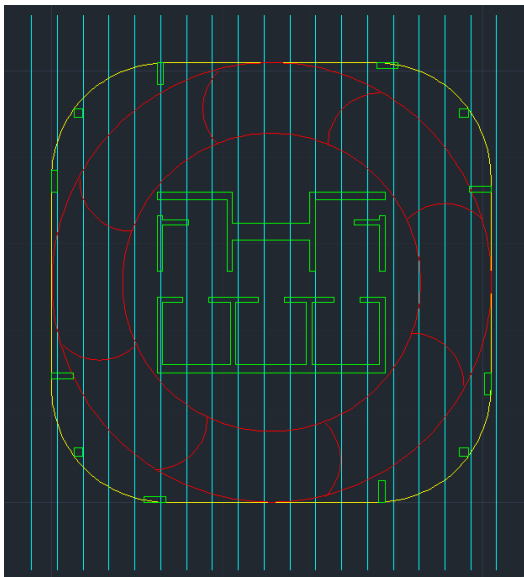
Το στατικό σύστημα που επιλέγεται είναι μια παραλλαγή του τύπου «Shear walls with hinged steel frames» (βλ. Πιν. 1.2). Αναλυτικότερα, επιλέχθηκε η δημιουργία σύμμικτων τοιχείων τα οποία αποτελούνται από οπλισμένο σκυρόδεμα που περιβάλλεται από κοίλες ορθογωνικές διατομές χάλυβα. Τα τοιχεία αυτά λειτουργούν σαν «σπονδυλική στήλη» για το κτίριο, στο οποίο παρέχουν την απαραίτητη δυσκαμψία για την παραλαβή των οριζόντιων δράσεων του ανέμου και ταυτόχρονα αρκετή ευκαμψία για την απορρόφηση του σεισμού. Ακόμη προσφέρουν αρκετή αντοχή για την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων του μεγαλύτερου τμήματος της κατασκευής, οικονομία χώρου και υλικών, αλλά και μεγάλη ευκολία και ταχύτητα στην φάση κατασκευής.

Λόγω της ύπαρξης των ανεμογεννητριών δημιουργούνται μεγάλα ανοίγματα χωρίς καθόλου ενδιάμεσα υποστυλώματα. Επίσης δεν μπορούμε να τοποθετήσουμε αρκετά υποστυλώματα στην περίμετρο της κάτοψης καθώς έτσι θα μειωνόταν σημαντικά ο διερχόμενος άνεμος, με αποτέλεσμα την μείωση της απόδοσης των ανεμογεννητριών. Από την άλλη η δημιουργία τόσο μεγάλων προβόλων, από τον πυρήνα μέχρι τις άκρες των ορόφων θα ήταν υπερβολικά ασύμφορη έως πρακτικά ανέφικτη λύση. Ύστερα λοιπόν από αρκετές εναλλακτικές που εξετάστηκαν όπως η ύπαρξη εξωτερικού δικτυώματος και η ανάρτηση των ορόφων από κάποιους ισχυρότερους προβόλους, επιλέχθηκε η απλούστερη και αποδοτικότερη λύση της τοποθέτησης λίγων και ισχυρών υποστυλωμάτων στις γωνίες της περιμέτρου. Ο σχεδιασμός τους στηρίχτηκε στο γεγονός ότι οι ανεμογεννήτριες κάθετου άξονα ακολουθούν μια διαδρομή η οποία είναι ευνοϊκή για τον άνεμο δεξιά από των άξονά τους και δυσμενής αριστερά. Τα υποστυλώματα αυτά λοιπόν θα είναι παραλληλόγραμμα, προσανατολισμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μειώνουν τον διερχόμενο άνεμο όπου αυτός είναι δυσμενής, αλλά να τον εμποδίζουν όσο το δυνατόν λιγότερο όπου είναι ευνοϊκός. Η διατομή που επιλέγεται είναι αντίστοιχη με των τοιχωμάτων του πυρήνα, σύμμικτη δηλαδή με κοίλη ορθογωνική διατομή χάλυβα η οποία γεμίζει με έγχυτο σκυρόδεμα.

Στο σημείο αυτό πρέπει να αναφερθεί ότι οι τελικές διατομές των στοιχείων που περιγράφονται σε αυτό το κεφάλαιο, φαίνονται αναλυτικά στα παραρτήματα Α και Β. Πιο συγκεκριμένα στο παράρτημα Α βρίσκονται τα σχήματα που περιγράφουν ποια διατομή χρησιμοποιείται που και στο παράρτημα Β παρουσιάζονται όλα τα σχέδια των διατομών.



Εικόνα 3.1: Επιλογή τοιχείων και υποστυλωμάτων

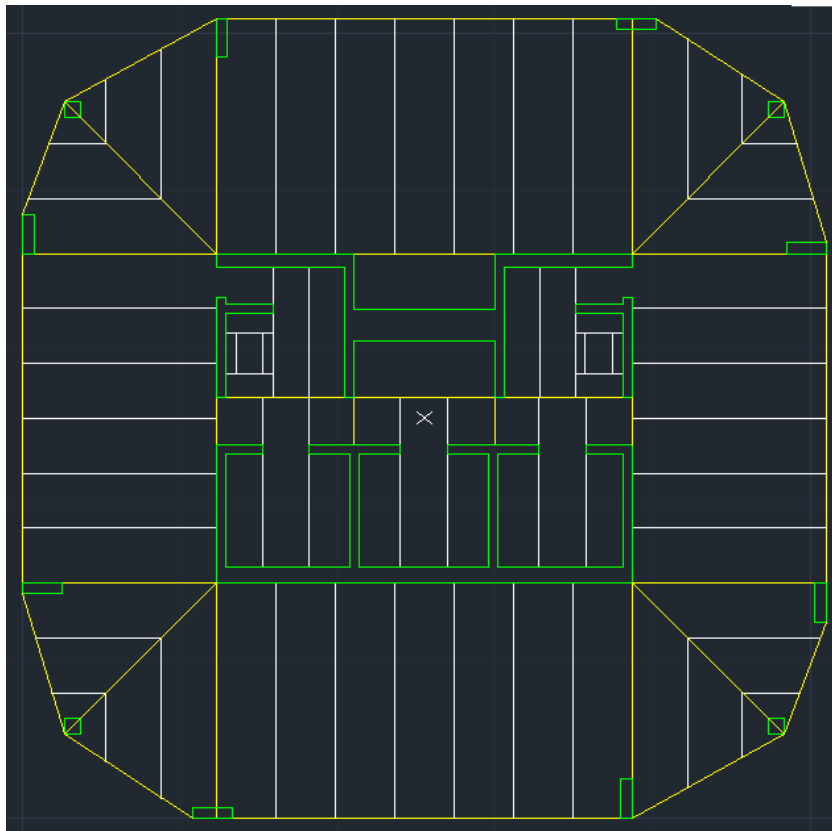


Εικόνες 3.2α, 3.2β: Προσανατολισμός περιφερειακών υποστυλωμάτων με κριτήριο την απόδοση της ανεμογεννήτριας

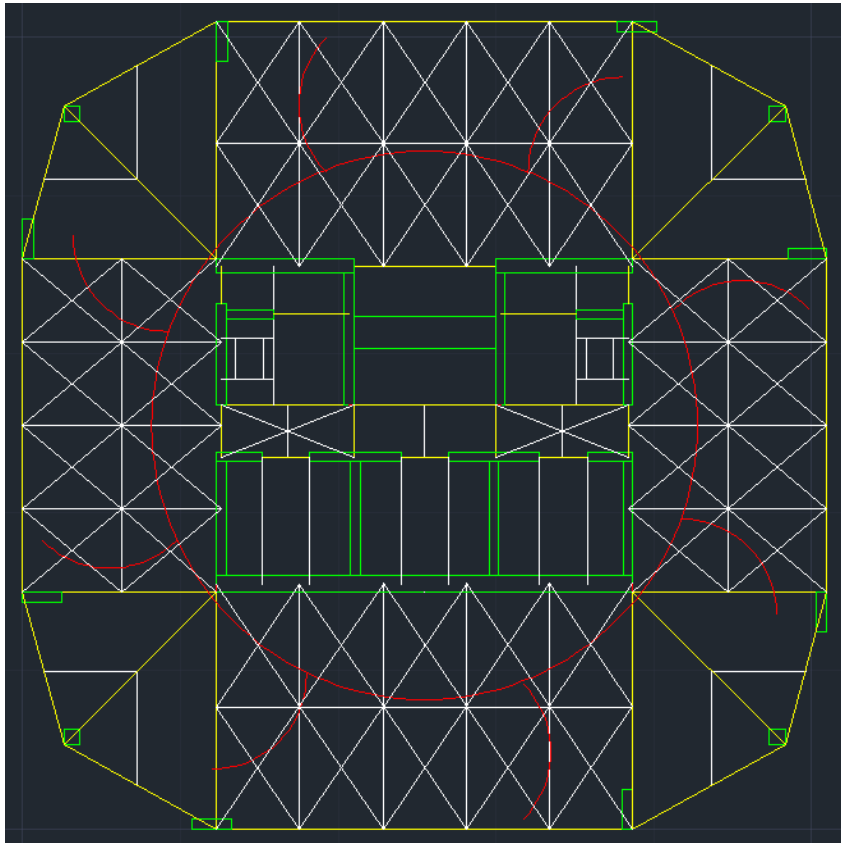
Στη συνέχεια, για την επιλογή των δοκαριών του φορέα, σχεδιάστηκαν δύο ξεχωριστές κατόψεις, μία για το βατό επίπεδο όπου θα βρίσκονται οι ωφέλιμοι χώροι (δάπεδο) και μία για το μη βατό όπου θα βρίσκεται η ανεμογεννήτρια (οροφή).

Στο βατό επίπεδο έχουμε σύμμικτες πλάκες, για την στήριξη των οποίων επιλέχθηκαν αμφιαρθρωτά σύμμικτα δοκάρια διπλού ταυ, με σημαντικά μικρότερο άνω πέλμα και αποτελούν τη βέλτιστη λύση για τα μεγάλα ανοίγματα του φορέα, προσφέροντας μικρό ύψος και λιγότερο βάρος. Τα κύρια δοκάρια είναι μεταλλικής διατομής διπλού ταυ, ενώ ειδικά τα περιμετρικά έχουν μεγάλο ύψος κορμού για την μείωση των μεγάλων βελών. Οι συνδέσεις των κύριων δοκαριών είναι επίσης αρθρωτές καθώς δεν υπάρχει ανάγκη πλαισιακής λειτουργίας αφού όλες οι οριζόντιες δράσεις αναλαμβάνονται από τον πυρήνα. Εξαιρούνται τα περιμετρικά δοκάρια, τα οποία είναι αμφίπακτα για την μείωση των βελών. Τέλος, η διαφραγματική λειτουργία εξασφαλίζεται από τις σύμμικτες πλάκες και επομένως δεν χρειάζονται σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

Το μη βατό επίπεδο καλύπτεται από απλά πάνελς πολυουρεθάνης, τα οποία είναι μη φέροντα στοιχεία και δεν συμμετέχουν στο προσομοίωμα. Κατά συνέπεια, όλα τα δοκάρια της οροφής είναι μεταλλικής διατομής διπλού ταυ, τα οποία όπως και στο δάπεδο, είναι επίσης αμφιαρθρωτά, εκτός από τα περιμετρικά που είναι αμφίπακτα. Ταυτόχρονα λόγω έλλειψης πλακών τοποθετούνται χιαστί σύνδεσμοι, οι οποίοι συμβάλλουν στην παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων που καταπονούν τον φορέα, ενώ παράλληλα δημιουργούν ένα είδος διαφραγματικής λειτουργίας. Τοποθετούνται στο επίπεδο των δοκαριών και κοντά στο θλιβόμενο πέλμα για την ταυτόχρονη εξασφάλιση του λυγισμού και είναι κοιλοδοκοί κυκλικής διατομής οι οποίοι συνδέονται στα σημεία στήριξής τους αμφιαρθρωτά. Ακόμη τοποθετείται μια κοιλοδοκός τετραγωνικής διατομής, η οποία σχηματίζει κύκλο γύρω από τον πυρήνα, στηρίζεται στα πάνω πέλματα των δοκαριών και αποτελεί τη βάση της ανεμογεννήτριας.



Εικόνα 3.3: Δάπεδο (Κύρια δοκάρια με κίτρινο, δευτερεύοντα με άσπρο)

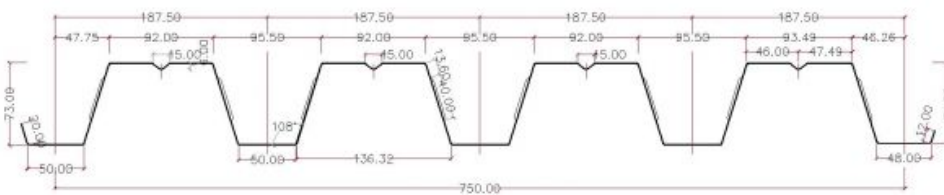


Εικόνα 3.4: Οροφή (Κύρια δοκάρια με κίτρινο, δευτερεύοντα και σύνδεσμοι με άσπρο)

Οι πλάκες των δαπέδων είναι σύμμικτες πάχους 14 εκατοστών και αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος κατά τη φάση σκυροδέτησης, ενώ στη φάση λειτουργίας συνεργάζονται με το έγχυτο σκληρυμένο σκυρόδεμα και τα δύο υλικά λειτουργούν ως σύμμικτη πλάκα. Όλες οι πλάκες επιλέγονται να είναι ενός ανοίγματος ώστε να λειτουργούν σε όλο τους το μήκος σαν σύμμικτες, πετυχαίνοντας έτσι μικρότερο πάχος. Επιλέχθηκαν τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα τύπου Symdeck 73, πάχους 1.25 χιλιοστών (Πίνακας 3.1).

Πίνακας 3.1: Πίνακας γεωμετρικών και αδρανειακών χαρακτηριστικών Symdeck 73

Thickness	t (mm)	0.75	0.80	1.00	1.25
Weight	G (kg/m)	7.36	7.85	9.81	12.27
Cross section area	A (cm ²)	9.57	10.15	12.72	15.98
Second moment of inertia	L _y (cm ⁴)	82.51	88.00	110.42	138.32
Section modulus	W _y (cm ³)	20.68	22.11	27.74	34.67

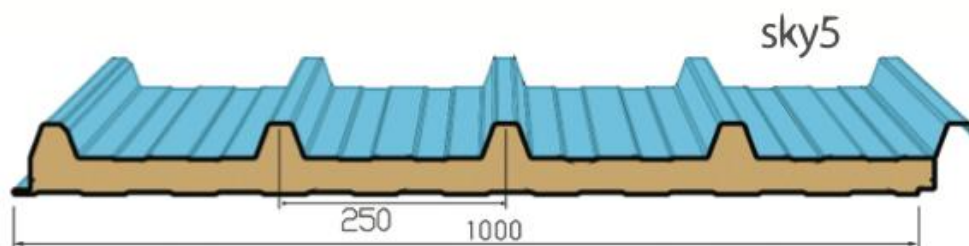


Τα πάνελς πολυουρεθάνης που χρησιμοποιούνται στις οροφές κάθε επιπέδου έχουν ως βασικό σκοπό την μόνωση και τη στεγανότητα της οροφής, αλλά χρειάζεται να έχουν και μια μικρή φέρουσα ικανότητα ώστε να επιτρέπουν κάποιες εργασίες συντήρησης στις ανεμογεννήτριες. Επιλέγονται λοιπόν πάνελς τύπου sky 5της εταιρίας Arkhon, τα οποία προσφέρουν επαρκή θερμομόνωση, ηχομόνωση, στεγανότητα καθώς και αρκετή αντοχή για σχετικά μεγάλα ανοίγματα. Πιο συγκεκριμένα επιλέγεται πάχος ελάσματος 0.6 χιλιοστά, πάχος πετάσματος 100 χιλιοστά, και πολλαπλή στήριξη δύο ή τριών ανοιγμάτων των πέντε μέτρων. Τα χαρακτηριστικά των πάνελ και η διατομή τους φαίνονται παρακάτω.

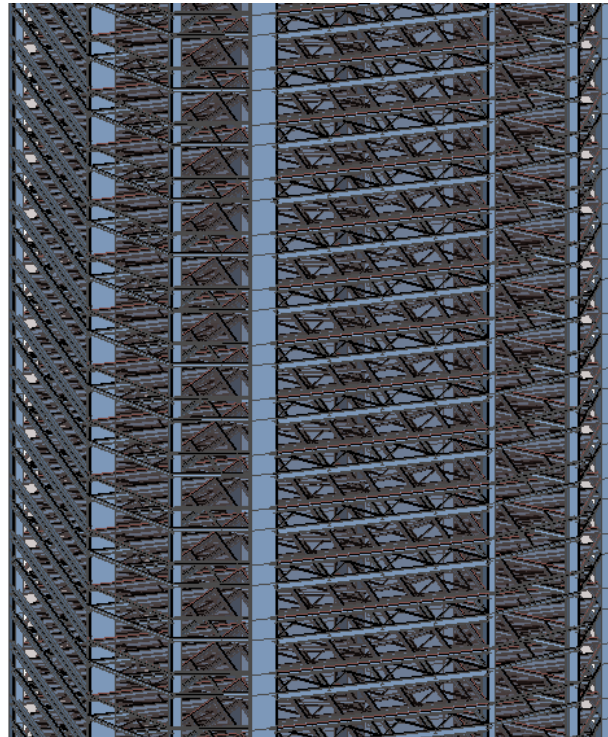
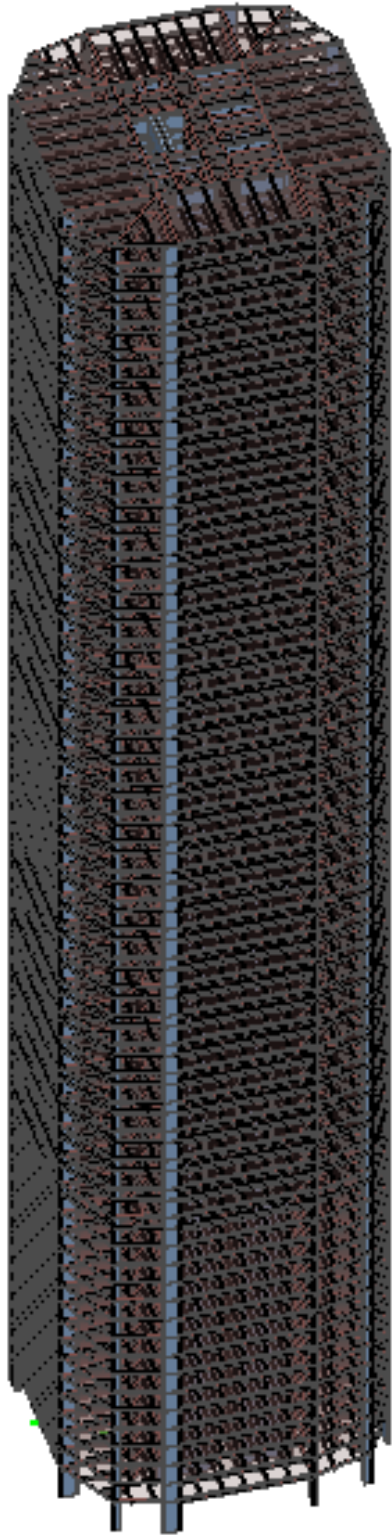
Πίνακας 3.2: Διατομή και χαρακτηριστικά πάνελ πολυουρεθάνης sky 5

Απόσταση στηριξεων -Supports spacing (m)	Πολαπλή στήριξη -multiple span						
	Πάχος Πετάσματος Panel thickness						
	20	30	40	50	60	80	100
	Μεγιστο επιτρεπόμενο φορτίο -Max load capacity kg/m2 steel						
2	265	348	438	500	598	719	830
2,5	168	251	372	388	467	552	653
3	99	182	230	298	341	462	522
3,5	40	123	177	214	265	359	428
4		86	123	161	212	268	370
4,5		59	92	112	166	225	306
5			66	88	116	161	227

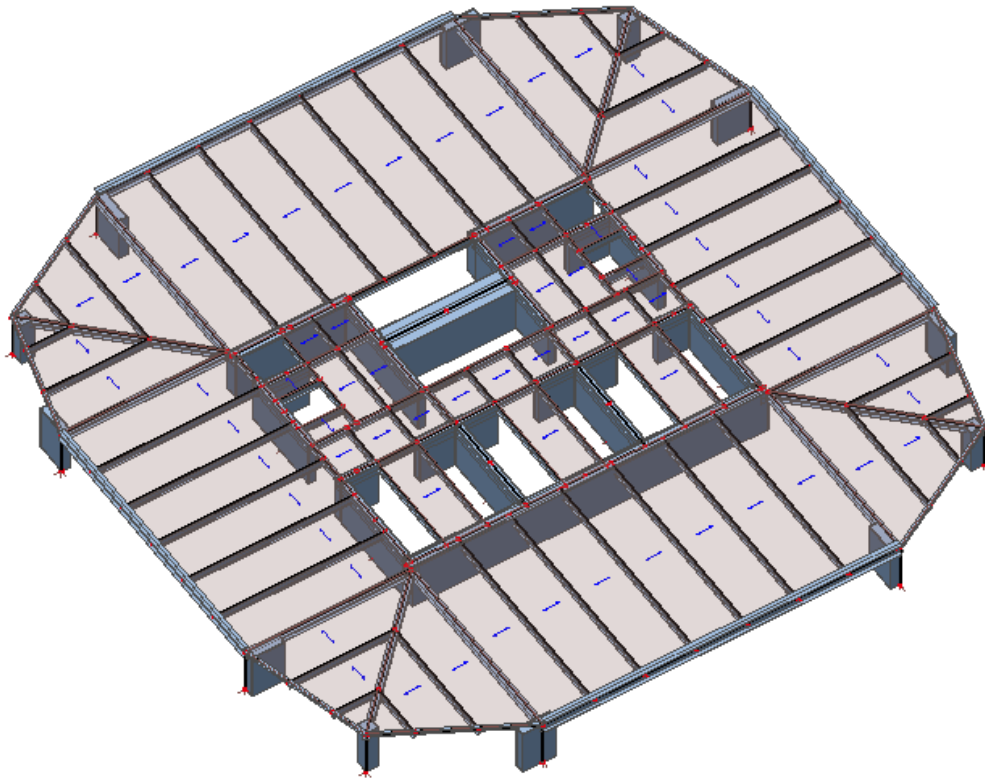
γεωμετρικά στοιχεία	
Πάχος, t (mm):	20, 30, 40, 50, 60, 80 και 100
Μέγιστο Μήκος (mm)*:	15.000
Ελάχιστο Μήκος (mm):	
Στη γραμμή παραγωγής	1,800
Εκτός γραμμής **:	300
Υπερκάλυψη (mm)	
Ελάχιστο	25
Μέγιστο	250



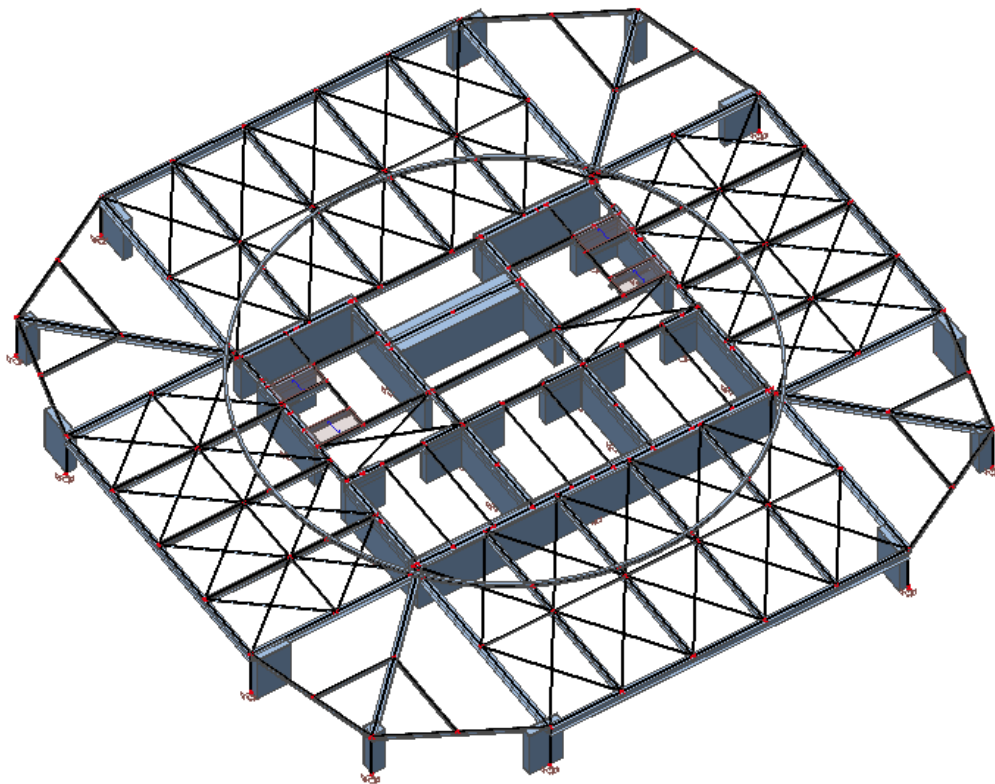
Εδώ πρέπει να αναφερθεί ότι η πρώτη ανεμογεννήτρια βρίσκεται στο δέκατο έκτο επίπεδο. Αυτό σημαίνει ότι μέχρι εκείνο το σημείο έχουμε διαδοχικά δάπεδα, ενώ από εκεί και πάνω έχουμε συνεχείς εναλλαγές οροφής και πατώματος. Ακολουθούν εικόνες με το πλήρες στατικό μοντέλο καθώς και τα δύο βασικά του τμήματα, το δάπεδο και η οροφή κάθε επιπέδου.



Εικόνα 3.5α και 3.5β: Τρισδιάστατη απεικόνιση πλήρους προσομοιώματος και λεπτομέρεια



Εικόνα 3.6: Τρισδιάστατη απεικόνιση δαπέδου



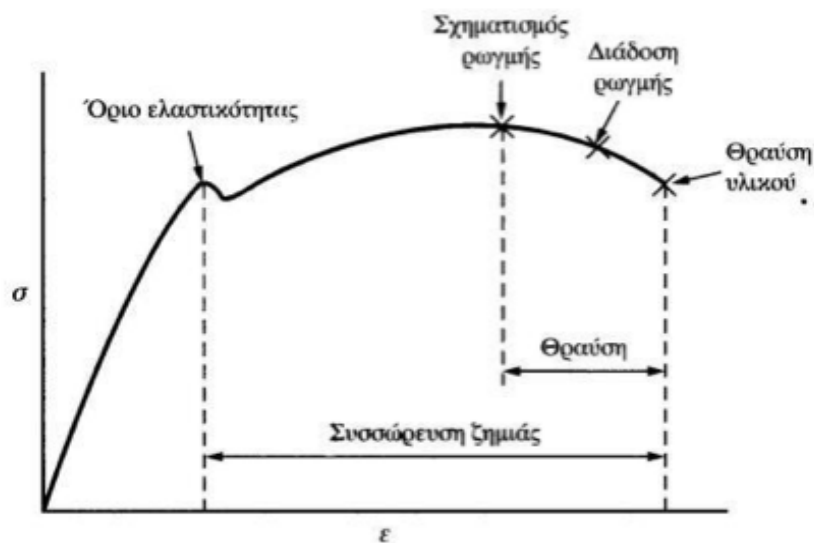
Εικόνα 3.7: Τρισδιάστατη απεικόνιση οροφής

3.2 Υλικά Κατασκευής

3.2.1 Χάλυβας

Ο χάλυβας είναι κράμα με βασικό συστατικό τον σίδηρο (Fe), ύστερα τον άνθρακα (C) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία. Το ποσοστό συμμετοχής αυτών των στοιχείων στο τελικό κράμα προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες αυτού, όπως την αντοχή, την συγκολλησιμότητα και την ολκιμότητα. Τα κύρια πλεονεκτήματά του είναι:

1. Μεγάλος λόγος αντοχής προς ίδιο βάρος και επομένως ζεύξη μεγάλων ανοιγμάτων, χαμηλό βάρος φορέα, οικονομία χώρου κτλ
2. Ομογένεια υλικού άρα και ακρίβεια παραδοχών ανάλυσης
3. Απεριόριστη διάρκεια ζωής με την κατάλληλη συντήρηση
4. Ολκιμότητα, η ιδιότητα του υλικού δηλαδή να μπορεί να υποφέρει εκτεταμένη παραμόρφωση χωρίς αστοχία κάτω από υψηλές τάσεις. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα ο χάλυβας να διαρρέει τοπικά σε σημεία συγκέντρωσης υψηλών τάσεων προλαβαίνοντας έτσι πρόωρες αστοχίες. Ειδικότερα, η ολκιμότητα του χάλυβα είναι πολύ σημαντική στις δυναμικές φορτίσεις όπου το υλικό μπορεί να απορροφά μεγάλα ποσοστά ενέργειας αποτρέποντας έτσι την κατάρρευση της κατασκευής, κάτι που δεν συμβαίνει σε ψαθυρά υλικά όπως το σκυρόδεμα.
5. Ελαστικότητα. Ο χάλυβας συμπεριφέρεται ελαστικά μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις, όπως φαίνεται και στο σχετικό διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων:



Εικόνα 3.8: Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων χάλυβα

6. Άλλα πλεονεκτήματα είναι η βιομηχανική παραγωγή (τυποποίηση, προκατασκευή) και επομένως η ταχύτητα κατασκευής στο εργοτάξιο, η δυνατότητα διάνοιξης οπών ή παραγωγής κυψελωτών διατομών για την όδευση ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων, η ευκολία ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών καθώς και η επαναχρησιμοποίηση – ανακύκλωση του υλικού.

Ως βασικά μειονεκτήματα του χάλυβα εντοπίζουμε τα εξής:

1. Ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες (κίνδυνος σε πυρκαγιές)
2. Μικρή αντοχή σε φαινόμενα λυγισμού
3. Ευαισθησία σε φαινόμενα επαναλαμβανόμενης φόρτισης (κόπωση)

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες λαμβάνονται ως εξής:

- Μέτρο ελαστικότητας $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Μέτρο διάτμησης $G = E/[2(1+\nu)] \sim 81000 \text{ N/mm}^2$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ ανά $^\circ\text{C}$ (για $T \leq 100 \text{ }^\circ\text{C}$)

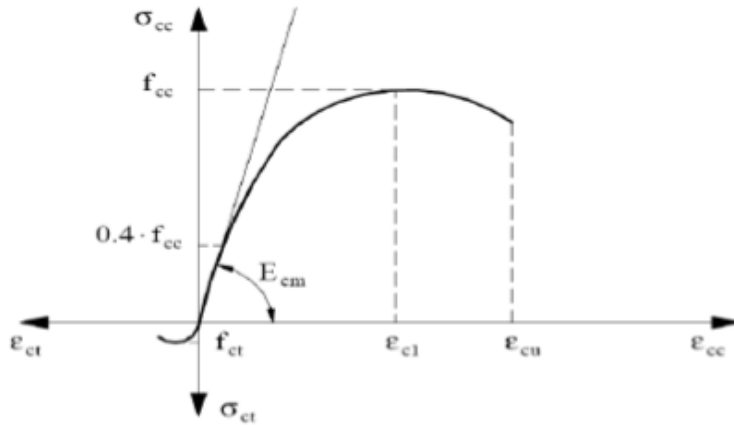
Στην παρούσα κατασκευή χρησιμοποιείται χάλυβας ποιότητας S460 N/NL με όριο διαρροής $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$ και όριο θράυσης $f_u = 540 \text{ N/mm}^2$ σε όλες τις διατομές εκτός από τα δευτερεύοντα σύμμικτα δοκάρια στα οποία επιλέγεται χάλυβας ποιότητας S355 με όριο διαρροής $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ και όριο θράυσης $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$.

3.2.2 Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα είναι μίγμα «πάστας» και αδρανών υλικών. Η πάστα αποτελείται από τσιμέντο και νερό και καλύπτει την επιφάνεια των λεπτόκοκκων και χονδρόκοκκων αδρανών. Μια χημική αντίδραση η «ενυδάτωση» προκαλεί τη στερεοποίηση της πάστας που αποκτά έτσι υψηλές αντοχές, δημιουργώντας μια συμπαγή μάζα – το σκυρόδεμα. Αυτή η διαδικασία αποτελεί και το μεγάλο πλεονέκτημα του σκυροδέματος: είναι εύπλαστο όταν αναμιγνύεται και ανθεκτικό όταν σκληραίνει. Για να επιτευχθεί η ανθεκτικότητα σκυροδέματος απαιτείται προσεκτική ανάμιξη μελετημένων αναλογιών των συστατικών του. Για παράδειγμα, μια σύνθεση σκυροδέματος, η οποία δεν έχει αρκετή πάστα, ώστε να καλύψει επαρκώς τα αδρανή, θα είναι εξαιρετικά δύσκολη στη διάστρωσή της και θα προκαλέσει κενά και πόρους στην επιφάνεια και στη μάζα της μειώνοντας την ανθεκτικότητα. Αντίθετα μια σύνθεση με υπερβολική πάστα διαστρώνεται εύκολα και δημιουργεί στρωτή τελική επιφάνεια, αλλά καταλήγει να δημιουργεί ένα σκυρόδεμα που συρρικνώνεται και ρηγματώνεται.

Επειδή δεν αποτελεί το κύριο υλικό του φορέα μας, θα αναφερθούμε επιγραμματικά στα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματά του, που είναι τα εξής:

1. Θεωρείται το οικονομικότερο και ασφαλέστερο οικοδομικό υλικό
2. Είναι ανθεκτικό στη μηχανική φθορά και στις μεγάλες θερμοκρασίες
3. Απαιτεί ελάχιστη έως καθόλου συντήρηση
4. Προσαρμόζεται σε σχεδόν κάθε μορφή ξυλότυπου
5. Έχει μεγάλη αντοχή έναντι λυγισμού και θλίψης

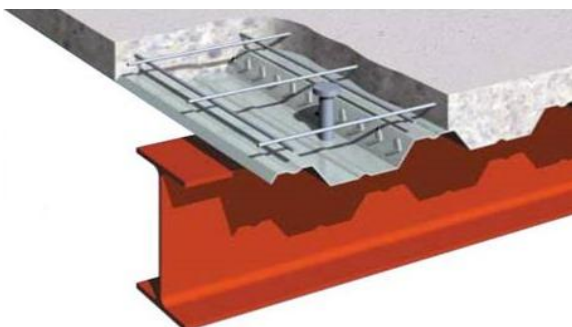


Εικόνα 3.9: Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων σκυροδέματος

Από την άλλη τα σημαντικότερα μειονεκτήματά του είναι:

1. Μικρός λόγος αντοχής προς ίδιο βάρος, κάτι που το καθιστά δύσχρηστο σε εφαρμογές μεγάλων ανοιγμάτων
2. Μικρή έως μηδενική αντοχή σε εφελκυσμό όταν είναι άοπλο
3. Χρειάζεται μεγάλη προσοχή κατά τη σκυροδέτηση ώστε να αποφευχθούν κατασκευαστικά ελαττώματα και ατέλειες
4. Γενικότερα απαιτεί περισσότερο χρόνο κατά την κατασκευή
5. Είναι ιδιαίτερα δαπανηρό σε τυχόν αποκαταστάσεις βλαβών
6. Έχει περιορισμένες θερμομονωτικές ιδιότητες

Στην κατασκευή μας χρησιμοποιείται σκυρόδεμα στις σύμμικτες πλάκες και στα σύμμικτα υποστυλώματα – τοιχεία. Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται στις πλάκες είναι ποιότητας C 25/30 με θλιπτική αντοχή $f_{cd}=25 \text{ N/mm}^2$ και χάλυβα οπλισμού ποιότητας S500 με όριο διαρροής $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$. Το πάχος των πλακών επιλέγεται ενιαίο σε όλο το κτήριο στα 14 εκατοστά και για την εξασφάλιση της σύμμικτης λειτουργίας θεωρήθηκε ισχυρή διατμητική σύνδεση με ήλους ποιότητας S235 μεταξύ των πλακών και των μεταλλικών δοκών. Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται στα τοιχεία και τα υποστυλώματα είναι υψηλής αντοχής, ποιότητας C 50/60 με θλιπτική αντοχή $f_{cd}=50 \text{ N/mm}^2$, ενώ χρησιμοποιείται επίσης χάλυβας οπλισμού ποιότητας S500 και διατμητικοί ήλοι ποιότητας S355.



Εικόνα 3.10: Σύμμικτη πλάκα και δοκάρι



Εικόνα 3.11: Σύμμικτο υποστύλωμα Ουρανοξύστη

4 Φορτία / Δράσεις

4.1 Γενικά Στοιχεία

Η εκτίμηση των φορτίων για την ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός φορέα αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα βήματα του ορθού σχεδιασμού. Ο μελετητής καλείται να αξιολογήσει όλες τις πιθανές και μη δράσεις που μπορούν να εμφανιστούν στη διάρκεια της ζωής του έργου και να αποφασίσει τόσο για το μέγεθός τους όσο και για την πιθανότητα συνύπαρξης των διαφόρων συνθηκών φόρτισης.

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται σε μια κατασκευή διακρίνονται σε διάφορες κατηγορίες ανάλογα με:

- Τον χρόνο επιβολής – μόνιμες, μεταβλητές, τυχηματικές
- Τη θέση τους – καθορισμένες, ελεύθερες
- Τη φύση τους – στατικές, δυναμικές

Οι Ευρωκώδικες αφιερώνουν ένα ολόκληρο μέρος τους (Ευρωκώδικας 1) στην ορθή επιλογή των δράσεων και των συνδυασμών τους, και ο μελετητής πρέπει να είναι πολύ προσεκτικός στην σωστή επιλογή τους. Στη συνέχεια περιγράφονται λεπτομερώς οι φορτίσεις που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα διπλωματική εργασία.

4.2 Μόνιμα Φορτία

Τα μόνιμα φορτία είναι δράσεις που λαμβάνονται πάντα υπόψη στις κατασκευές και επιβάλλουν στατική φόρτιση, πρόκειται δηλαδή για φορτία σταθερής θέσης και διεύθυνσης. Στη συγκεκριμένη κατηγορία φορτίων ανήκουν τα ίδια βάρη των δομικών στοιχείων και τα λεγόμενα λοιπά μόνιμα, τα οποία συμπεριλαμβάνουν τις επικαλύψεις των δαπέδων, τις τοιχοποιίες, τα χωρίσματα καθώς και τον απαραίτητο ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό που απαιτείται για την ομαλή λειτουργία του κτηρίου, που μπορεί να θεωρηθεί ως σταθερός.

Το ίδιο βάρος του φορέα υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα με βάση τα ειδικά βάρη των υλικών από τα οποία αποτελούνται τα δομικά στοιχεία (ειδικό βάρος χάλυβα $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ και ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$).

Τα λοιπά μόνιμα φορτία εκτιμήθηκαν ως εξής:

1. Φορτία πατώματος:
 - Επικάλυψη: $g_{\text{επ}}=1 \text{ kN/m}^2$ (σε όλες τις πλάκες)
 - Υαλοπίνακες: $g_{\text{υαλ}}=2 \text{ kN/m}$ (περιμετρικές δοκοί)
2. Φορτία οροφής:
 - Πάνελς: $g_{\text{παν}}=0.21 \text{ kN/m}$ (πυκνότητα 42 kg/m^3 x πάχος 100 mm x απόσταση δοκών 5.25 m) (σε όλες τις δοκούς εκτός πυρήνα)
 - Αεραγωγοί και επικάλυψη οροφής: $g_{\text{εορ}}=0.5 \text{ kN/m}$ (σε όλες τις δοκούς)
 - Πηνία: $G_{\text{πην}}=3 \text{ kN}$
 - Μετασχηματιστές: $G_{\text{μετ}}=1 \text{ kN}$

3. Φορτία ανελκυστήρων: (εφαρμόζονται στον επόμενο από τον τελευταίο όροφο εξυπηρέτησής τους)
- Local: $G=9$ kN
 - Express Skylobby: $G=10$ kN
 - Express Top: $G=10$ kN
 - Service 1: $G=12$ kN
 - Service 2,3: $G=10$ kN

Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι τα επιφανειακά φορτία των πλακών μετατρέπονται σε γραμμικά στις δοκούς από το πρόγραμμα, λαμβάνοντας υπόψη την ορθοτροπία των σύμμικτων πλακών. Το ίδιο ισχύει και για τα κινητά επιφανειακά φορτία.

4.3 Κινητά Φορτία

Τα κινητά ή μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται σε λειτουργία. Εντάσσονται γενικώς στην κατηγορία των μεταβλητών ελεύθερων δράσεων. Περιλαμβάνουν κυρίως τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτηρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά και οι χαρακτηριστικές τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς. Επίσης, οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτιστικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Τα κινητά φορτία επενεργούν ως οιοσδήποτε στατικές δράσεις, εφ' όσον όμως αναμένονται επιδράσεις συντονισμού ή σημαντικές επιταχύνσεις στο φορέα, στο προσομοίωμα της φόρτισης θα πρέπει να προβλέπεται δυναμική αντιμετώπιση.

Στα τμήματα 6.2 και 6.3 του EN1991-1-1 δίνονται πληροφορίες για το σχεδιασμό δοκών, δαπέδων, στεγών και υποστυλωμάτων σε ότι αφορά στις διατάξεις των φορτίων. Οι χαρακτηριστικές τιμές των επιβαλλομένων φορτίων χωρίζονται σε κατηγορίες και δίνονται στους παρακάτω πίνακες για τις περιπτώσεις κατοικιών, κοινωνικών, εμπορικών και διοικητικών χώρων. Οι παρακάτω τιμές μπορεί να αυξηθούν ανάλογα με τις ανάγκες του σχεδιασμού. Ακόμη, σε περίπτωση πολλαπλής χρήσης ενός χώρου (δαπέδου), αυτός σχεδιάζεται με τη δυσμενέστερη κατηγορία φόρτισης.

Πίνακας 6.1 του EN1991-1-1: Κατηγορίες χρήσης κτιρίων

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παραδείγματα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και στίπια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.
¹⁾ Εμφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3		
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Βλέπε 6.3.2 για αποθήκευση ή βιομηχανικές δραστηριότητες.		

Πίνακας 6.2 του EN1991-1-1: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτηρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία A		
- Δάπεδα	1,5 έως 2,0	2,0 έως 3,0
- Σκάλες	2,0 έως 4,0	2,0 έως 4,0
- Μπαλκόνια	2,5 έως 4,0	2,0 έως 3,0
Κατηγορία B	2,0 έως 3,0	1,5 έως 4,5
Κατηγορία C		
- C1	2,0 έως 3,0	3,0 έως 4,0
- C2	3,0 έως 4,0	2,5 έως 7,0
- C3	3,0 έως 5,0	(4,0)
- C4	4,5 έως 5,0	4,0 έως 7,0
- C5	5,0 έως 7,5	3,5 έως 7,0 3,5 έως 4,5
Κατηγορία D		
- D1	4,0 έως 5,0	
- D2	4,0 έως 5,0	3,5 έως 7,0 (4,0) 3,5 έως 7,0

Τέλος, σύμφωνα με τη Σημείωση 1 της παραγράφου 6.3.1.2 του EN1991-1-1, τα επιβαλλόμενα φορτία που προέρχονται από μία μόνο κατηγορία μπορούν να μειωθούν ανάλογα με τις περιοχές που φορτίζουν το υπό εξέταση μέλος, μέσω ενός συντελεστή μείωσης α_A , που εφαρμόζεται στις τιμές του q_k για τα επιβαλλόμενα φορτία στον Πίνακα 6.2, για τις κατηγορίες Α έως Ε. Ο συντελεστής αυτός προσδιορίζεται με τον ακόλουθο τρόπο:

$$a_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0$$

με τον περιορισμό για τις κατηγορίες C και D: $\alpha_A \geq 0,6$
όπου:

ψ_0 είναι ο συντελεστής σύμφωνα με το EN 1990 Παράρτημα Α1 Πίνακας Α1.1

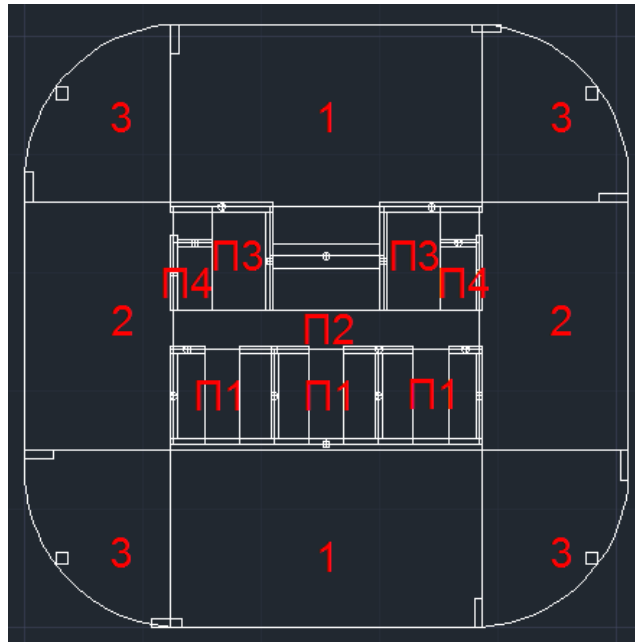
$A_0 = 10,0m^2$

A είναι η φορτιζόμενη επιφάνεια

Στην προκειμένη περίπτωση, έχουμε τα εξής ωφέλιμα φορτία:

- Φορτία πατώματος (σύμφωνα με την εικόνα 4.2):
 - (1): Κατ.Β, $q_k=3 \text{ kN/m}^2$, $\alpha_A=0,677$ άρα $q=2,03 \text{ kN/m}^2$
 - (2): Κατ.Β, $q_k=3 \text{ kN/m}^2$, $\alpha_A=0,73$ άρα $q=2,2 \text{ kN/m}^2$
 - (3): Κατ.Β, $q_k=3 \text{ kN/m}^2$, $\alpha_A=0,88$ άρα $q=2,65 \text{ kN/m}^2$
 - (Π1): Κατ.С3, $q_k=5 \text{ kN/m}^2$, $\alpha_A>1$ άρα $q=5 \text{ kN/m}^2$
 - (Π2): Κατ.С3, $q_k=5 \text{ kN/m}^2$, $\alpha_A>1$ άρα $q=5 \text{ kN/m}^2$
 - (Π3): Κατ.Α (τουαλέτες), $q_k=2 \text{ kN/m}^2$, $\alpha_A>1$ άρα $q=2 \text{ kN/m}^2$
 - (Π4): Κατ.Α (σκάλες), $q_k=4 \text{ kN/m}^2$, $\alpha_A>1$ άρα $q=4 \text{ kN/m}^2$
- Φορτία οροφής:
 - Φορτίο εργασιών συντήρησης: $q_{\text{συντ}}=1,5 \text{ kN/m}^2$, το οποίο μετατρέπεται σε γραμμικό $q=7.9 \text{ kN/m}$ (για απόσταση δοκών 5.25 m)
 - Φορτίο φτερωτής: $q=1 \text{ kN/m}$, γραμμικό στην κυκλική δοκό – βάση της ανεμογεννήτριας
- Φορτία ανελκυστήρων: (εφαρμόζονται στον επόμενο από τον τελευταίο όροφο εξυπηρέτησής τους)
 - Local: $Q=12.25 \text{ kN}$ (Φέρουσα ικανότητα 1250 kg)
 - Express Skylobby: $Q=24.5 \text{ kN}$ (Φέρουσα ικανότητα 2500 kg)
 - Express Top: $Q=19.6 \text{ kN}$ (Φέρουσα ικανότητα 2000 kg)
 - Service 1: $Q=31.38 \text{ kN}$ (Φέρουσα ικανότητα 3200 kg)
 - Service 2,3: $Q=19.6 \text{ kN}$ (Φέρουσα ικανότητα 2000 kg)

Στην κατηγορία των κινητών φορτίων ανήκουν και τα φορτία χιονιού. Στην περίπτωση αυτή όμως, λόγω της θέσης του έργου αλλά και κυρίως λόγω του είδους της κατασκευής, τα φορτία χιονιού είναι αμελητέα και μπορούν να παραλειφθούν.



Εικόνα 4.2: Τμήματα ωφέλιμων φορτίων δαπέδου

4.4 Φορτία Ανέμου

4.4.1 Γενικά

Όλες οι κατασκευές υπόκεινται σε ανεμοπίεση, συνήθως όμως για ορισμένες μόνο από αυτές απαιτείται ο έλεγχος αντοχής. Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν πολλές φορές τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο της κατασκευής (μονώροφα, πολυώροφα κλπ). Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία ανέμου μπορούν να θεωρηθούν ως στατικά, σε αντίθεση με τις εύκαμπτες κατασκευές όπου οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

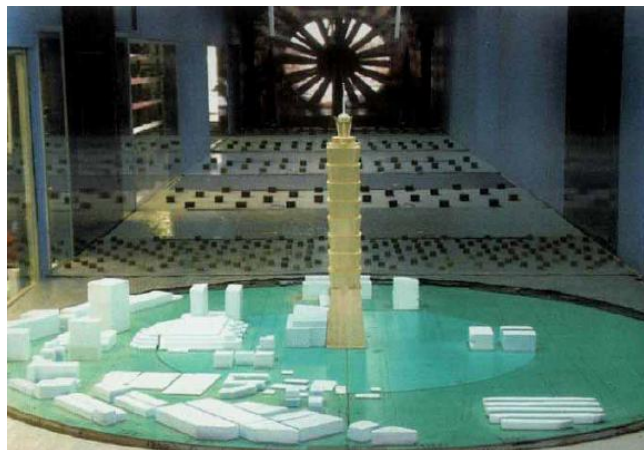
Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων του ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για την διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

1. Η γεωγραφική θέση. Οι ταχύτητες ανέμου είναι στατιστικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές απ' ό,τι σε άλλες. Η βασική ταχύτητα ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως ταχύτητα αναφοράς του ανέμου που αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα ανέμου στα 10 μέτρα από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς 50 ετών.
2. Η φυσική θέση. Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητες απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες όπως είναι τα κέντρα των πόλεων, λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους.
3. Η τοπογραφία. Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με λόφους ή γκρεμούς πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη.

4. Οι διαστάσεις των κτηρίων. Το πλάτος του κτηρίου αλλά και ειδικά το ύψος είναι ιδιαίτερα σημαντικά καθώς εκτός από την αύξηση της προσπίπτουσας επιφάνειας, έχουμε και αύξηση των ταχυτήτων του ανέμου με το ύψος.
5. Η μέση ταχύτητα του ανέμου προσδιορίζεται από την βασική του ταχύτητα η οποία προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητας του.
6. Το σχήμα της κατασκευής. Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση, που εξασκείται στην πρόσοψη μιας κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από όλη την κατασκευή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο (κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος). Ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, αναπτύσσονται πιέσεις και υποπίεσεις στις προσήνεμες και υπήνεμες όψεις.
7. Η διεύθυνση του ανέμου. Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

Πινακοποιημένες διαδικασίες επιτρέπουν να ληφθούν υπόψη οι παραπάνω παράμετροι κατά πρώτο λόγο στον υπολογισμό της ταχύτητας σχεδιασμού του ανέμου, και κατά δεύτερο λόγο στη μετατροπή της ταχύτητας του ανέμου σε ένα σύστημα δυνάμεων επί της κατασκευής. Οι ισοδύναμες στατικές δυνάμεις μπορεί στη συνέχεια να χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση και στο σχεδιασμό της αντοχής της κατασκευής ως σύνολο.

Ο Ευρωκώδικας 1 αναφέρει στο Μέρος 1.4 όλους τους απαραίτητους υπολογισμούς για τις δράσεις του ανέμου, έχει όμως τον περιορισμό ότι εφαρμόζεται μόνο για κτήρια και έργα πολιτικού μηχανικού με ύψος μέχρι 200 μέτρα. Κτήρια ψηλότερα από 200 μ. και κατασκευές ευαίσθητες στον άνεμο (μεγάλες γέφυρες, στέγαστρα σταδίων, πύργοι κτλ) πρέπει να αντιμετωπίζονται με ένα πιο σύνθετο τρόπο. Συνήθως απαιτούνται δοκιμές σε αεροδυναμική σήραγγα με προσομοιώματα, στα οποία αφού προσδιοριστεί η δομή του ανέμου, εφαρμόζονται οι κατάλληλες συνοριακές συνθήκες και προκύπτουν τα τελικά αποτελέσματα.



Εικόνα 4.3: Έλεγχος ανέμου του Ταίρει 101 σε αεροσήραγγα

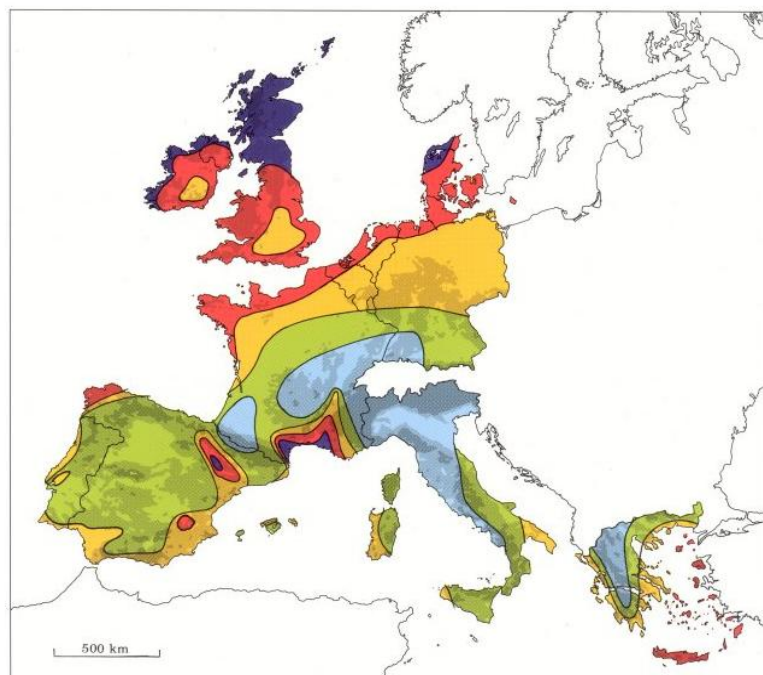
4.4.2 Υπολογισμός των δράσεων του ανέμου

Η κατασκευή μας έχει ύψος 260 μέτρα, επομένως δεν μπορεί να εφαρμοσθεί η μεθοδολογία του Ευρωκώδικα. Επίσης, στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας, δεν ήταν δυνατή η δημιουργία φυσικού προσομοιώματος και η δοκιμή του σε αεροδυναμική σήραγγα. Η λύση ήταν η χρησιμοποίηση ψηφιακού μοντέλου και ο έλεγχός του σε κατάλληλα προγράμματα προσομοίωσης αεροδυναμικής ροής.

Το αρχικό πρόβλημα είναι ο υπολογισμός της χαρακτηριστικής ταχύτητας και της μέγιστης ριπής του ανέμου που είναι πιθανό να εμφανιστεί στην κατασκευή μας κατά τη διάρκεια της ζωής της. Για να προσδιοριστεί η δομή του ανέμου απαιτούνται μακροχρόνιες και εκτενέστατες επί τόπου μετρήσεις και προχωρημένη στατιστική ανάλυση των δεδομένων. Οι μετρήσεις αυτές γίνονται με τη βοήθεια ανεμολογικών σταθμών που καταγράφουν τις κύριες παραμέτρους του ανέμου (μέση ταχύτητα, ριπή και διεύθυνση του ανέμου). Με τον τρόπο αυτό προσδιορίζεται η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου (ή ταχύτητα σχεδιασμού) που αντιστοιχεί στη μέγιστη ετήσια, μέση ωριαία ταχύτητα ανέμου σε ύψος 10 μέτρων από την επιφάνεια εδάφους, με περίοδο επαναφοράς 120 χρόνια.

Επειδή όμως ούτε αυτές οι μετρήσεις ήταν δυνατό να βρεθούν επακριβώς, ο προσδιορισμός του πεδίου του ανέμου έγινε προσεγγιστικά. Χρησιμοποιώντας τα δεδομένα της περιοχής της κατασκευής μας για την μέση ταχύτητα του ανέμου κοντά στην επιφάνεια του εδάφους αλλά και για την κατανομή του ανέμου καθ' ύψος βρίσκουμε την μέση ταχύτητα του ανέμου που προσπίπτει στο κτήριο.

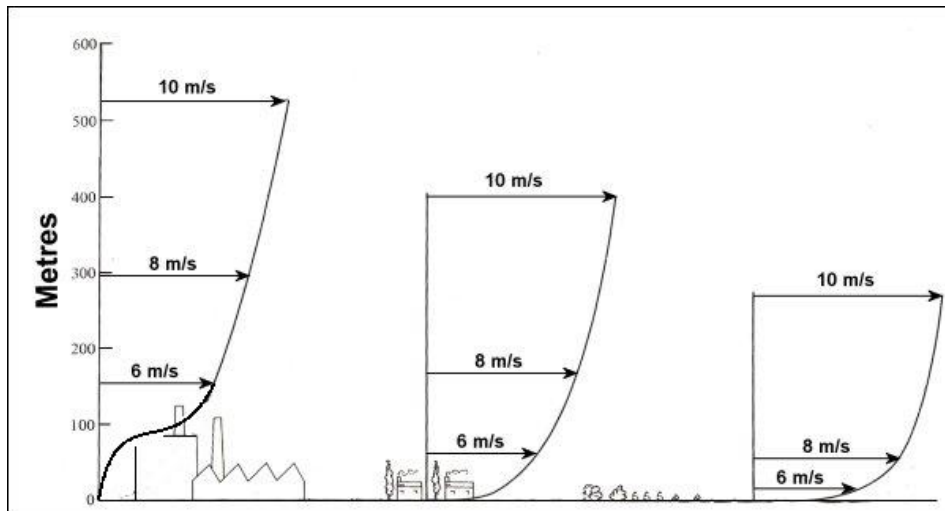
European wind resources at 50 metres a.g.l.



Wind resources ¹ at 50 metres above ground level for five different topographic conditions									
Sheltered terrain ²		Open plain ³		At a sea coast ⁴		Open sea ⁵		Hills and ridges ⁶	
m s ⁻¹	Wm ⁻²	m s ⁻¹	Wm ⁻²	m s ⁻¹	Wm ⁻²	m s ⁻¹	Wm ⁻²	m s ⁻¹	Wm ⁻²
> 6.0	> 250	> 7.5	> 500	> 8.5	> 700	> 9.0	> 800	> 11.5	> 1800
5.0-6.0	150-250	6.5-7.5	300-500	7.0-8.5	400-700	8.0-9.0	600-800	10.0-11.5	1200-1800
4.5-5.0	100-150	5.5-6.5	200-300	6.0-7.0	250-400	7.0-8.0	400-600	8.5-10.0	700-1200
3.5-4.5	50-100	4.5-5.5	100-200	5.0-6.0	150-250	5.5-7.0	200-400	7.0- 8.5	400- 700
< 3.5	< 50	< 4.5	< 100	< 5.0	< 150	< 5.5	< 200	< 7.0	< 400

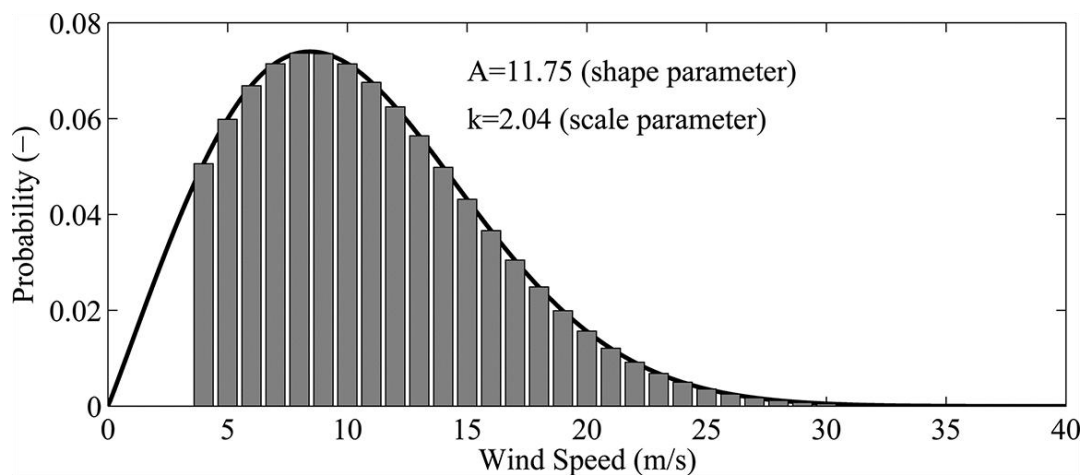
From the *European Wind Atlas*. Copyright © 1989 by Risø National Laboratory, Roskilde, Denmark.

Εικόνα 4.4: Μέση ταχύτητα ανέμου στα 50μ από την επιφάνεια του εδάφους



Εικόνα 4.5: Αύξηση της ταχύτητας του ανέμου καθ' ύψος, ανάλογα με τη γύρω περιοχή

Παρατηρούμε αρχικά ότι για την περιοχή της κατασκευής, η μέση ταχύτητα του ανέμου στα 50 μέτρα από την επιφάνεια είναι κοντά στα 6,5 m/s. Στη συνέχεια για περιοχή με μέση πυκνότητα δόμησης βλέπουμε ότι στα 260 μέτρα ύψος έχουμε μια μέση ταχύτητα 9 m/s. Για να βρούμε τη μέγιστη πιθανή ταχύτητα ανέμου καταφεύγουμε στην κατανομή Weibull. Πρόκειται για μια κατανομή πιθανότητας η οποία χρησιμοποιείται συνεχώς για την πρόβλεψη των ταχυτήτων του ανέμου και της συχνότητάς τους σε διάφορες κατασκευές, ειδικά σε ανεμογεννήτριες. Θεωρείται από τις καλύτερες προσεγγίσεις για τον υπολογισμό αυτό και συχνά συνδέεται με τον υπολογισμό της απόδοσης έργων αιολικής ενέργειας. Έχοντας λοιπόν υπολογίσει τη μέση ταχύτητα, χρησιμοποιούμε την κατανομή πιθανότητας - ανέμου Weibull, για μέσο όρο 9 m/s.

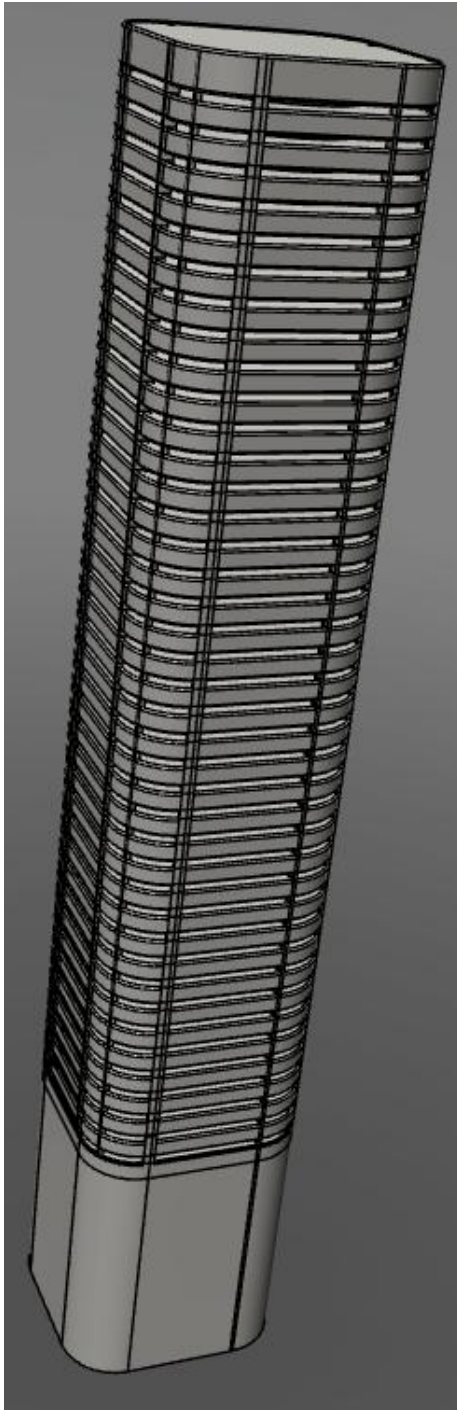


Εικόνα 4.6: Κατανομή πιθανότητας-ταχύτητας ανέμου Weibull

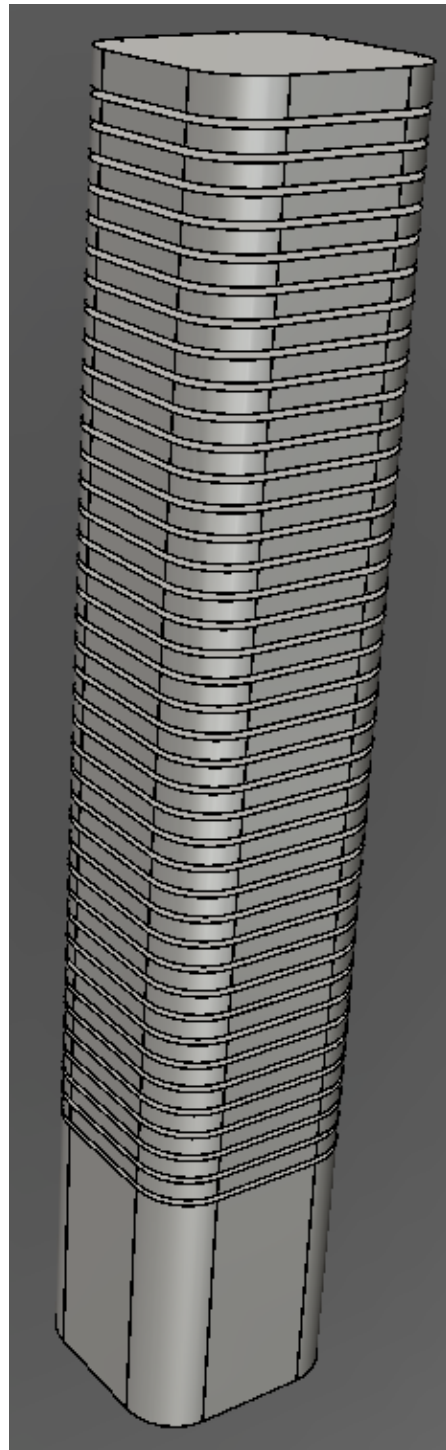
Καταλήγουμε έτσι σε μια μέγιστη ταχύτητα ανέμου 30 m/s, με πιθανότητα υπέρβασης 0.2% (η πιθανότητα μεγαλύτερων ταχυτήτων ανέμου λόγω τυφώνα θεωρείται μηδενική λόγω της περιοχής μας).

Το επόμενο βήμα ήταν η ανάλυση των δυνάμεων που αναπτύσσονται στο κτήριο, με βάση τις τιμές της ταχύτητας που υπολογίστηκαν παραπάνω. Για τη δημιουργία της ψηφιακής προσομοίωσης χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Simulation CFD (computational fluid dynamics) 2014 της Autodesk. Για να γίνει η προσομοίωση όμως, πρέπει να

δημιουργηθεί πρώτα το ψηφιακό 3D μοντέλο, για το οποίο χρησιμοποιείται ένα άλλο πρόγραμμα της Autodesk που συνεργάζεται με το Simulation CFD, το Inventor Fusion 2013 R1. Αρχικά δημιουργήθηκε ένα ακριβές μοντέλο με όλες τις λεπτομέρειες το οποίο όμως στη συνέχεια ήταν υπερβολικά «βαρύ» στην προσομοίωση του Simulation CFD, και γι αυτό το λόγο δημιουργήθηκε ένα δεύτερο μοντέλο χωρίς εξωτερικά υποστυλώματα και κάποιες στρογγυλεμένες γωνίες στα περιμετρικά δοκάρια, τα οποία δεν αναμενόταν ότι θα προκαλούσαν σημαντικές διαφορές στα αποτελέσματα (η πίεση στα εξωτερικά υποστυλώματα προστέθηκε αργότερα στην μεταφορά των δυνάμεων στο SCIA Engineer, κατ' αναλογία).



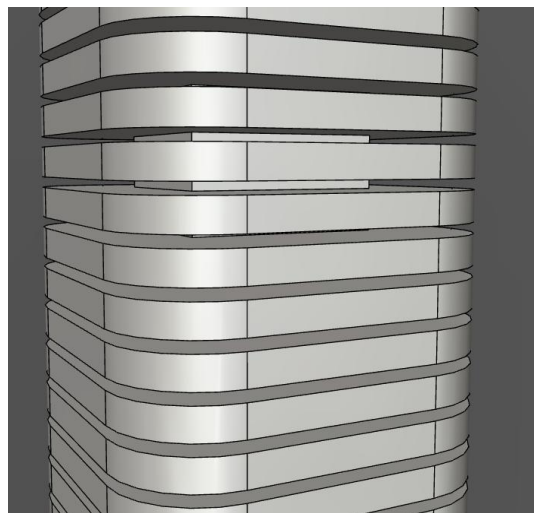
Εικόνα 4.7α: Μοντέλο Α



Εικόνα 4.8α: Μοντέλο Β



Εικόνα 4.7β: Λεπτομέρεια μοντέλου Α



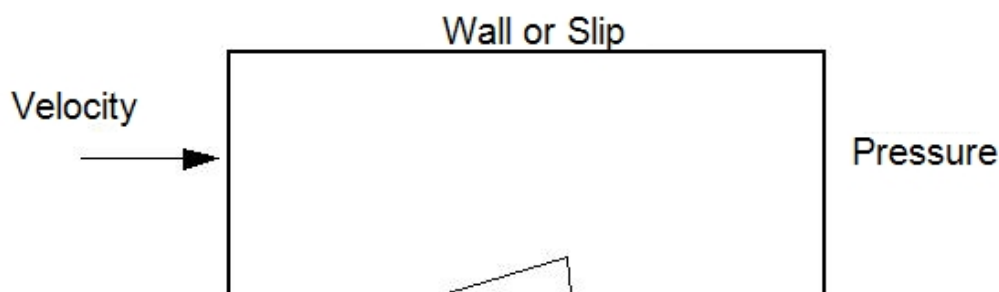
Εικόνα 4.8β: Λεπτομέρεια μοντέλου Β

Στη συνέχεια δημιουργούμε έναν περιβάλλοντα όγκο για το ρευστό, αρκετά μεγάλο για να μην περιορίζεται η ροή από τα τοιχώματα αλλά όχι υπερβολικά για να μην δυσκολεύσει την ανάλυση με πολλά πεπερασμένα στοιχεία. Μετά τη δημιουργία του όγκου αυτού μέσω της εντολής «Simulation CFD» του Inventor Fusion μεταφερόμαστε αυτόματα στο άλλο πρόγραμμα όπου μπορούμε πλέον να ξεκινήσουμε την ανάλυσή μας.

Επειδή η κατασκευή μας είναι ουσιαστικά συμμετρική σε κάτοψη, θεωρήσαμε δύο κατηγορίες ανεμοπίεσης $\pm X$ και $\pm Y$, με βάση τις οποίες έγιναν δύο ξεχωριστές αναλύσεις, μία για κάθε διεύθυνση. Για κάθε μια από τις δύο αναλύσεις ακολουθήθηκαν τα ίδια βήματα.

Ξεκινώντας την προσομοίωση στο Simulation CFD το πρώτο βήμα είναι να ορίσουμε τα υλικά μας. Ορίζουμε αρχικά τον όγκο του ρευστού ως αέρα και στη συνέχεια το κτήριο ως μέταλλο (οι ιδιότητες των υλικών όπως πυκνότητα, θερμοκρασία, τραχύτητα κτλ. υπήρχαν έτοιμες στην βιβλιοθήκη του προγράμματος). Εδώ σημειώνεται ότι ύστερα από κάποιες πρώτες δοκιμές διαπιστώθηκε ότι δεν υπάρχει πρακτική διαφορά αν το υλικό του κτηρίου οριστεί ως γυαλί, κάτι που ήταν σημαντικό καθώς η κατασκευή έχει επιφάνειες που αποτελούνται και από τα δύο υλικά.

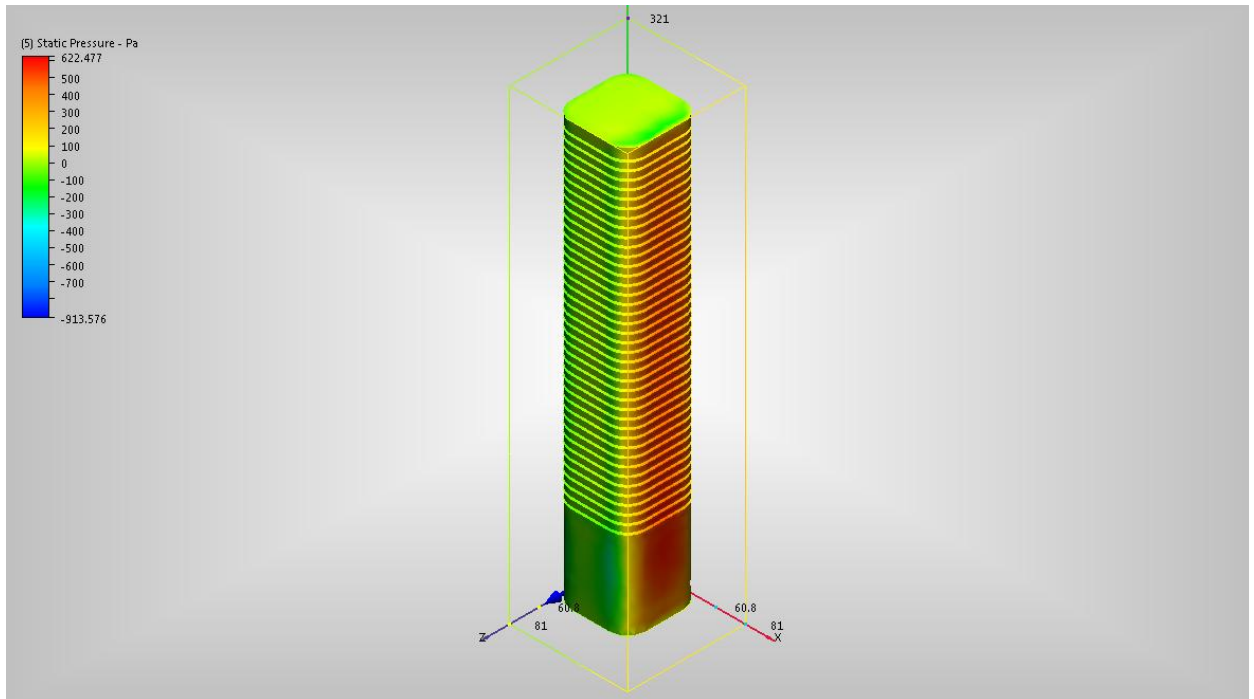
Στη συνέχεια ορίζονται οι συνοριακές συνθήκες, οι οποίες δημιουργούν στην ουσία την ψηφιακή αεροσήραγγα.



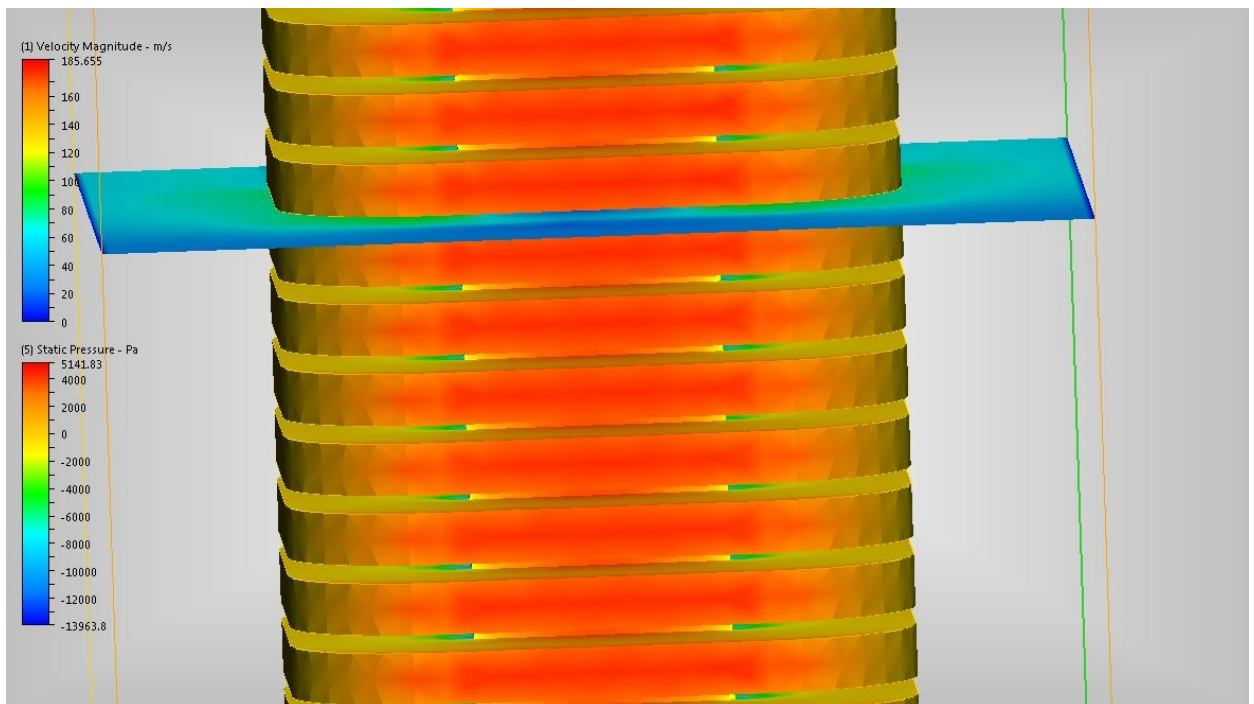
Εικόνα 4.9: Σχηματική αναπαράσταση της ψηφιακής αεροσήραγγας

Σύμφωνα με το παραπάνω σχήμα, θέτουμε στην μία πλευρά την ταχύτητα εισόδου του ρευστού, ενώ στην απέναντι ορίζουμε την πίεση ίση με μηδέν. Στις υπόλοιπες πλευρές δεν θέτουμε τίποτα ώστε να θεωρηθούν ως όρια. Επειδή η ταχύτητα εισαγωγής του ανέμου

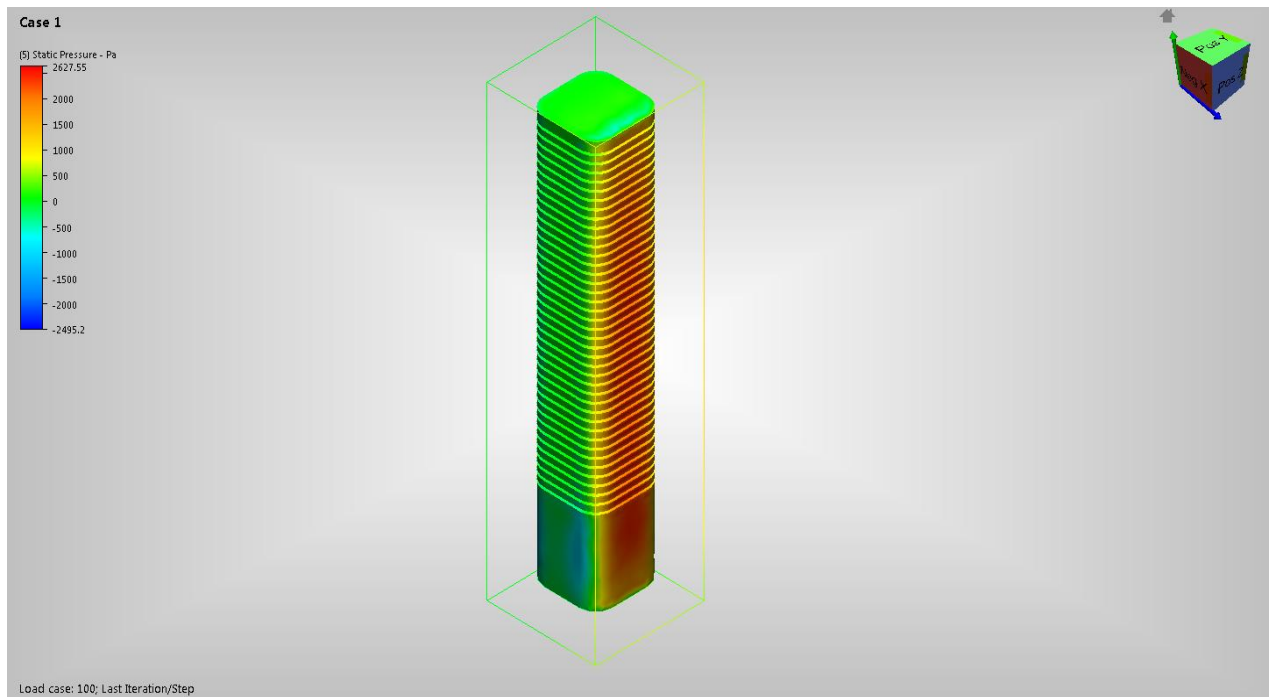
είναι σταθερή σε όλη την πλευρά του όγκου ενώ εμείς θέλουμε αύξηση με το ύψος, έγινε ανάλυση για ταχύτητες 10, 20 και 30 m/s, από τις οποίες η ανάλυση για 30 m/s ως πιο κρίσιμη, έγινε και για τις δύο διευθύνσεις X, Y. Ακολουθούν εικόνες με τα αποτελέσματα, από τα οποία δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στην ταχύτητα των 30 m/s:



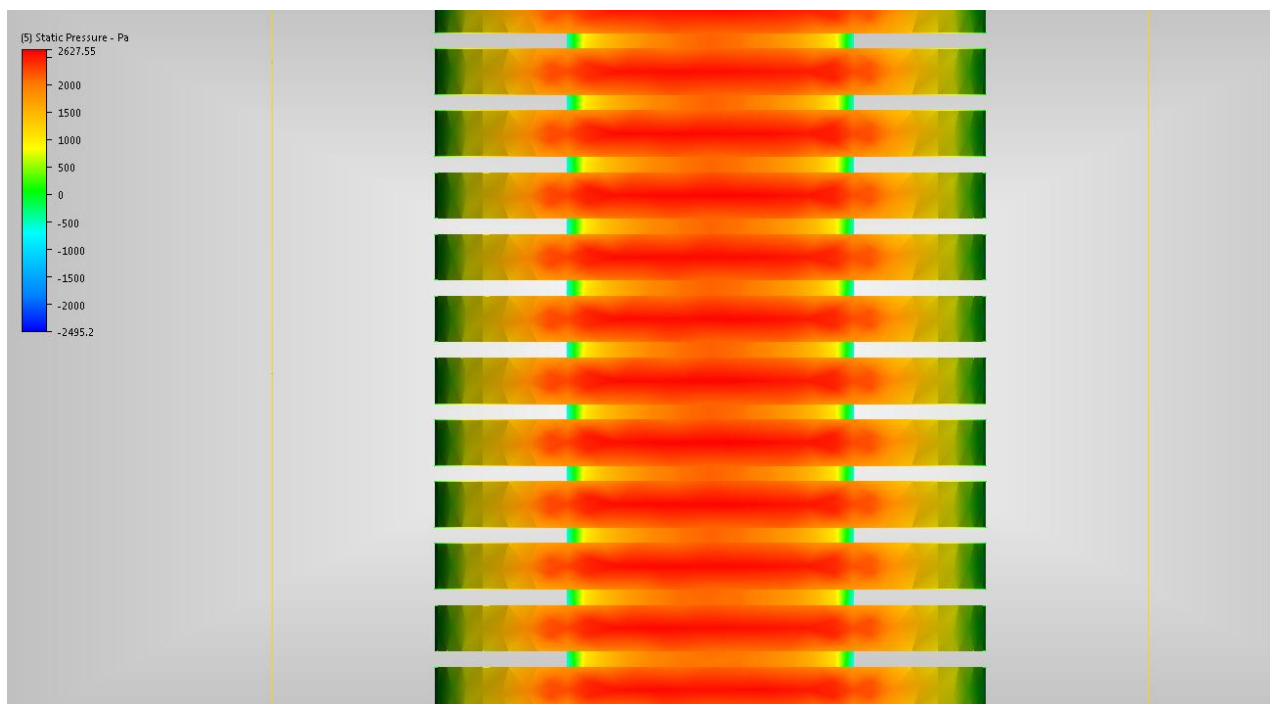
Εικόνα 4.10α: Πίεση ανέμου για 10 m/s.



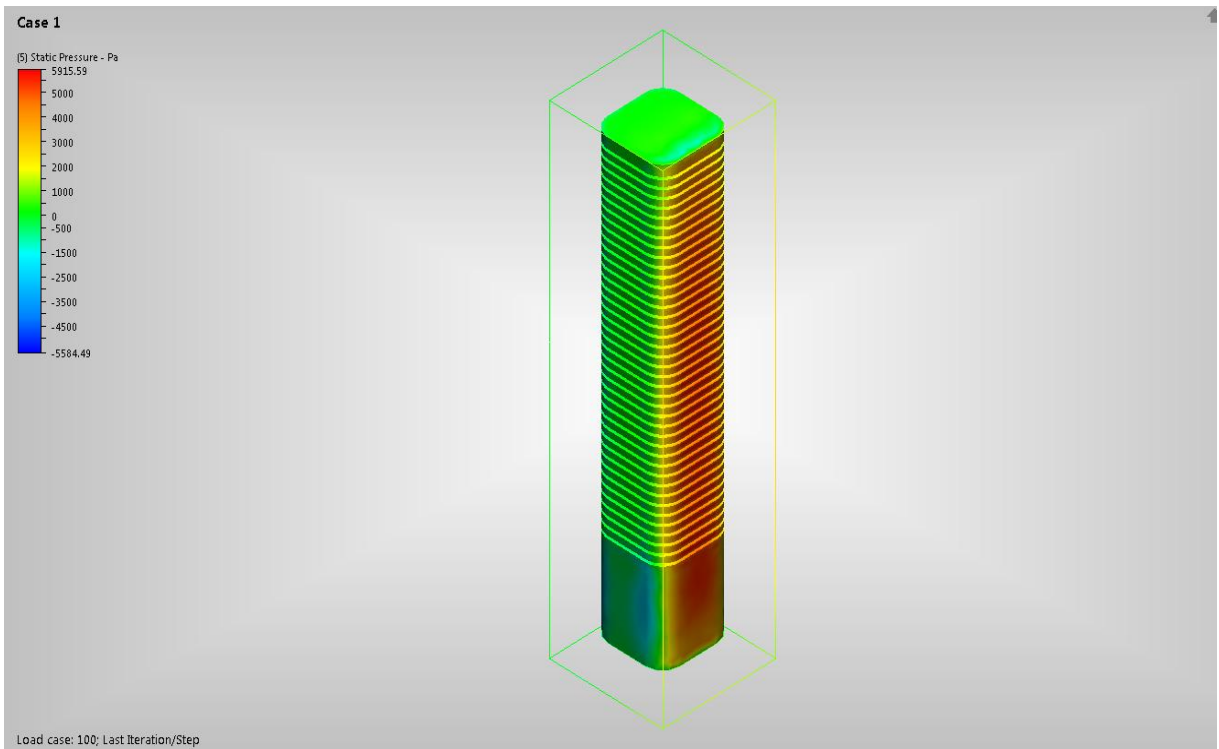
Εικόνα 4.10β: Πίεση ανέμου για 10 m/s(λεπτομέρεια).



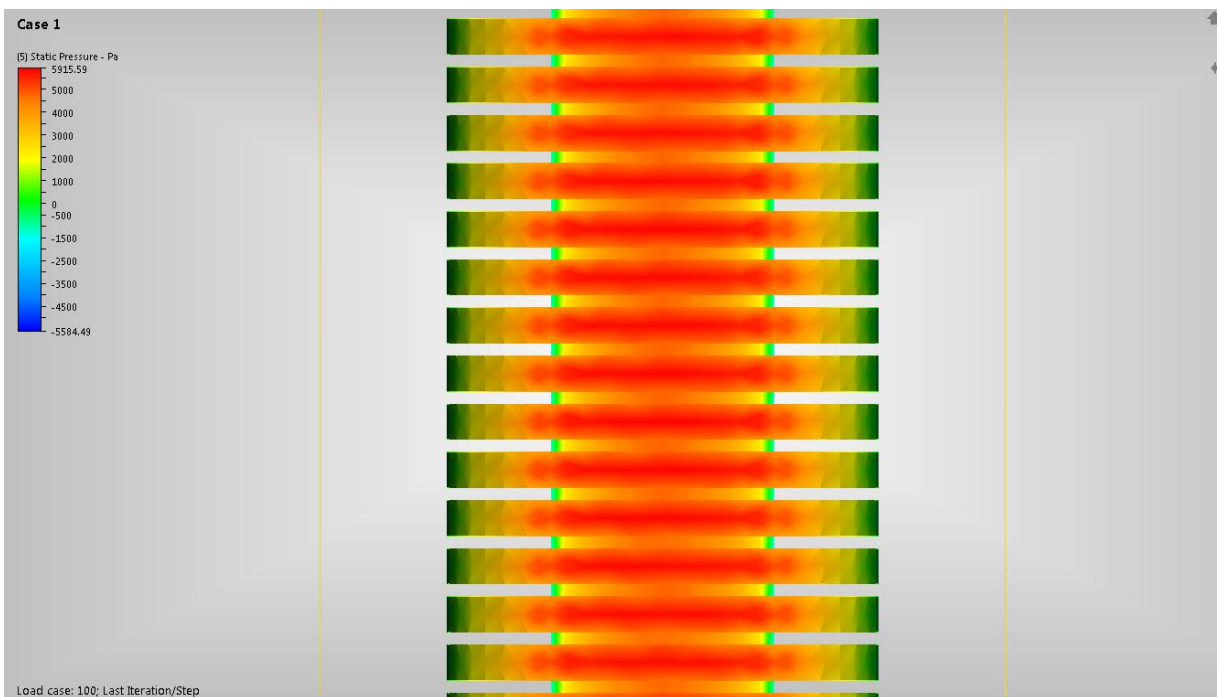
Εικόνα 4.11α: Πίεση ανέμου για 20 m/s.



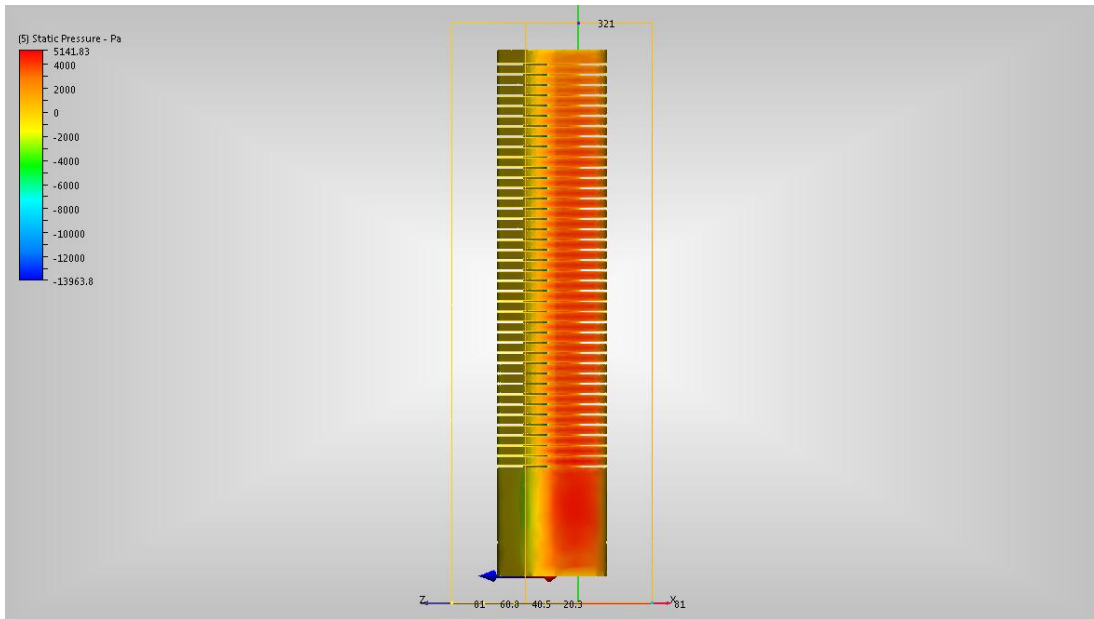
Εικόνα 4.11β: Πίεση ανέμου για 20 m/s(λεπτομέρεια).



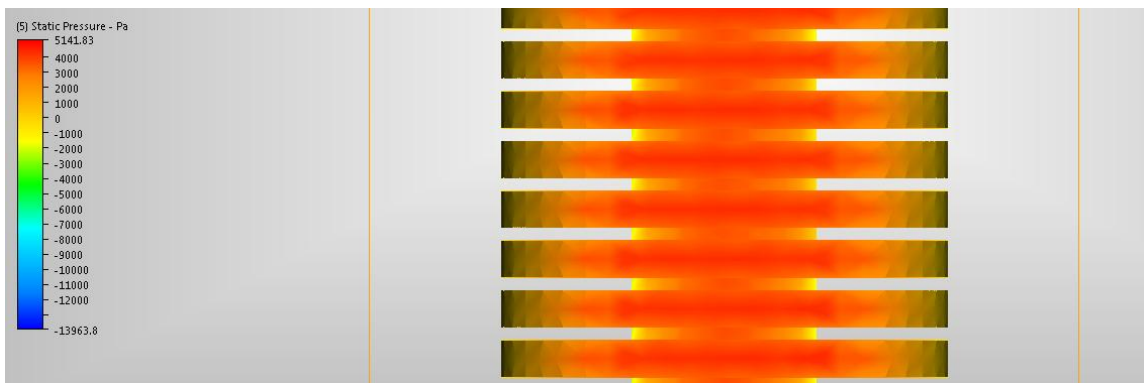
Εικόνα 4.12α: Πίεση ανέμου για 30 m/s κατά Y.



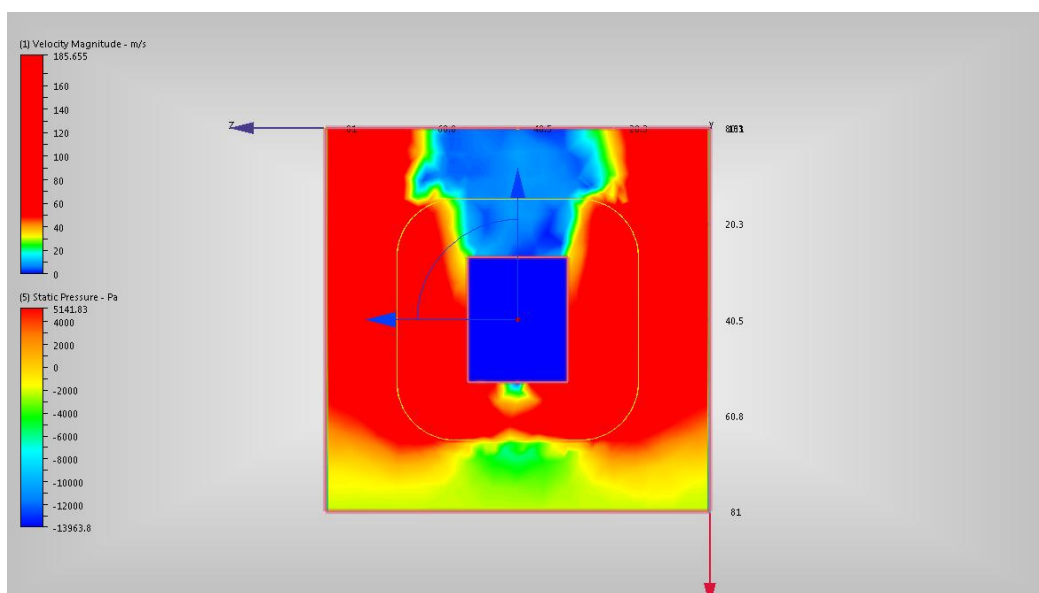
Εικόνα 4.12β: Πίεση ανέμου για 30 m/s κατά Y (λεπτομέρεια).



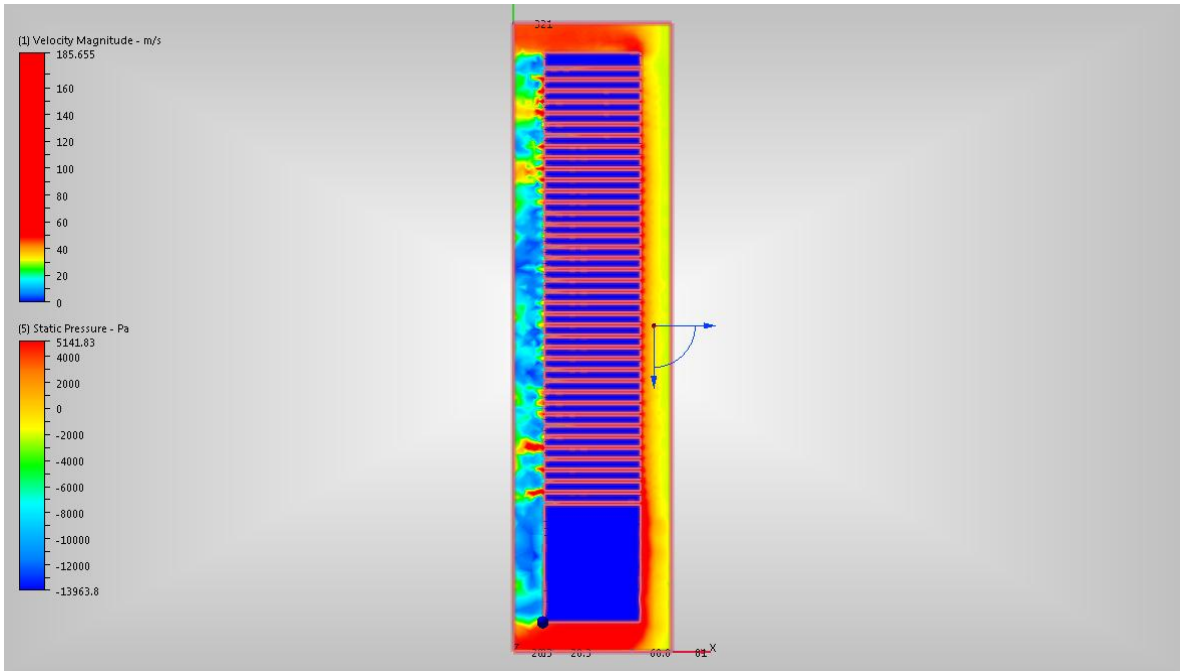
Εικόνα 4.13α: Πίεση ανέμου για 30 m/s κατά X.



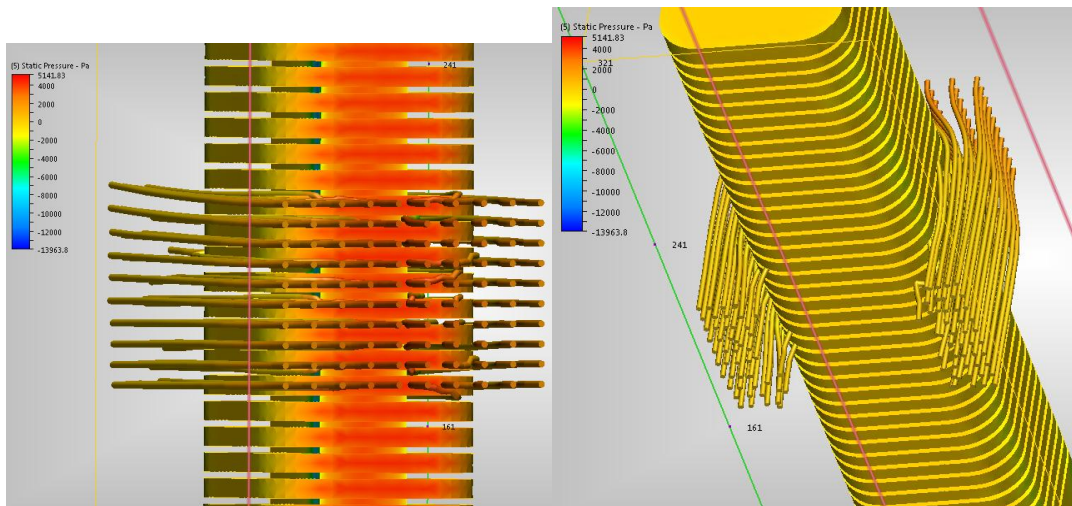
Εικόνα 4.13β: Πίεση ανέμου για 30 m/s κατά X (λεπτομέρεια).



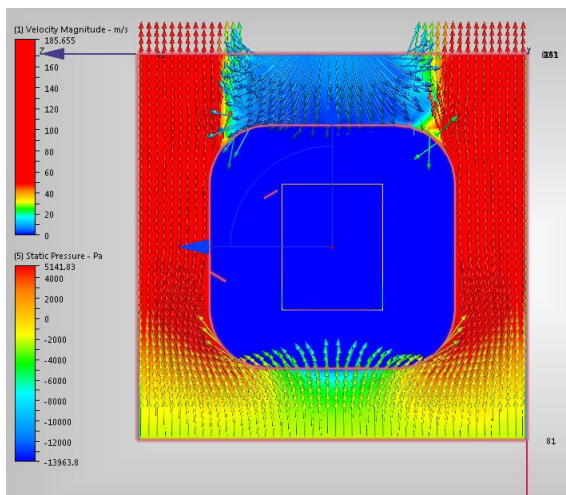
Εικόνα 4.13γ: Ταχύτητες ανέμου για 30 m/s κατά X (κάτοψη στο επίπεδο της α/γ).



Εικόνα 4.13δ: Ταχύτητες ανέμου για 30 m/s κατά X (όψη από αριστερά).

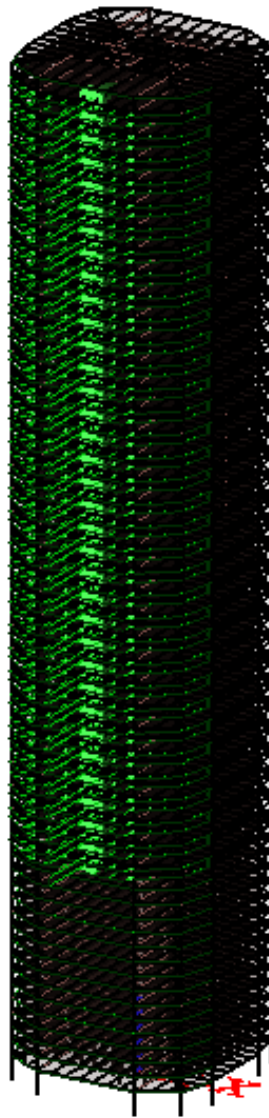


Εικόνα 4.13ε: Ροές ανέμου για 30 m/s κατά X



Εικόνα 4.13στ: Ταχύτητες ανέμου για 30m/s κατά X (κάτοψη στο επίπεδο του ορόφου με διανύσματα)

Το Simulation CFD κάνει την προσομοίωση της ανεμοσήραγγας χρησιμοποιώντας πεπερασμένα στοιχεία για 100 επαναλήψεις. Τα αποτελέσματα προκύπτουν ύστερα από δυναμική ανάλυση. Το βασικότερο αποτέλεσμα στην περίπτωση μας είναι η στατική πίεση που δέχεται η κατασκευή μας ως αποτέλεσμα της παραπάνω ανάλυσης. Χρησιμοποιώντας λοιπόν τις πιέσεις που προέκυψαν, και πολλαπλασιάζοντας με τις αντίστοιχες επιφάνειες, κατανέμουμε τα φορτία του ανέμου σαν στατικά γραμμικά οριζόντια φορτία στο στατικό μας μοντέλο στο SCIA Engineer. Εκεί δημιουργούμε δύο φορτιστικές καταστάσεις (windX, windY), εισάγουμε τα αντίστοιχα φορτία και τα κατανέμουμε καθ' ύψος σύμφωνα με τη μορφή της καμπύλης της εικόνας 4.5 (10 m/s στους πρώτους ορόφους, 20 m/s στους διπλάσιους και 30 m/s στο υπόλοιπο ύψος, που αντιστοιχεί περίπου στα 2/3 του συνόλου).



Εικόνα 4.14: Μεταφορά της δράσης του ανέμου στο SCIA Engineer (φαίνεται και η αλλαγή της φόρτισης στο σημείο έναρξης των α/γ)

4.5 Σεισμικά Φορτία

4.5.1 Γενικά

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

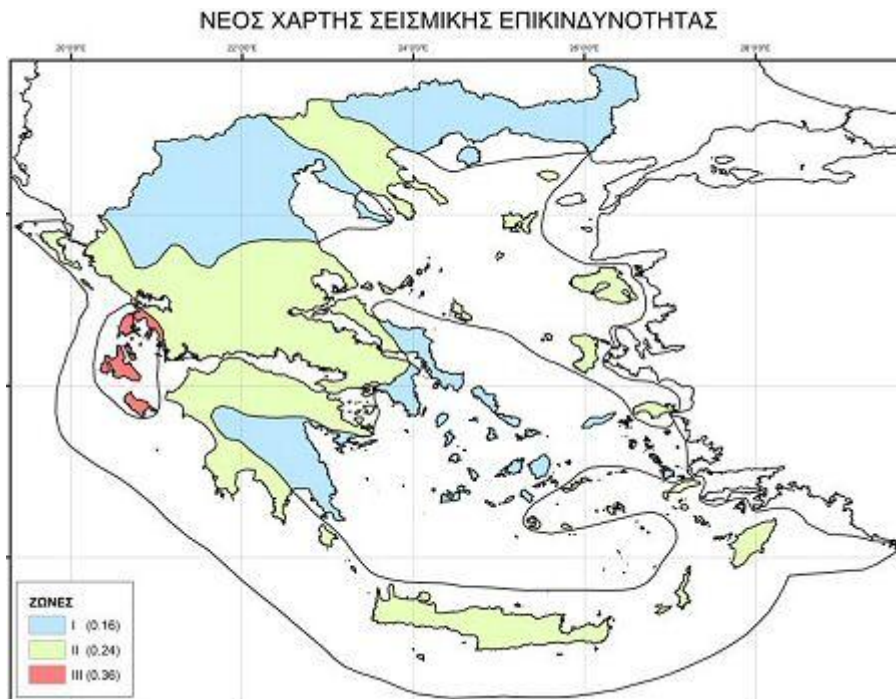
Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές χωρίς αυτό να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να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

Η χώρα μας βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογισθούν με βάση την γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης :

1. *Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης.* Πρόκειται για απλοποιημένη μέθοδο υπολογισμού των σεισμικών εντάσεων και μετακινήσεων. Η εκτίμηση της συνολικής τέμνουσας βάσης, F_b , γίνεται με την παραδοχή ότι ολόκληρος ο φορέας ταλαντώνεται σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, T_1 , δίχως να επηρεάζεται σημαντικά από υψηλότερες ιδιοπεριόδους σε κάθε μια από τις κύριες διευθύνσεις.
2. *Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.* Γενικά αυτή η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες τις περιπτώσεις. Με αυτή τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη το σύνολο των ιδιομορφών με σημαντική συνεισφορά στη συνολική απόκριση του φορέα. Αυτή η απαίτηση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη για καθεμία από τις κύριες διευθύνσεις και ικανοποιείται είτε όταν το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα, είτε λαμβάνουμε ως σημαντικές αυτές με ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας μεγαλύτερο από το 5% της συνολικής μάζας του φορέα. Έτσι για κάθε ιδιομορφή προκύπτει σύμφωνα με την ιδιοπερίοδο της η μέγιστη απόκριση της (μετακίνηση ή επιτάχυνση) από το φάσμα σχεδιασμού. Αυτή πολλαπλασιασμένη με τον συντελεστή συμμετοχής κάθε ιδιομορφής και την ιδιοτιμή για κάθε βαθμό ελευθερίας δίνει την μέγιστη απόκριση. Η ίδια διαδικασία δίνει τις μέγιστες αποκρίσεις των υπολοίπων σημαντικών ιδιομορφών. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες αφενός δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα, αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:
 - SRSS: Square Root of the Sym of Squares
 - CQC: Complete Quadratic Combination
 - Μη γραμμικές μέθοδοι (π.χ. pushover analysis, time-history analysis)

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, για τον προσδιορισμό του φάσματος σχεδιασμού λαμβάνονται υπόψη διάφορες παράμετροι:

- *Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας.* Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζονται συμβατικά με μια μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού a , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I έως III), τα όρια των οποίων καθορίζονται στο Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας. Η κατασκευή της συγκεκριμένης μελέτης θεωρούμε ότι βρίσκεται στην Ζώνη Σεισμικής επικινδυνότητας I.



Εικόνα 4.15: Νέος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας

- *Η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους (a_g).* Η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους a_{gR} , η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας A. Για κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας αντιστοιχεί και μια τιμή επιτάχυνσης εδάφους, οι οποίες σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 είναι:

Πίνακας 4.1: Τιμές επιτάχυνσης του εδάφους

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Στην περίπτωση μας λοιπόν, για Z1 έχουμε $a_{gR}=0,16$. Ακόμη, τα κτήρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικό-οικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει μια ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Για κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I :

Πίνακας 4.2: Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας κτηρίων

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_I
I	Κτήρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κλπ.	0.80
II	Συνήθη κτήρια, όπως κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτήρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κλπ), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτήρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία V, κλπ	1.00
III	Κτήρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτήρια δημοσίων συναθροίσεων και γενικώς κτήρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτήρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτήρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, νασί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικό σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κλπ.	1.20
IV	Κτήρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτήρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτήρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. Κτήρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως μουσεία, αποθήκες μουσείων, κλπ.	1.40

Η κατασκευή της συγκεκριμένης μελέτης θεωρείται ότι ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας IV, επομένως $\gamma_I=1.40$. Η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους δίνεται τελικά από την σχέση : $a_g = \gamma_I * a_{gR}$, άρα $a_g=0.224$.

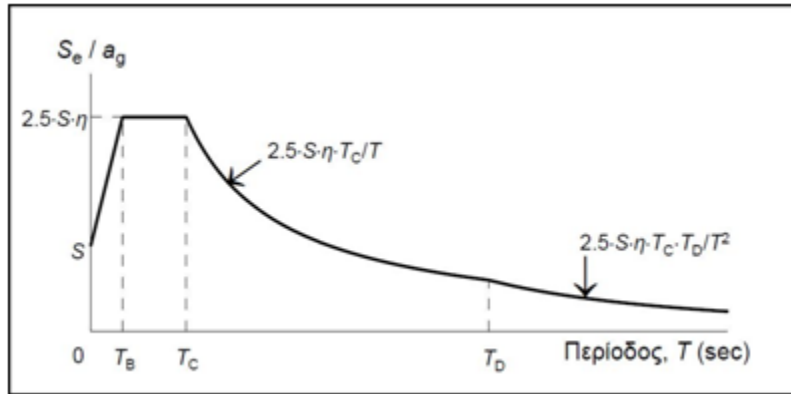
- Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A,B,C,D και E (Πίνακας 5.3) ανάλογα με την στρωματολογία και άλλους παραμέτρους όπως για παράδειγμα η διάδοση ταχύτητας διατμητικών κυμάτων ($V_s,30$), τον αριθμό κρούσεων για πρότυπη διείδυση 30cm (NSPT), και την διατμητική αντοχή του εδάφους (KPa). Θεωρούμε ότι η κατασκευή μας βρίσκεται σε έδαφος κατηγορίας B.

Πίνακας 4.3: Κατάταξη Εδαφών

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή εδαφικού προφίλ	Παράμετροι εδάφους		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	>800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360-800	>50	>250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180-360	15-50	70-250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	<180	<15	<70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργιλοπυλινών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας (PI ≥ 40) και κ	<100	-	10-20
S ₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργιλών, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S ₁			

- *Συντελεστής συμπεριφοράς (q)*. Ο συντελεστής συμπεριφοράς εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Λόγω όμως του είδους της κατασκευής, του στατικού μοντέλου που επιλέχθηκε (οριζόντιες δυνάμεις που αναλαμβάνονται μόνο από τον πυρήνα) και των συνεχών εναλλαγών των οριζόντιων φορτίσεων (συνεχείς άνεμοι και σεισμός) επιλέγεται ελαστική συμπεριφορά του κτηρίου σε όλες τις περιπτώσεις. Επομένως ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι $q=1$.

Ύστερα από τον υπολογισμό των παραπάνω συντελεστών, μπορεί υπολογισθεί το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8. Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού εφαρμόζεται για το σχεδιασμό κατασκευών οι οποίες θέλουμε να συμπεριφέρονται ελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού. Η γενική μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης δίνεται παρακάτω, στο οποίο και διακρίνονται οι εξής περιοχές:



Εικόνα 4.16: Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού

- Για $T_B \leq T \leq T_C$: Περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.
- Για $T_C \leq T \leq T_D$: Περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας.
- Για $T_D \leq T \leq 4,0$: Περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης.

Ο ΕΚ8 προβλέπει δύο τύπους ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τύπου 1 και τύπου 2, στους οποίους ισχύουν διαφορετικές τιμές για τις χαρακτηριστικές τιμές για τις χαρακτηριστικές περιόδους T_B , T_C , και T_D και το συντελεστή S . Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται το φάσμα τύπου 1, με τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους S σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα.

Πίνακας 4.4: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού (σεισμός κατά Z) είναι συνήθως λιγότερο σημαντική από τις οριζόντιες (σεισμός κατά X και κατά Y), αλλά έχει αποδειχτεί ιδιαίτερα καταστροφική υπό προϋποθέσεις. Για τον λόγο αυτό τα τελευταία χρόνια όλο και περισσότεροι φορείς περιλαμβάνουν στην ανάλυσή τους τη συμμετοχή της κατακόρυφης σεισμικής διέγερσης. Σημειώνεται ότι η κατακόρυφη συνιστώσα δεν εξετάζεται μόνη της, αλλά πάντα σε συνδυασμό με τις οριζόντιες.

Πίνακας 4.5: Συνιστώμενες τιμές του ελαστικού φάσματος κατακόρυφης απόκρισης (τύπος 1)

a_{vg}/a_g	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
0,90	0,05	0,15	1,0

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

- 1,00 Ex "+" 0,30 Ey "+" 0,30 Ez
- 0,30 Ex "+" 1,00 Ey "+" 0,30 Ez
- 0,30 Ex "+" 0,30 Ey "+" 1,00 Ez

όπου:

"+" σημαίνει επαλληλία με

Ex είναι τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων στη διεύθυνση x

Ey είναι τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων στη διεύθυνση y

Ez είναι τα αποτελέσματα της κατακόρυφης συνιστώσας των σεισμικών δράσεων

4.5.2 Σεισμικά φορτία κατασκευής

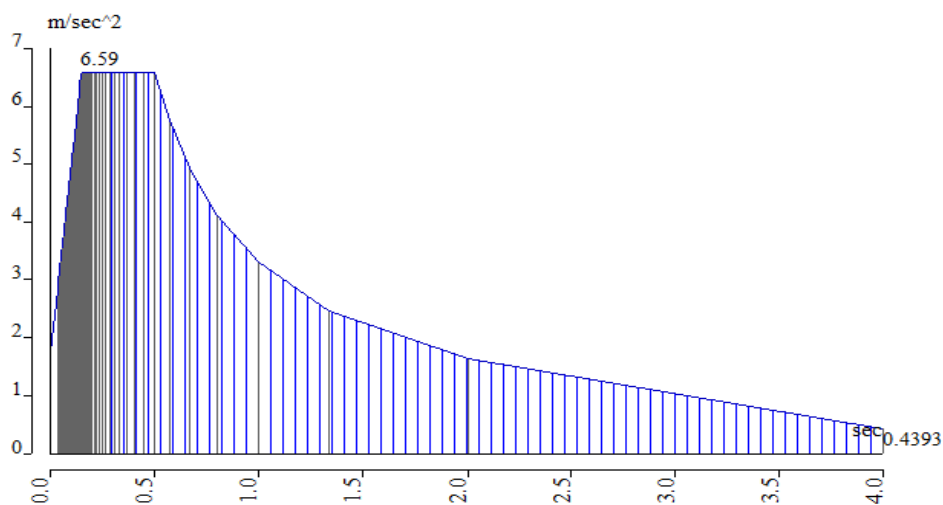
Ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων που ασκούνται στην κατασκευή μας έγινε μέσα από το Scia Engineer 2012, ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα:

1. Προσδιορισμός σεισμικού φάσματος. Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό του φάσματος συνδυασμού συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα:

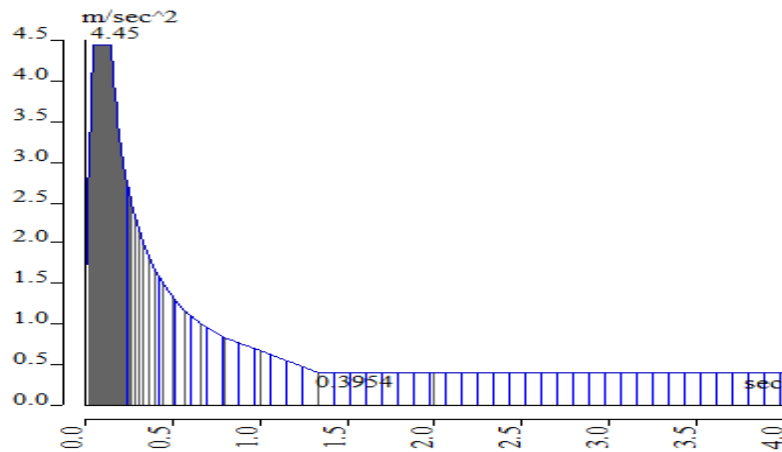
Πίνακας 4.6: Τιμές παραμέτρων σεισμού

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I ($\alpha_{gR}=0.16$)
Κατηγορία Σπουδαιότητας	$\Sigma 4$ ($\gamma_I=1,40$)
Οριζόντια Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους	$\alpha=0.224g$
Κατακόρυφη Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους	$\alpha_v=0.9*\alpha=0.2016 g$
Κατηγορία Εδάφους	B
Συντελεστής Συμπεριφοράς	$q=1$
Ποσοστό Απόσβεσης	$\zeta=4\%$
Διορθωτικός συντελεστής Απόσβεσης	$\eta=1,08$

Συνεπώς, το φάσμα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθώς και της κατακόρυφης, με βάση τις παραμέτρους που επιλέχθηκαν, διαμορφώνονται όπως φαίνεται στις παρακάτω εικόνες.



Εικόνα 4.17: Φάσμα σχεδιασμού για τις διευθύνσεις X και Y



Εικόνα 4.18: Φάσμα σχεδιασμού για την κατακόρυφη διεύθυνση Z

2. *Υπολογισμός ομάδων και συνδυασμού μαζών.* Η δημιουργία των ομάδων μαζών έγινε μέσω των στατικών φορτίων. Για κάθε κατακόρυφο φορτίο που αναφέρθηκε στην αρχή του κεφαλαίου χρησιμοποιήθηκε η εντολή: generate masses from static load cases. Στη συνέχεια διαμορφώθηκε ο συνδυασμός μαζών σύμφωνα με τον κανονισμό: «Στον υπολογισμό μαζών λαμβάνονται υπόψη οι μάζες που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό: $\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} Q_{k,i}$ », όπου $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}$ είναι ο συντελεστής συνδυασμού ο οποίος λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα τα φορτία $q_{k,i}$ να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο το φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού. Με το μειωτικό συντελεστή φ λαμβάνεται υπόψη η μειωμένη συμμετοχή των μαζών των κινητών φορτίων στην κίνηση του φορέα λόγω μη στερεάς σύνδεσής τους. Οι τιμές του φ λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα, και στην περίπτωση μας έχουμε $\varphi=0,5$ (για κτήριο γραφείων).

Πίνακας 4.7: Υπολογισμός συντελεστή συνδυασμού φ

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

3. *Επιλογή φασματικής μεθόδου.* Για την συγκεκριμένη μελέτη εφαρμόστηκε η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και επαλληλία. Καθώς αρκετές από τις ιδιομορφές που προκύπτουν δεν είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους (σύμφωνα πάντα με τον Ευρωκώδικα) επιλέγεται για την επαλληλία των ιδιομορφών η μέθοδος CQC η οποία οδηγεί σε ακριβέστερα αποτελέσματα από τη μέθοδο SRSS.
4. *Προσδιορισμός αριθμού ιδιομορφών.* Με βάση την ιδιομορφική ανάλυση του προσομοιώματος προέκυψε ότι πρέπει να ληφθούν υπόψη οι 60 πρώτες ιδιομορφές, ούτως ώστε να συμπεριληφθεί το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος που απαιτείται από τον κανονισμό.

Πίνακας 4.8: Ιδιομορφές δυναμικής ανάλυσης

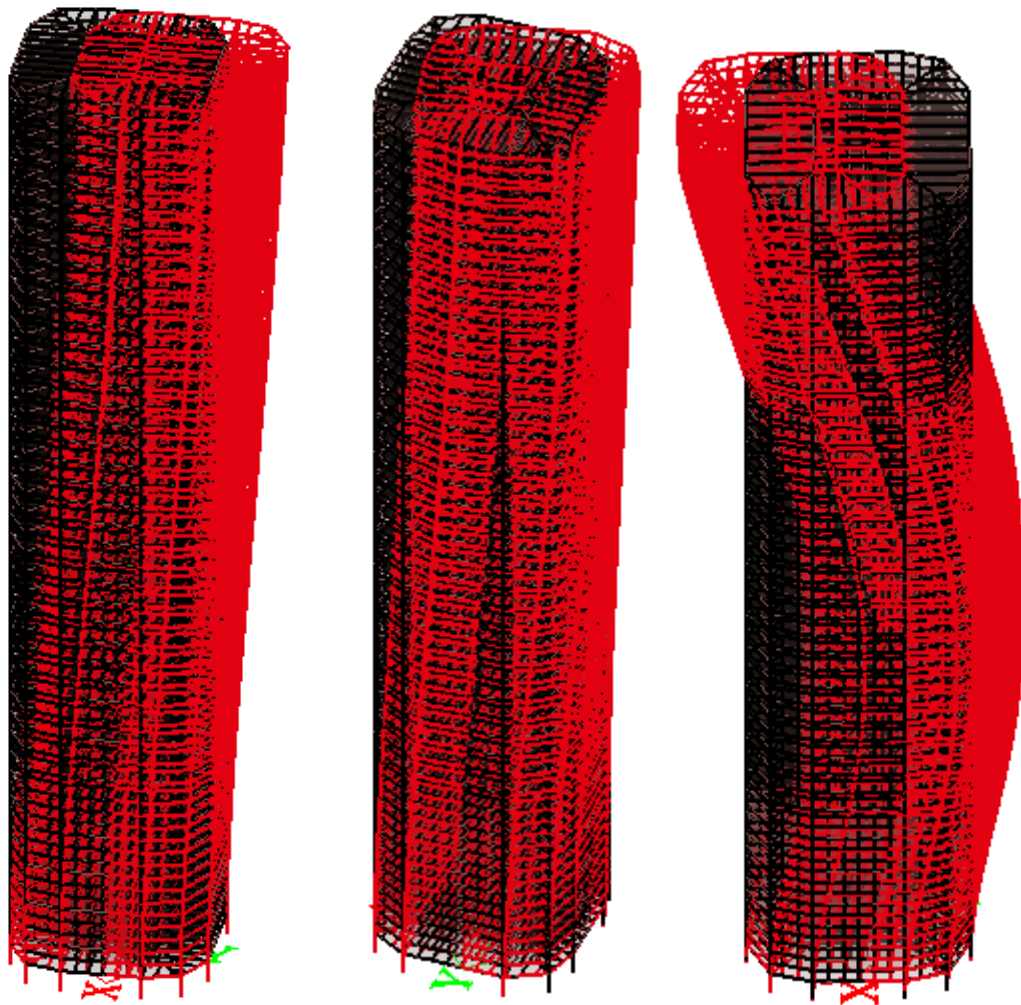
Πρωτόκολλο υπολογισμού

Πρωτόκολλο υπολογισμού			
Θεωρητική έδραση *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση*			
Επίλυση Ελεύθερης Ταλάντωσης			
Αριθμός στοιχείων 2D	0		
Αριθμός στοιχείων 1D	290642		
Αριθμός κόμβων πλέγματος	277887		
Αριθμός εξισώσεων	1667322		
Άθροισμα των μαζών			
[kg]	X	Y	Z
Θεωρητική έδραση *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση*			
Συνδυασμός ομάδων μάζας 1	103938746.69	103938746.69	103938746.69

Ιδιομορφικοί συντελεστές συμμετοχής

Ιδιομορφή	Ω	Περίοδος	Συχν. [Hz]	Wxi / Wxσυν.	Wyi / Wyσυν.	Wzi / Wzσυν.
Θεωρητική έδραση *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση* *Θεωρητική έδραση*						
1	0.9763	6.4367	0.1554	0.0000	0.6628	0.0000
2	1.2328	5.0966	0.1962	0.5375	0.0000	0.0000
3	1.4259	4.4065	0.2269	0.1104	0.0000	0.0000
4	3.4787	1.8062	0.5537	0.0000	0.1452	0.0000
5	4.1822	1.5024	0.6656	0.0466	0.0000	0.0000
6	5.7229	1.0979	0.9108	0.1167	0.0000	0.0000
7	5.9359	1.0585	0.9447	0.0000	0.0000	0.0000
8	5.9426	1.0573	0.9458	0.0000	0.0000	0.0000
9	5.9478	1.0564	0.9466	0.0000	0.0000	0.0000
10	5.9511	1.0558	0.9472	0.0000	0.0000	0.0000
11	5.9527	1.0555	0.9474	0.0000	0.0000	0.0000
12	5.9537	1.0553	0.9476	0.0000	0.0000	0.0000
13	5.9560	1.0549	0.9479	0.0002	0.0000	0.0000
14	5.9595	1.0543	0.9485	0.0001	0.0000	0.0000
15	5.9674	1.0529	0.9497	0.0000	0.0000	0.0000
16	5.9765	1.0513	0.9512	0.0000	0.0000	0.0000
17	5.9772	1.0512	0.9513	0.0000	0.0000	0.0000
18	5.9793	1.0508	0.9516	0.0003	0.0000	0.0000
19	6.6794	0.9407	1.0631	0.0000	0.0000	0.0000
20	6.6831	0.9402	1.0637	0.0000	0.0000	0.0000
21	6.6842	0.9400	1.0638	0.0000	0.0000	0.0000
22	6.6856	0.9398	1.0640	0.0000	0.0000	0.0000
23	6.6903	0.9391	1.0648	0.0000	0.0000	0.0000
24	6.6948	0.9385	1.0655	0.0000	0.0000	0.0000
25	6.6954	0.9384	1.0656	0.0000	0.0001	0.0000
26	6.6956	0.9152	1.0927	0.0000	0.0000	0.0000
27	6.8917	0.9117	1.0969	0.0000	0.0000	0.0000
28	6.8922	0.9116	1.0969	0.0000	0.0001	0.0000
29	7.2965	0.8611	1.1613	0.0000	0.0478	0.0000
30	7.4301	0.8456	1.1825	0.0047	0.0001	0.0000
31	7.4694	0.8412	1.1888	0.0000	0.0000	0.0000
32	7.4694	0.8412	1.1888	0.0000	0.0000	0.0000
33	7.4694	0.8412	1.1888	0.0000	0.0000	0.0000
34	7.4695	0.8412	1.1888	0.0001	0.0000	0.0000
35	7.4695	0.8412	1.1888	0.0000	0.0000	0.0000
36	7.4695	0.8412	1.1888	0.0000	0.0000	0.0000
37	7.6484	0.8215	1.2173	0.0001	0.0000	0.0000
38	7.6486	0.8215	1.2173	0.0000	0.0000	0.0000
39	7.6486	0.8215	1.2173	0.0000	0.0000	0.0000
40	7.6491	0.8214	1.2174	0.0000	0.0000	0.0000
41	8.9276	0.7038	1.4209	0.0052	0.0000	0.0000
42	9.9457	0.6317	1.5829	0.0000	0.0000	0.0000
43	9.9460	0.6317	1.5830	0.0000	0.0000	0.0000
44	9.9464	0.6317	1.5830	0.0000	0.0000	0.0000
45	9.9472	0.6317	1.5831	0.0000	0.0000	0.0000
46	10.9958	0.5714	1.7500	0.0000	0.0000	0.0000
47	10.9977	0.5713	1.7503	0.0000	0.0000	0.0000
48	11.9394	0.5283	1.9002	0.0003	0.0261	0.0000
49	12.0098	0.5232	1.9114	0.0280	0.0003	0.0000
50	12.4805	0.5034	1.9863	0.0092	0.0000	0.0000
51	12.6332	0.4974	2.0106	0.0000	0.0000	0.0000
52	12.6388	0.4971	2.0115	0.0000	0.0000	0.0000
53	12.6508	0.4967	2.0134	0.0150	0.0003	0.0000
54	12.6566	0.4965	2.0142	0.0261	0.0003	0.0000
55	12.6580	0.4964	2.0146	0.0000	0.0000	0.0000
56	12.6594	0.4963	2.0148	0.0000	0.0000	0.0000
57	12.6599	0.4963	2.0149	0.0000	0.0000	0.0000
58	12.6812	0.4955	2.0183	0.0000	0.0000	0.0000
59	12.6889	0.4952	2.0195	0.0000	0.0000	0.0000
60	12.7040	0.4946	2.0219	0.0000	0.0000	0.0000
				0.9004	0.9033	0.0000

Από τον πίνακα 4.8 φαίνεται ότι οι κύριες ιδιομορφές είναι η πρώτη με ιδιοπερίοδο $T=6.43\text{sec}$ η οποία προκαλεί κίνηση του κτηρίου παράλληλη στη διεύθυνση Y και η δεύτερη με ιδιοπερίοδο $T=5.096\text{sec}$ που είναι παράλληλη της διεύθυνσης X (εικόνα 4.19).

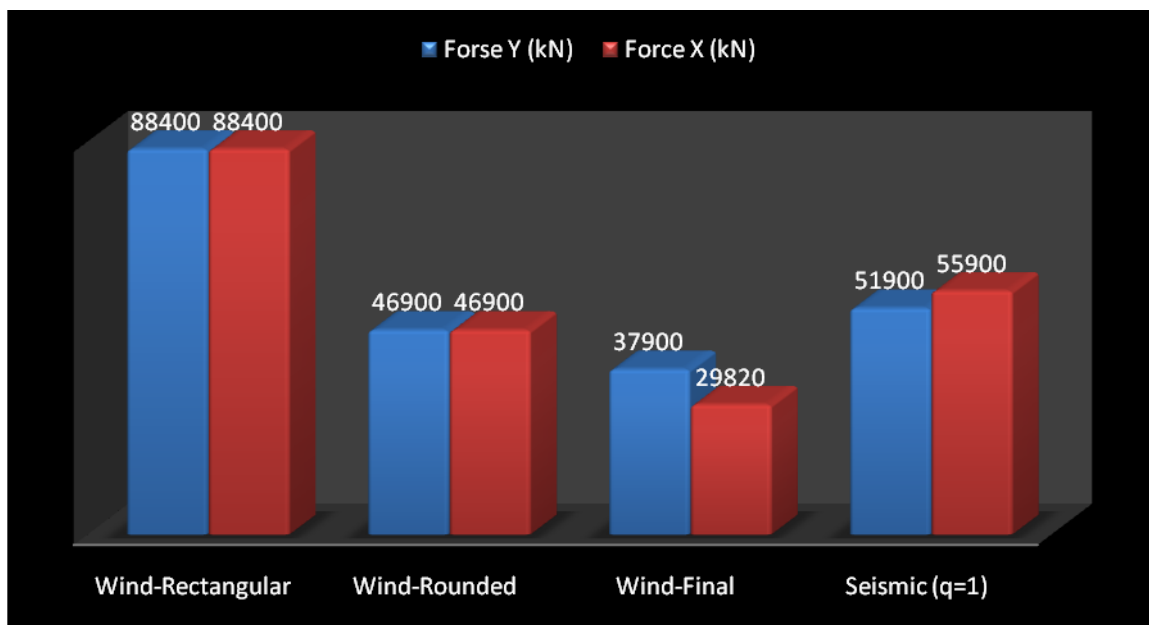


Εικόνα 4.19: 1^η(κυρίαρχη κατά Y), 2^η (κυρίαρχη κατά X) και 4^η ιδιομορφή.

5. Υπολογισμός δράσεων με τους σεισμικούς συνδυασμούς που επιλέξαμε. Τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων, που θα χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών προκύπτουν από τον συνδυασμό των συνιστωσών της σεισμικής δύναμης και των κατακόρυφων φορτίων της κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί UC6, UC7, UC8 (βλ. 4.6.1).

4.6 Σύγκριση Οριζόντιων Δυνάμεων

Έχοντας αναλύσει τη σημασία των οριζόντιων φορτίων σε ένα ψηλό κτίριο, γίνεται σαφές ότι τόσο ο άνεμος όσο και ο σεισμός αποτελούν τις βασικότερες φορτίσεις σχεδιασμού των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής. Προκειμένου να δοθεί μια πιο καθαρή εικόνα του μεγέθους και της κρισιμότητας αυτών, καθώς και της μείωσης του φορτίου του ανέμου που επιτεύχθηκε με τον σχεδιασμό, παρουσιάζονται σε ένα ενιαίο διάγραμμα (Εικ. 4.20) οι συνολικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή, για την κάθε οριζόντια φόρτιση και στους δύο άξονες X και Y .



Εικόνα 4.20: Συγκριτικό διάγραμμα οριζόντιων φορτίσεων

Στο παραπάνω διάγραμμα αρχικά παρατηρείται η μεγάλη μείωση της δράσης του ανέμου λόγω της μορφής της κατασκευής που επιλέχθηκε (>50%) και μετά η επικράτηση του σεισμού ως κυρίαρχης οριζόντιας δράσης. Αυτό οφείλεται εκτός της μείωσης του ανέμου, στο γεγονός ότι η κατασκευή ελέγχεται ελαστικά ($q=1$) και στο ότι τόσο τα σύμμικτα τοιχεία όσο και τα πρόσθετα επίπεδα των ανεμογεννητριών προκαλούν την αύξηση της μάζας της κατασκευής.

4.7 Συνδυασμοί Δράσεων

Μέχρι στιγμής περιγράψαμε αναλυτικά τις δράσεις που ασκούνται σε μία κατασκευή κατά τη διάρκεια ζωής της καθώς και την πρακτική εφαρμογή τους στη συγκεκριμένη μελέτη. Ωστόσο, όπως είναι φυσικό, ένα κτήριο καταπονείται από διάφορες ταυτόχρονες δράσεις. Επομένως, οφείλουμε να συνδυάσουμε τις ασκούμενες δράσεις και για να γίνει αυτό είναι απαραίτητο να γνωρίζουμε την πιθανότητα συνύπαρξης των δράσεων.

Επιπλέον, οι συνδυασμοί των δράσεων διαμορφώνονται ανάλογα με το κριτήριο που θέλουμε να ελέγξουμε και διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

- Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας και
- Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων και θέτουν σε κίνδυνο την ανθρώπινη ζωή. Αντιθέτως, οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ενοχλητικές ταλαντώσεις).

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίες καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα. Σημειώνεται ότι αγνοούνται κάποιες παραλλαγές των παρακάτω συνδυασμών λόγω συμμετρίας της κατασκευής.

4.7.1 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Κλασικός στατικός συνδυασμός κατακόρυφων φορτίων

$$UC1: 1,35 G_{ολ} + 1,50 Q$$

Συνδυασμοί φορτίσεων για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

- Επικρατέστερη δράση τα κινητά φορτία:

$$UC2: 1,35 G_{ολ} + 1,50 Q + 1,50 \times 0,60 W_X$$

$$UC3: 1,35 G_{ολ} + 1,50 Q + 1,50 \times 0,60 W_Y$$

- Επικρατέστερη δράση ο άνεμος:

$$UC4: 1,35 G_{ολ} + 0,70 \times 1,50 Q + 1,50 W_X$$

$$UC5: 1,35 G_{ολ} + 0,70 \times 1,50 Q + 1,50 W_Y$$

Συνδυασμοί φορτίσεων για καταστάσεις σεισμού:

$$UC6: 1,00 G_{ολ} + 0,30 Q + 1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$$

$$UC7: 1,00 G_{ολ} + 0,30 Q + 0,30 E_x + 1,00 E_y + 0,30 E_z$$

$$UC8: 1,00 G_{ολ} + 0,30 Q + 0,30 E_x + 0,30 E_y + 1,00 E_z$$

4.7.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Κλασικός στατικός συνδυασμός κατακόρυφων φορτίων:

$$SC1: 1,00 G_{ολ} + 1,00 Q$$

Συνδυασμοί για όλα τα μεταβαλλόμενα φορτία:

- Επικρατέστερη δράση τα κινητά φορτία:

$$SC2: 1,00 G_{ολ} + 1,00 Q + 0,60 W_X$$

$$SC3: 1,00 G_{ολ} + 1,00 Q + 0,60 W_Y$$

- Επικρατέστερη δράση ο άνεμος:

$$SC4: 1,00 G_{ολ} + 0,70 Q + 1,00 W_X$$

$$SC5: 1,00 G_{ολ} + 0,70 Q + 1,00 W_Y$$

5 Ανάλυση, Έλεγχος και Διαστασιολόγηση

5.1 Γενικά Στοιχεία

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την ορθή ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου, με τη βοήθεια του Scia Engineer 2012, είναι η εξής:

1. Ορίστηκε η γεωμετρία το φορέα σε τρία διαφορετικά αρχεία ανάλυσης, όπου το πρώτο περιελάμβανε το επίπεδο των γραφείων, το δεύτερο το επέπεδο της ανεμογεννήτριας και το τρίτο ολόκληρο το φορέα.
2. Έγινε η εισαγωγή των δεδομένων που αφορούν τα υλικά και της διατομές από μια αρχική προδιαστασιολόγηση, η οποία ακολούθησε την εξής πορεία:
 - Τοποθέτηση τοιχείων και υποστυλωμάτων του φορέα, μόρφωση της σύμμικτης διατομής με τυχαίο πάχος ελάσματος και εξασφάλιση της ομαδικής τους λειτουργίας.
 - Προδιαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας και προσδιορισμός μέγιστου ανοίγματος.
 - Τοποθέτηση δευτερευουσών δοκών σύμφωνα με τα μέγιστα ανοίγματα των πλακών και προδιαστασιολόγησή τους σε κάμψη.
 - Επιλογή κύριων δοκαριών μορφής διπλού ταυ, με εισαγωγή μεγάλου ύψους κορμού στα περιμετρικά.
 - Προσδιορισμός μέγιστου ανοίγματος πάνελ οροφής και τοποθέτηση δοκαριών οροφής, μορφής διπλού ταυ.
 - Εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας της οροφής με χιαστί συνδέσμους μορφής Ο, οι οποίοι εξασφαλίζουν και τον πλευρικό λυγισμό των δοκαριών στο μέσο τους.
 - Δημιουργία απομειωμένων διατομών των τοιχείων για το δεύτερο τμήμα του κτιρίου.
3. Εισήχθησαν οι στατικές και οι δυναμικές φορτίσεις που καταπονούν τον φορέα.
4. Μορφώθηκαν οι συνδυασμοί των δράσεων τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.
5. Επιλέχθηκε το πλήθος των στοιχείων που θα δημιουργήσουν το πλέγμα κατά την επίλυση του φορέα.
6. Αναλύθηκε ο φορέας με βάση όλες τις δεδομένες δράσεις και συνδυασμούς
7. Ελέγχθηκε η επάρκεια όλων των μελών του φορέα στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.
8. Όπου ήταν αναγκαίο χρησιμοποιήθηκε η λειτουργία της αυτόματης διαστασιολόγησης διατομών του προγράμματος και στη συνέχεια έγινε επανάληψη των βημάτων 6,7 και 8 μέχρις ότου όλα τα μέλη του φορέα να ικανοποιήσουν τα κριτήρια αντοχής και παραμόρφωσης.

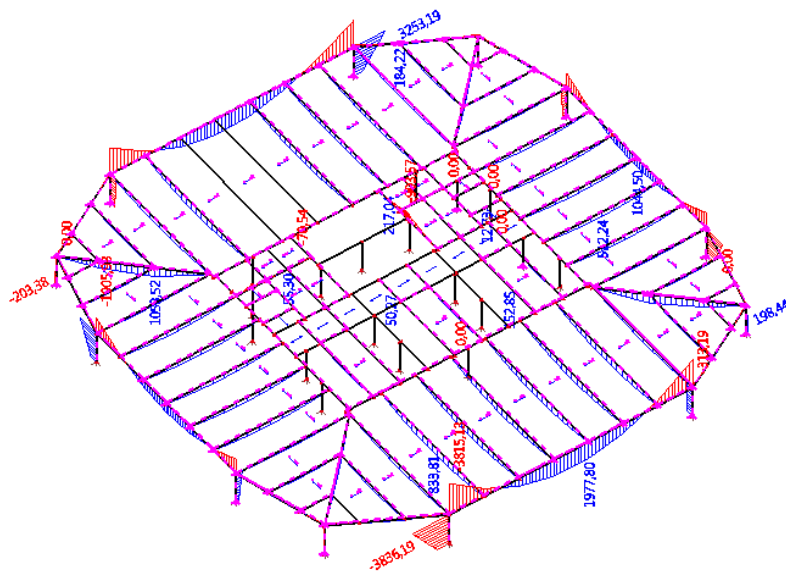
5.2 Αποτελέσματα Ανάλυσης – Εντατικά Μεγέθη

Όσο αναφορά την μέθοδο ανάλυσης, ο υπολογισμός των εντάσεων και των αντοχών μπορεί να γίνει με ελαστική ή πλαστική ανάλυση. Η ελαστική μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε όλες στις περιπτώσεις, ανεξαρτήτως του αν η αντοχή των διατομών προσδιορίζεται με βάση

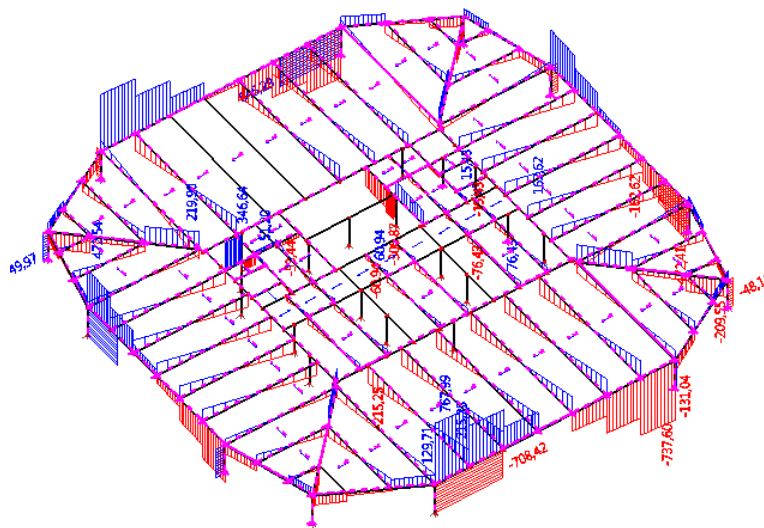
την ελαστική ή την πλαστική αντοχή τους, ενώ για την εφαρμογή της πλαστικής ανάλυσης απαιτείται να πληρούν οι χρησιμοποιούμενες διατομές καθώς και ο χάλυβας ορισμένες ειδικές απαιτήσεις. Στην περίπτωση μας, όπως αναφέρθηκε και στον υπολογισμό των σεισμικών εντάσεων, λόγω κυρίως της μη ύπαρξης πλαισιακής λειτουργίας επιλέγεται η ελαστική ανάλυση.

Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνονται ενδεικτικά τα εντατικά μεγέθη (αξονικές δυνάμεις, τέμνουσες δυνάμεις και ροπές κάμψης) για τους πιο κρίσιμους συνδυασμούς φορτίσεων ανά περίπτωση. Σημειώνεται ότι λόγω της πολυπλοκότητας του μοντέλου, για καλύτερη επισκόπηση και κατανόηση των αποτελεσμάτων πρώτα αναλύουμε τα δοκάρια ανά όροφο και στη συνέχεια αναλύουμε τα τοιχεία και τα υποστυλώματα στο συνολικό μοντέλο όπου ελέγχουμε και την επάρκεια των δοκαριών ξανά.

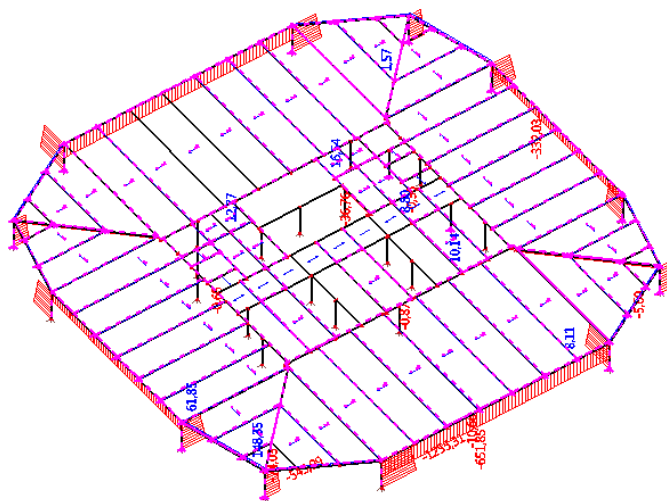
- Δάπεδο (επίπεδο γραφείων):



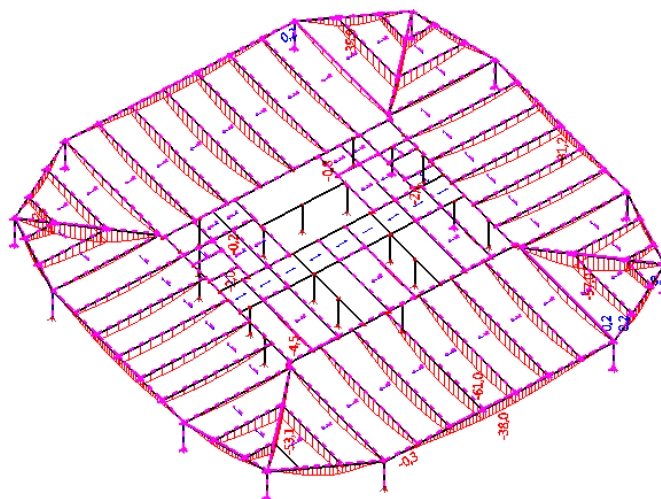
Εικόνα 5.1: Ροπές M_Y δαπέδου (για συνδυασμό UC1)



Εικόνα 5.2: Τέμνουσες V_Z δαπέδου (για συνδυασμό UC1)

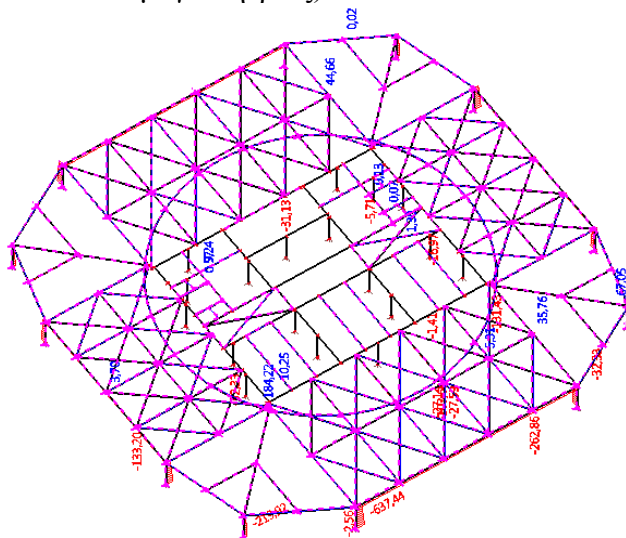


Εικόνα 5.3: Αξονικές N δαπέδου (για συνδυασμό UC3)

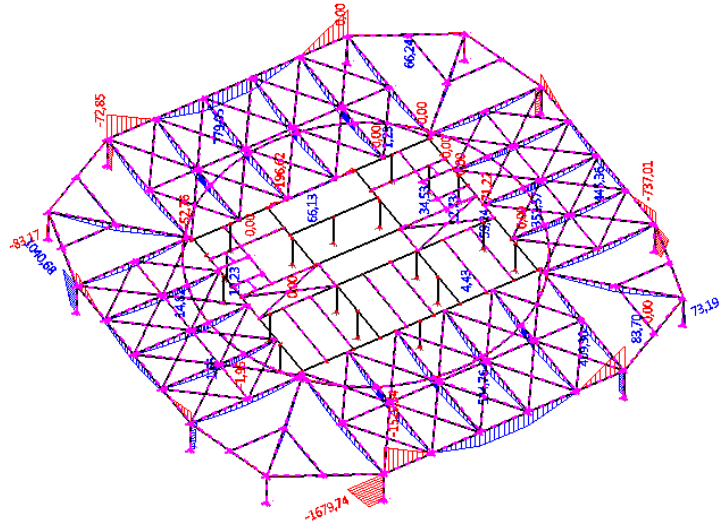


Εικόνα 5.4: Βέλη δ_{\max} δαπέδου (για συνδυασμό SC1)

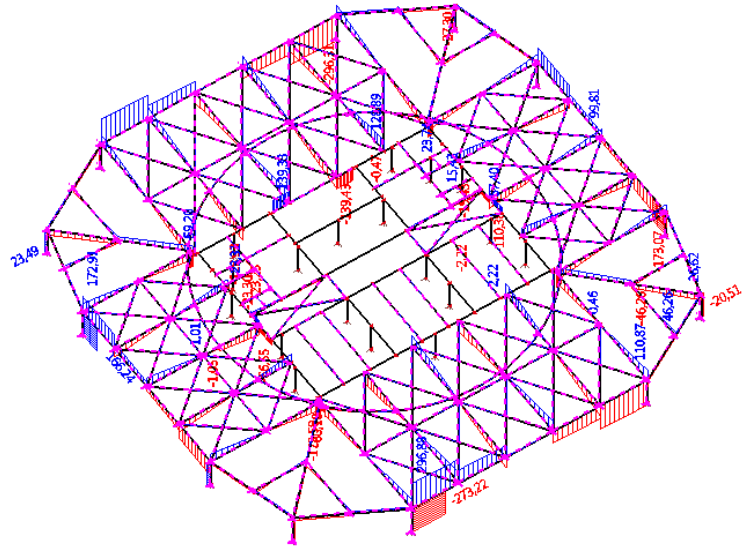
- Οροφή (επίπεδο ανεμογεννήτριας):



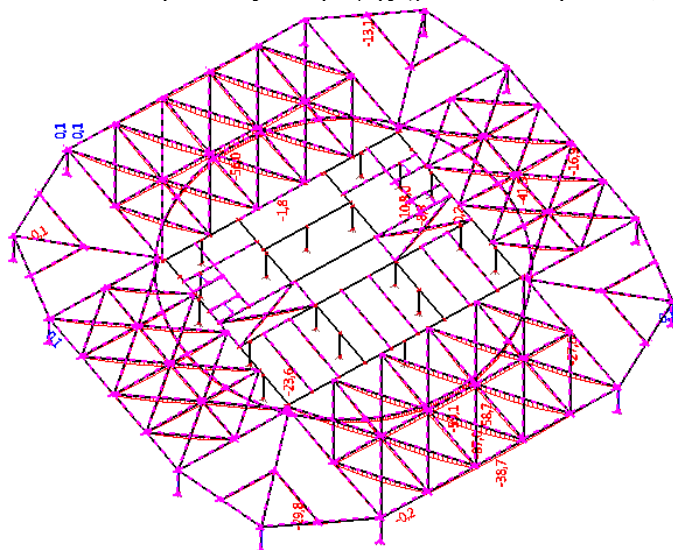
Εικόνα 5.5: Αξονικές N οροφής (για συνδυασμό UC3)



Εικόνα 5.6: Ροπές M_Y οροφής (για συνδυασμό UC1)

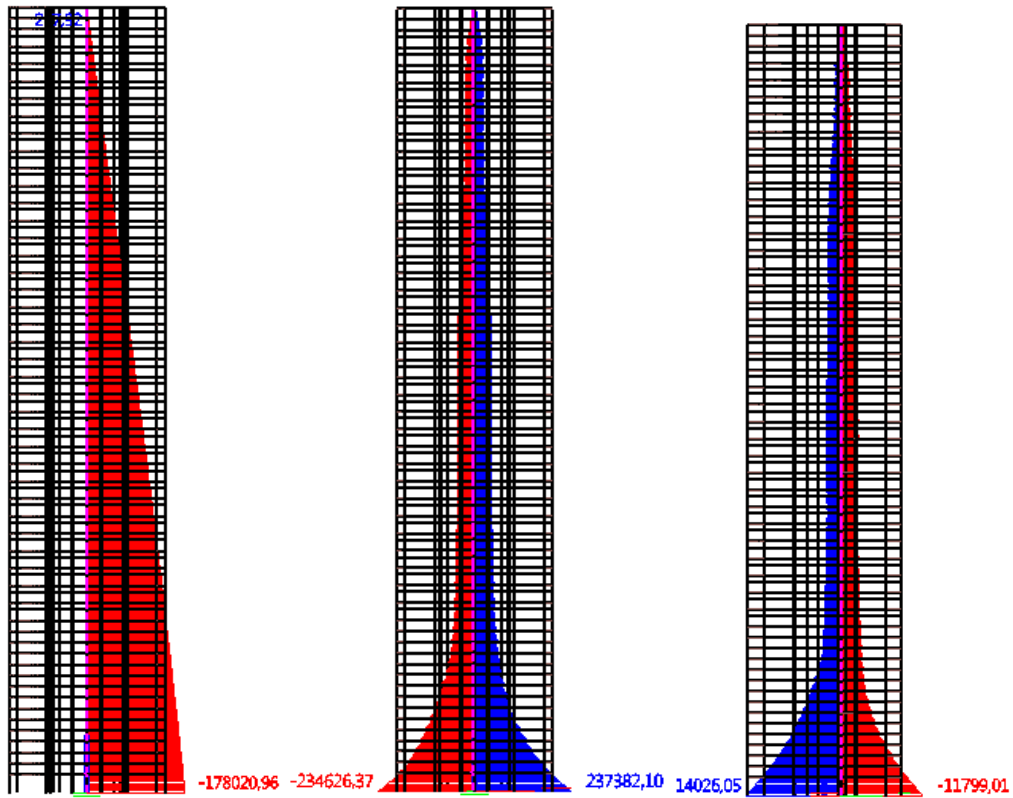


Εικόνα 5.7: Τέμνουσες V_Z οροφής (για συνδυασμό UC1)

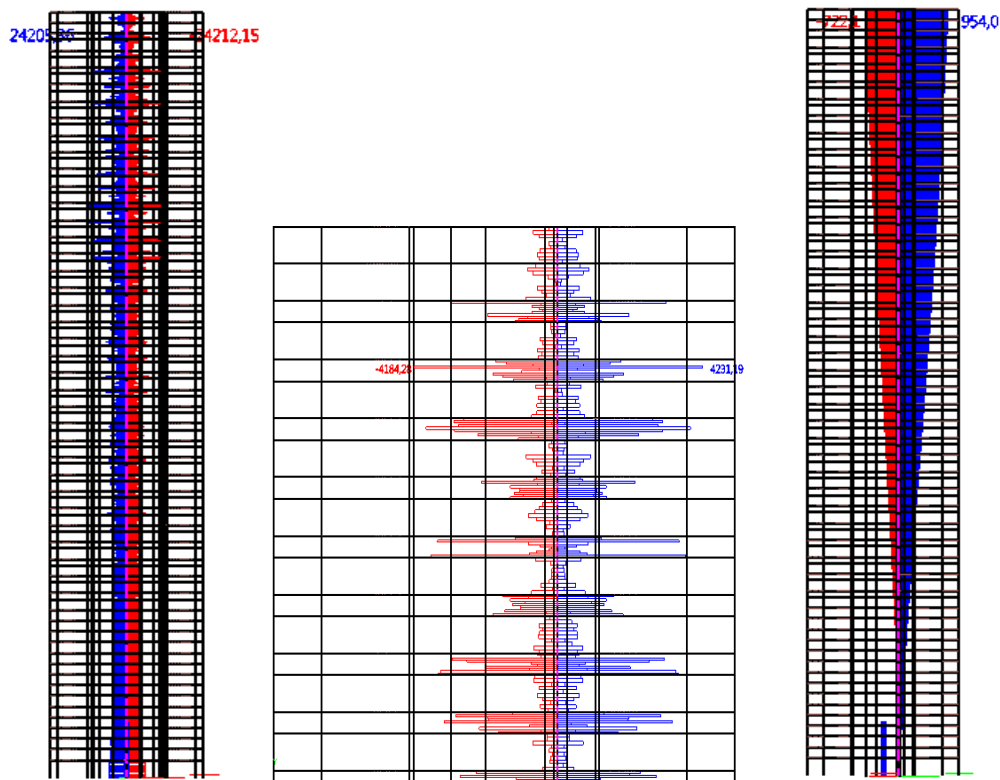


Εικόνα 5.8: Βέλη δ_n οροφής (για συνδυασμό SC1)

- Χαρακτηριστικό τοιχείο (κύριος άξονας κατά X):



Εικόνα 5.9: Αξονική N , ροπή κάμψης περί τον ισχυρό άξονα M_Y και ροπή κάμψης περί τον ασθενή άξονα M_Z

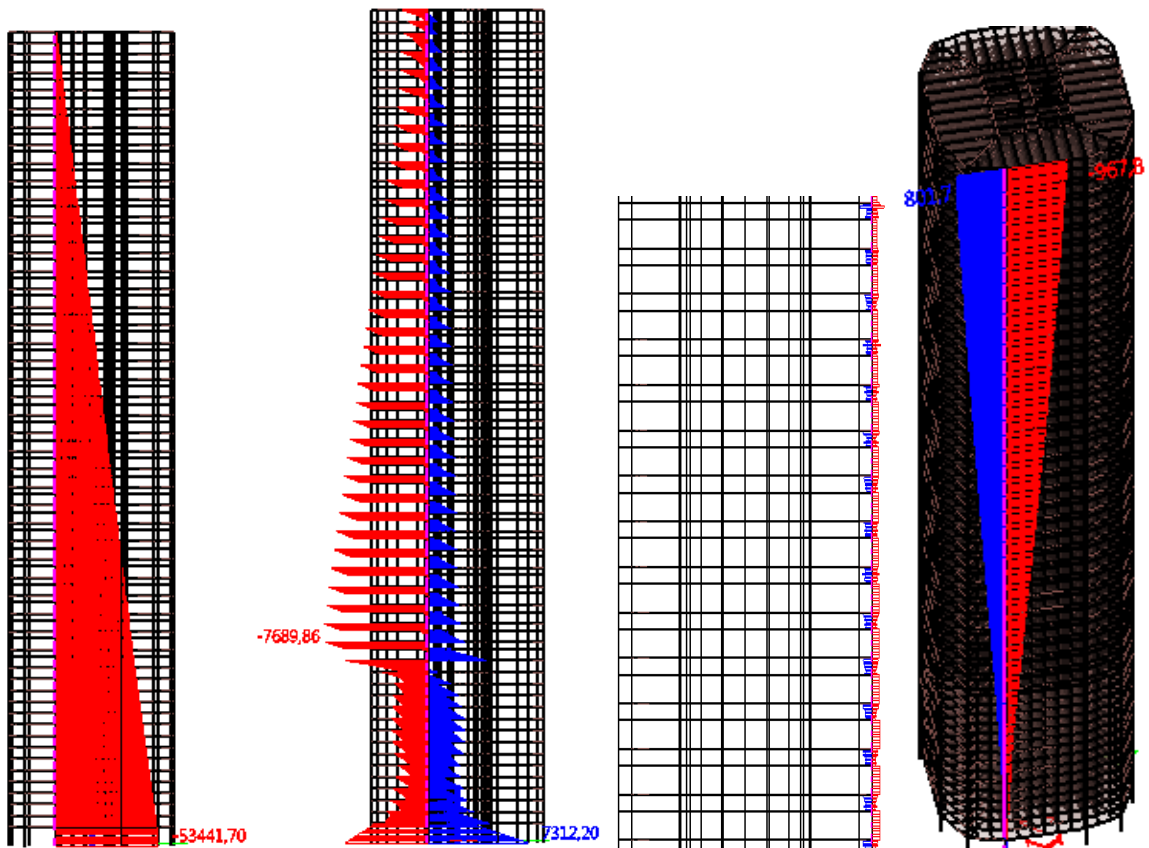


Εικόνα 5.10: Τέμνουσα δύναμη V_z , λεπτομέρεια τέμνουσας V_y και παραμόρφωση u_y

Πίνακας 5.1:Μέγιστα εντατικά μεγέθη τοιχείου

Κατηγορία : Όλα τα ULS								
Μέλος	Περίπτωση	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B17	UC5 (Wy,Q)/1	0,000	-178020,96	-386,84	-11,28	-1,66	-498,81	14026,05
B16267	UC7 (Sy)/2	3,600	207,92	278,93	660,53	489,11	852,20	118,72
B15724	UC7 (Sy)/3	1,260	-6882,34	-4184,28	-945,37	-1589,50	-5858,29	-540,05
B15724	UC7 (Sy)/4	1,260	-3183,11	4231,19	919,00	1393,58	5450,51	665,91
B16112	UC6 (Sx)/5	1,890	-3142,99	-931,26	-24212,15	-3704,93	-15313,04	-60,54
B16112	UC6 (Sx)/6	1,890	-2407,56	974,53	24205,36	3557,19	14982,81	246,14
B3000	UC6 (Sx)/5	1,440	-82712,79	-65,76	-5770,02	-10389,01	-55477,96	-871,23
B3000	UC6 (Sx)/6	1,440	-63964,29	105,56	5719,35	10093,12	55637,84	853,04
B17	UC6 (Sx)/7	0,000	-98179,66	-105,58	-9097,39	-4860,17	-234626,37	-3684,33
B17	UC6 (Sx)/8	0,000	-80358,54	138,09	8972,13	4712,15	237382,10	3339,85
B17	UC7 (Sy)/9	0,000	-121683,01	-382,17	-2847,82	-1554,95	-71020,30	-11799,01

- Εξωτερικό υποστύλωμα (ισχυρός άξονας κατά Y):



Εικόνα 5.11: Αξονική N, ροπή κάμψης M_z , τέμνουσα V_y και παραμόρφωση u_z

Πίνακας 5.2:Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστύλωματος

Μέλος	Περίπτωση	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B25	UC2 (Q,Wx)/11	0,000	-53441,70	-9,03	-438,01	22,02	2213,74	-22,40
B16245	UC7 (Sy)/2	3,600	-253,36	-2,33	-231,60	49,16	-387,80	-5,76
B3286	UC2 (Q,Wx)/11	0,000	-41802,98	-355,18	-1375,76	-66,72	-1208,49	-163,92
B1129	UC6 (Sx)/8	1,680	-16531,26	58,38	-81,42	174,10	-2414,51	-689,17
B16090	UC7 (Sy)/9	0,000	-1226,10	-30,37	-1411,50	-46,69	-764,05	-56,74
B16090	UC7 (Sy)/2	0,000	-962,29	10,93	1028,55	56,11	-222,48	-13,66
B25	UC6 (Sx)/5	0,000	-27058,37	-19,40	-714,17	-223,14	-6119,25	-115,08
B1438	UC6 (Sx)/8	0,000	-21913,73	-10,67	114,10	237,50	3314,78	94,77
B3674	UC2 (Q,Wx)/11	2,100	-39330,28	13,57	-601,88	79,86	-7689,86	-1616,22
B25	UC6 (Sx)/8	0,000	-22825,09	13,50	365,23	204,70	7312,20	122,71
B1129	UC2 (Q,Wx)/11	0,000	-40586,01	19,29	-710,86	107,30	-6118,00	-1780,67
B478	UC1 (OKA)/12	0,000	-40756,08	-159,56	-838,90	-64,38	4126,14	750,82

5.3 Έλεγχοι Δομικών Στοιχείων

Η βασική επιδίωξη του ορθού σχεδιασμού μιας κατασκευής είναι η εξασφάλιση ενός ικανοποιητικού επιπέδου ασφαλείας. Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή πρέπει να ικανοποιεί σε όλη τη διάρκεια της κατασκευής και λειτουργίας της, ένα πλήθος ελέγχων που σε γενικές γραμμές ικανοποιούνται από ανισώσεις της μορφής $E_d \leq R_d$. Το αριστερό μέλος της ανίσωσης είναι τα αποτελέσματα των συνδυασμών των φορτίσεων και το δεξί τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής. Αρχικά εξετάζεται η επάρκεια των διατομών και η ευστάθεια των μελών έναντι αστοχίας, με τους παρακάτω ελέγχους:

- Αντοχή διατομών
 1. Έλεγχος έναντι εφελκισμού
 2. Έλεγχος έναντι θλίψης
 3. Έλεγχος έναντι μονοαξονικής κάμψης
 4. Έλεγχος έναντι τέμνουσας
 5. Έλεγχος διαμήκου διάτμησης (για σύμμικτα μέλη)
 6. Έλεγχος στρέψης
 7. Έλεγχος σύνθετων καταπονήσεων
- Αντοχή μελών
 8. Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού
 9. Έλεγχος έναντι στρεπτικού λυγισμού
 10. Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Πέραν αυτών, επιβάλλονται και κάποιοι έλεγχοι για την εξασφάλιση της καλής λειτουργίας της κατασκευής. Αυτοί είναι οι έλεγχοι λειτουργικότητας οι οποίοι βασίζονται σε παρόμοιες ανισώσεις με τους ελέγχους αστοχίας, και στόχος τους είναι η αποφυγή υπερβολικών παραμορφώσεων, ταλαντώσεων, ρωγμών κτλ. Παράλληλα, σε μέλη που υπόκεινται σε μεγάλο αριθμό διακυμάνσεων τάσεων λόγω επαναλαμβανόμενης φόρτισης, απαιτείται πολλές φορές έλεγχος κόπωσης.

Επειδή η κατασκευή μας περιέχει μεγάλο πλήθος διατομών και ακόμα μεγαλύτερο πλήθος μελών δεν είναι δυνατή η αναλυτική παρουσίαση εδώ όλων των ελέγχων κάθε στοιχείου. Για αυτό το λόγο παρουσιάζονται παρακάτω οι γενικές εξισώσεις κάθε ελέγχου και στη συνέχεια τα αποτελέσματα αυτών για κάποια χαρακτηριστικά μέλη της κατασκευής, όπως προέκυψαν από την ανάλυση με το Scia engineer.

5.3.1 Έλεγχος έναντι εφελκισμού

Στα κτηριακά έργα, εφελκόμενα μέλη εμφανίζονται σε μέλη δικτυωμάτων ή συνδέσμων δυσκαμψίας. Γενικώς, σε κάθε διατομή πρέπει η δρώσα εφελκυστική δύναμη να είναι μικρότερη από την αντοχή σχεδιασμού σε εφελκισμό ($N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$). Η αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = \min \left[\frac{A \cdot f_y}{Y_{M0}}, \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{Y_{M2}} \right] \quad (5.1)$$

Επίσης, όπου υπάρχουν απαιτήσεις πλαστιμότητας πρέπει να ικανοποιείται και ο έλεγχος $N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$.

5.3.2 Έλεγχος έναντι θλίψης

Θλιβόμενο μέλος θεωρείται ένα μέλος το οποίο υποβάλλεται μόνο σε θλιπτικά φορτία. Τέτοια μέλη είναι τα υποστυλώματα (υπό ορισμένες συνθήκες φόρτισης και στηρίξεως) και αμφιαρθρωτά μέλη δικτυωμάτων. Επειδή στη συγκεκριμένη κατασκευή τα μόνα θλιβόμενα μέλη είναι τα εξωτερικά υποστυλώματα και σε κάποιες φορτίσεις τα τοιχεία, η αντοχή σχεδιασμού έναντι θλίψης υπολογίζεται για κοίλη διατομή γεμισμένη με σκυρόδεμα από την παρακάτω σχέση:

$$N_{pl,Rd} = N_{pa,Rd} + N_{ps,Rd} + N_{pc,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_s \cdot f_{sd} + A_c \cdot f_{cd} \quad (5.2)$$

όπου βλέπουμε ότι η θλιπτική δύναμη σχεδιασμού της σύμμικτης διατομής ισούται με το άθροισμα των επιμέρους πλαστικών αξονικών δυνάμεων σχεδιασμού της σιδηροδοκού, του διαμήκους σπλισμού και του σκυροδέματος.

Σημειώνεται εδώ ότι στα θλιβόμενα μέλη υπάρχει μια στάθμη του θλιπτικού φορτίου στην οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του και λυγίζει πριν η διατομή του εξαντλήσει την αντοχή της. Στη στάθμη αυτή θεωρείται πρακτικά ότι εξαντλείται η αντοχή του μέλους και για τον προσδιορισμό αυτής λαμβάνονται υπόψη τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής, του μέλους καθώς και οι συνθήκες στήριξής του. Η διαδικασία για τον προσδιορισμό της αντοχής του θλιβόμενου μέλους έναντι λυγισμού, εν συντομία, είναι ο υπολογισμός της δυσκαμψίας της σύμμικτης διατομής $(EI)_{eff}$ του κρίσιμου φορτίου Euler N_{cr} , της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$, του μειωτικού συντελεστή χ από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού και τέλος ο έλεγχος του μέλους με την ανίσωση:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1 \quad (5.3)$$

5.3.3 Έλεγχος έναντι μονοαξονικής κάμψης

Η εντατική αυτή κατάσταση εμφανίζεται σε δοκούς, κύριες και δευτερεύουσες, οι οποίες παραλαμβάνουν άμεσα όλα τα εγκάρσια φορτία μεταφέροντάς τα στα υποστυλώματα, και συνοδεύεται στις περισσότερες περιπτώσεις με την αντίστοιχη διάτμηση. Όπως και στους υπόλοιπους ελέγχους πρέπει κ εδώ να ικανοποιείται η ανίσωση $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$, όπου η αντοχή σχεδιασμού έναντι μονοαξονικής κάμψης $M_{c,Rd}$ υπολογίζεται για χαλύβδινες διατομές κατηγορίας 1 ή 2 από τη σχέση:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.4)$$

Ακόμη λαμβάνεται υπόψη η επίδραση των τεμνουσών δυνάμεων, οι οποίες όταν ξεπερνούν το μισό της αντοχής σχεδιασμού έναντι διάτμησης απαιτούν την απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής $M_{pl,Rd}$.

Για σύμμικτες διατομές, ο υπολογισμός της αντοχής σχεδιασμού έναντι μονοαξονικής κάμψης είναι πιο περίπλοκος και απαιτεί περισσότερους υπολογισμούς, βασίζεται όμως στον υπολογισμό της θλιπτικής δύναμης που παραλαμβάνει η πλάκα σκυροδέματος, της εφελκιστικής δύναμης που παραλαμβάνει η χαλύβδινη δοκός και του μοχλοβραχίονα e των δύο αυτών δυνάμεων.

Σημειώνεται εδώ ότι αυτός ο έλεγχος αφορά δοκούς με επαρκή πλευρική εξασφάλιση, δηλαδή η αντοχή τους σε κάμψη δεν επηρεάζεται από λυγισμό εκτός του επιπέδου φόρτισής τους (πλευρική αστάθεια). Στις δοκούς με πλευρική εξασφάλιση η αντοχή σε κάμψη συνδέεται με την αντοχή σε κάμψη της διατομής τους.

5.3.4 Έλεγχος έναντι τέμνουσας

Η τέμνουσα δύναμη επηρεάζει ιδιαίτερα δοκούς μικρού μήκους υπό σημαντικά συγκεντρωμένα φορτία καθώς και διατομές σύνθετων δοκών με λεπτό κορμό. Επομένως, στις συγκεκριμένες περιπτώσεις, και όχι μόνο, η αντοχή σε τέμνουσα μπορεί να καθίσταται κρίσιμη. Για τον έλεγχο επάρκειας μιας δοκού έναντι τέμνουσας θα πρέπει σε κάθε διατομή να ικανοποιείται η σχέση $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$, όπου η αντοχή σχεδιασμού έναντι τέμνουσας δύναμης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \quad (5.5)$$

5.3.5 Έλεγχος διαμήκους διάτμησης

Ο έλεγχος διαμήκουσ διάτμησης στην παρούσα κατασκευή γίνεται για πλήρη διατμητική κάλυψη. Η αντοχή του ενός ήλου δίνεται από τη σχέση:

$$P_{Rd} = \min \left[0,8 \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \cdot \frac{f_u}{\gamma_V}; 0,29 \cdot a \cdot d^2 \frac{\sqrt{E_c \cdot f_{ck}}}{\gamma_V} \right] \quad (5.6)$$

5.3.6 Έλεγχος έναντι στρέψης

Στις μεταλλικές κατασκευές αποφεύγεται γενικά η μεταφορά φορτίων μέσω στρέψης λόγω της μικρής στρεπτικής φέρουσας ικανότητας των ανοικτών διατομών που συνήθως χρησιμοποιούνται. Όπου δεν είναι δυνατόν να αποφευχθεί η στρεπτική καταπόνηση θα πρέπει να εξετάζεται η χρήση κιβωτιοειδών δοκών, οι οποίες εμφανίζουν αυξημένη αντοχή σε στρέψη έναντι των ανοικτών διατομών. Για τον έλεγχο επάρκειας μελών που υπόκεινται σε στρέψη θα πρέπει να ικανοποιείται η σχέση $T_{Ed} \leq T_{Rd}$.

Στη συγκεκριμένη κατασκευή δεν υπάρχουν μέλη με σημαντική στρεπτική καταπόνηση, επομένως ο έλεγχος αυτός δεν θεωρείται κρίσιμος.

5.3.7 Έλεγχος έναντι σύνθετων καταπονήσεων

Στις περισσότερες περιπτώσεις ένα μέλος ή μια διατομή καταπονείται από παραπάνω από ένα εντατικά μεγέθη και επομένως η διατομή πρέπει να ελέγχεται έναντι σύνθετων καταπονήσεων. Είναι προφανές ότι όταν μια διατομή καταπονείται ταυτόχρονα από δύο ή περισσότερα εντατικά μεγέθη, η φέρουσα ικανότητά της σε σχέση με την αντίστοιχη έναντι της μεμονωμένης δράσης μειώνεται. Οι πιο συνηθισμένοι συνδυασμοί αυτών είναι:

1. Διαξονική κάμψη
2. Συνδυασμός κάμψης και τέμνουσας
3. Συνδυασμός κάμψης και αξονικής δύναμης
4. Συνδυασμός κάμψης, τέμνουσας και αξονικής δύναμης

5. Συνδυασμός τέμνουσας και στρέψης

Στην περίπτωση της διαξονικής κάμψης ελέγχεται ότι το άθροισμα των λόγων ροπής σχεδιασμού προς την αντοχή σχεδιασμού για τις δύο διευθύνσεις είναι μικρότερο ή ίσο της μονάδας. Πιο ειδικά, για πλαστικό έλεγχο, ο κάθε λόγος υψώνεται σε έναν συντελεστή, α και β , ανάλογα με τη διεύθυνση της καταπόνησης.

Στην περίπτωση της κάμψης παρουσία διάτμησης ενδέχεται η συνυπάρχουσα τέμνουσα δύναμη να επηρεάσει δυσμενώς και να απομειώσσει τη ροπή αντοχής, καθώς μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή της. Όταν, όμως, η τέμνουσα είναι σχετική μικρή (δηλ. η δρώσα τέμνουσα V_{Ed} είναι μικρότερη του 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής $V_{pl,Rd}$), η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμεληθεί.

Στην περίπτωση της κάμψης σε συνδυασμό με αξονική δύναμη, φαινόμενο που συναντάται ευρέως στα υποστυλώματα και λιγότερο συχνά στις κύριες δοκούς των πλαισίων, η αντοχή σε κάμψη περιορίζεται, επειδή μέρος της διατομής αναλύσκεται στην αντιμετώπιση της αξονικής δύναμης. Η απομειωμένη ροπή αντοχής υπολογίζεται ανάλογα με την κατηγορία της διατομής.

Όταν ταυτόχρονα με τη ροπή κάμψης συνυπάρχουν τέμνουσα και αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω της επίδρασης τόσο της τέμνουσας όσο και της αξονικής δύναμης. Η απομείωση αυτή γίνεται πρώτα για την τέμνουσα και κατόπιν για την αξονική δύναμη.

Τέλος, για τον συνδυασμό τέμνουσας δύναμης και στρεπτικής ροπής η πλαστική αντοχή σε διάτμηση απομειώνεται λόγω της στρεπτικής επιρροής ($V_{pl,T,Rd}$ αντί $V_{pl,Rd}$).

5.3.8 Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού

Ο καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής δύναμης αποτελεί στις μεταλλικές και σύμμικτες κατασκευές τη συνηθέστερη μορφή αστοχίας των θλιβόμενων μελών. Αποτελεί την απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους με την παραμόρφωσή του σε μια καμπύλη μορφή, καμπτόμενο κατά τον ασθενή ή τον ισχυρό άξονα της διατομής του μέλους. Στη συγκεκριμένη περίπτωση αστοχίας δεν εμφανίζεται σχετική στροφή των διατομών.

Ο λυγισμός συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του και για αυτό η αντοχή του μέλους έναντι θλίψης πολλαπλασιάζεται με τον μειωτικό συντελεστή χ , ο οποίος είναι συνάρτηση της ανηγμένης λυγηρότητας και του συντελεστή ατελειών. Ο τελευταίος εξαρτάται από τη μορφή της διατομής του μέλους που μελετάται, από τη διεύθυνση κατά την οποία λαμβάνει χώρα ο λυγισμός (άξονες y ή z) και από τη διαδικασία κατασκευής που χρησιμοποιήθηκε για το θλιβόμενο μέλος (θερμή έλαση, συγκόλληση ή εν ψυχρώ μόρφωση). Έτσι, η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό καθορίζεται από τη σχέση:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

5.3.9 Έλεγχος έναντι στρεπτικού λυγισμού

Ο στρεπτικός λυγισμός είναι η μορφή αστάθειας ενός θλιβόμενου μέλους σταθερής διατομής με ευθύγραμμο διαμήκη άξονα κατά την οποία οι διατομές στρέφονται περί τον άξονα του μέλους, ο οποίος παραμένει ευθύγραμμος και μετά την παραμόρφωση. Ο

κίνδυνος αστοχίας λόγω στρεπτικού λυγισμού εμφανίζεται κυρίως σε ανοικτές διατομές, ενώ δεν υφίσταται σε κλειστές, λόγω της μεγάλης δυστρεψίας που διαθέτουν.

Ένα θλιβόμενο μέλος ανοιχτής διατομής, σταθερής κατά τον διαμήκη άξονα, θα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτικού λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση $N_{Ed} \leq N_{b,T,Rd}$, όπου η αντοχή του μέλους σε στρεπτικό λυγισμό καθορίζεται από τη σχέση:

$$N_{b,T,Rd} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.8)$$

5.3.10 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι η μορφή αστάθειας ενός θλιβόμενου ή καμπτόμενου μέλους (ή και συνδυασμού των δύο), κατά την οποία οι διατομές υπόκεινται μετά τον λυγισμό, σε στροφή περί το κέντρο διάτμησης και σε ταυτόχρονη μετατόπιση σε σχέση με τον αρχικώς ευθύγραμμο διαμήκη άξονα του μέλους, ο οποίος παύει πλέον να είναι ευθύγραμμος μετά την παραμόρφωση. Ο κίνδυνος αστοχίας, όπως και στον απλό στρεπτικό λυγισμό, είναι μεγαλύτερος για τις ανοικτές διατομές, επειδή οι κλειστές διαθέτουν μεγάλη δυστρεψία. Ανάλογα με τα επιβαλλόμενα επί του μέλους φορτία διακρίνονται οι παρακάτω βασικές κατηγορίες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

- Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός μελών υπό κάμψη
- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών υπό θλίψη ή συνδυασμό θλίψης-κάμψης

Μία δοκός σταθερής διατομής μη προστατευόμενη πλευρικά, που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση $M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$, όπου η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού, για διατομές κατηγορίας 1 και 2, είναι:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.9)$$

Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλατα δεν είναι ευαίσθητες σε πλευρικό λυγισμό. Ομοίως, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, καθώς και κιβωτιοειδείς διατομές, δεν είναι ευαίσθητες σε πλευρικό λυγισμό.

Ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη αποτελεί τη γενική περίπτωση καταπόνησης, ιδιαίτερα σε κατακόρυφα μέλη χωρικών πλαισιωτών φορέων. Στην περίπτωση αυτή ο έλεγχος επάρκειας των μελών γίνεται μέσω των ακόλουθων εξισώσεων αλληλεπίδρασης:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.10\alpha)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.10\beta)$$

όπου:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ είναι τιμές σχεδιασμού που προκύπτουν από την ανάλυση 1ης τάξης χ_y , χ_z οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} συντελεστές αλληλεπίδρασης εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί και υπολογίζονται από κατάλληλους πίνακες.

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι ροπές λόγω μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4.

5.4 Διαστασιολόγηση και Τελικός Έλεγχος Στοιχείων της Κατασκευής

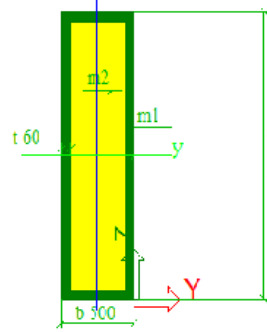
Ακολουθούν τα αποτελέσματα της τελικής διαστασιολόγησης των διατομών και οι αντίστοιχοι έλεγχοι σε αυτές. Όπως έχει αναφερθεί και προηγουμένως, το πλήθος των διατομών της κατασκευής είναι αρκετά μεγάλο λόγω του αριθμού των διαφορετικών στοιχείων που την απαρτίζουν, παρά τις ομαδοποιήσεις που έγιναν καθ' όλη τη διάρκεια της ανάλυσης. Για τον λόγο αυτό παρακάτω εμφανίζονται τα αποτελέσματα για τα πιο χαρακτηριστικά στοιχεία της κατασκευής μας.

Σημειώνεται ότι για πολλά στοιχεία κρίσιμότερος ήταν ο έλεγχος λειτουργικότητας, όπως για παράδειγμα τα περιμετρικά δοκάρια λόγω του μεγάλου ανοίγματός τους και τα τοιχεία λόγω του μεγάλου ύψους του κτιρίου.

• Εξωτερικό ορθογωνικό υποστύλωμα (Τμήμα α):

ULS design check

Περιγραφή	Τιμές	Μονάδες
Axial Force [N _{Ed}]	74226,23	kN
Normal moment [M _{y,Ed}]	-1776,18	kNm
Lateral moment [M _{z,Ed}]	-34,54	kNm
Normal shear [V _{z,Ed}]	-625,98	kN
Lateral shear [V _{y,Ed}]	-2,34	kN



Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60
b [mm]	500
h [mm]	1800
t [mm]	60
Λυγισμός y-y	a
Λυγισμός z-z	a

Second order effects and member imperfections (clause 6.7.3.4)

Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Member Imperfection moment [M _{imp}]	1487,42	1487,42	kNm
Equivalent moment factor for first order moment [Beta]	1,00	0,92	-
Effective flexural stiffness for use in second order analysis [E _{i,eff,II}]	18499387218052076,00	2140494547863396,20	N m ²
Multiplication factor for first order moment [k ₁]	1,01	1,05	-
Multiplication factor for member imperfection moment [k ₂]	1,01	1,14	-
Modified moment [M _{Ed,mod}]	3518,62	1739,15	kNm

Check 2: Combined axial plus uniaxial bending (clause 6.7.3.6)

Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Moment of resistance [M _{plNRd}]	50299,05	14661,64	kNm
Coefficient [alpha _M]	0,8	0,8	-
Utilisation ratio [(M _{Ed,mod} / M _{plNRd}) / alpha _M]	0,09	0,15	-

Check 3: Combined axial plus biaxial bending (clause 6.7.3.7)

Περιγραφή	Τιμές	Μονάδες
Utilisation ratio [(M _{Ed,y,mod} / M _{plNRd,y} + M _{Ed,z,mod} / M _{plNRd,z})]	0,19	-

Check 4: Longitudinal Shear (clause 6.7.4.3)

Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Shear resistance [V _{elRd}]	5156,25	2121,05	kN
Utilisation ratio [V _{Ed} / V _{elRd}]	0,12	0,00	-

Cross-sectional characteristics

Περιγραφή	Τιμές	Μονάδες
Cross-sectional area of the structural steel [A _s]	2,6160e-01	m ²
Cross-sectional area of the reinforcement [A _s]	0,0000e+00	m ²
Cross-sectional area of the concrete [A _c]	6,3840e-01	m ²

Typical points on the interaction curve

Σημείο	Axial resistance [N in kN]	Moment of Resistance [M in kNm]
Point A	141616,00	0,00
Point C	21280,00	66974,82
Point D	10640,00	68441,37
Point B	0,00	66974,82

Typical points on the interaction curve Lateral:

Σημείο	Axial resistance [N in kN]	Moment of Resistance [M in kNm]
Point A	141616,00	0,00
Point C	21280,00	24521,93
Point D	10640,00	25235,66
Point B	0,00	24521,93

Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Second moment of area of the structural steel [I _a]	9,2848e-02	1,1068e-02	m ⁴
Second moment of area of the reinforcement [I _s]	0,0000e+00	0,0000e+00	m ⁴
Second moment of area of the uncracked concrete [I _c]	1,5015e-01	7,6820e-03	m ⁴

Check 5: Transverse Shear (clause 6.7.3.2)

Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Shear force taken by the structural steel section [V _{a,Ed}]	625,98	2,34	kN
Design shear resistance of the structural steel section [V _{plRd}]	15935,33	53542,73	kN
Utilisation ratio [V _{a,Ed} / V _{plRd}]	0,04	0,00	-

Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Reduction factor [(1 - rho)]	1,00	1,00	-
Reduced design steel strength [(1 - rho)fyd]	460,00	460,00	MPa

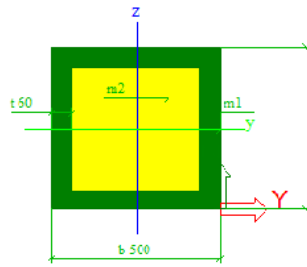
Check 1: Pure axial (clause 6.7.3.5)

Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Plastic resistance to compression of the composite section [N _{plRd}]	141616,00	141616,00	kN
Characteristic value of plastic resistance to compression of the composite section [N _{plRk}]	152256,00	152256,00	kN
Effective flexural short term stiffness of the composite section [E _{i,eff,s}]	22858540607,78	2496186959,78	N m ²
Effective flexural long term stiffness of the composite section [E _{i,eff,l}]	20766220184,07	2389140090,48	N m ²
Relative slenderness [lambda]	0,29	0,32	-
Imperfection factor [alpha]	0,21	0,21	-
Reduction factor [chi]	0,98	0,97	-
Buckling resistance [N _{bRd}]	138903,26	137599,87	kN
Utilisation ratio [N _{Ed} / N _{bRd}]	0,53	0,54	-

• Εξωτερικό τετραγωνικό υποστύλωμα (Τμήμα α)

ULS design check

830	UC2 (Q/W)/1	Results at position -6.000m Internal forces (from first order analysis)	
Περιγραφή	Τιμές	Μονάδες	
Axial Force [N,Ed]	27063,17	kN	
Normal moment [M _y ,Ed]	57,27	kNm	
Lateral moment [M _z ,Ed]	-51,11	kNm	
Normal shear [V _z ,Ed]	15,40	kN	
Lateral shear [V _y ,Ed]	-5,00	kN	



Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60
Λυγισμός yy	a
Λυγισμός z-z	a

Check 1: Pure axial (clause 6.7.3.5)

Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Plastic resistance to compression of the composite section [N _{pI,Rd}]	53389,33	53389,33	kN
Characteristic value of plastic resistance to compression of the composite section [N _{pI,Rk}]	55796,00	55796,00	kN
Effective flexural short term stiffness of the composite section [E _{i,eff,s}]	767738717,09	767738717,09	Nm ²
Effective flexural long term stiffness of the composite section [E _{i,eff,l}]	743525734,75	743525734,75	Nm ²
Relative slenderness [lambda]	0,80	0,35	-
Imperfection factor [alpha]	0,21	0,21	-
Reduction factor [k]	0,79	0,97	-
Buckling resistance [N _{B,Rd}]	42405,51	51537,24	kN
Utilisation ratio [N _{Ed} /N _{B,Rd}]	0,64	0,53	-

Second order effects and member imperfections (clause 6.7.3.4)

Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Member Imperfection moment [M _{imp}]	542,21	542,21	kNm
Equivalent moment factor for first order moment [Beta]	0,44	0,84	-
Effective flexural stiffness for use in second order analysis [E _{i,eff,II}]	666971981064339,62	666971981064339,62	Nm ²
Multiplication factor for first order moment [k ₁]	0,52	0,99	-
Multiplication factor for member imperfection moment [k ₂]	1,17	1,17	-
Modified moment [M _{Ed,mod}]	665,94	686,87	kNm

Cross-sectional characteristics

Περιγραφή	Τιμές	Μονάδες
Cross-sectional area of the structural steel [A _s]	1,0560e-01	m ²
Cross-sectional area of the reinforcement [A _s]	0,0000e+00	m ²
Cross-sectional area of the concrete [A _c]	1,4440e-01	m ²

Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Second moment of area of the structural steel [I _s]	3,4707e-03	3,4707e-03	m ⁴
Second moment of area of the reinforcement [I _s]	0,0000e+00	0,0000e+00	m ⁴
Second moment of area of the uncracked concrete [I _c]	1,7376e-03	1,7376e-03	m ⁴

Typical points on the interaction curve (figure 6.19)

Σημείο	Axial resistance [N in kN]	Moment of Resistance [M in kNm]
Point A	53389,33	0,00
Point C	4813,33	8268,74
Point D	2406,67	8417,75
Point B	0,00	8268,74

Typical points on the interaction curve (figure 6.19)

Σημείο	Axial resistance [N in kN]	Moment of Resistance [M in kNm]
Point A	53389,33	0,00
Point C	4813,33	8268,74
Point D	2406,67	8417,75
Point B	0,00	8268,74

Check 2: Combined axial plus uniaxial bending (clause 6.7.3.6)

Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Moment of resistance [M _{pI,Rd}]	5493,63	5493,63	kNm
Coefficient [alpha _M]	0,8	0,8	-
Utilisation ratio [(M _{Ed,mod} / M _{pI,Rd}) / alpha _M]	0,15	0,16	-

Check 3: Combined axial plus biaxial bending (clause 6.7.3.7)

Περιγραφή	Τιμές	Μονάδες
Utilisation ratio [(M _{Ed,y,mod} / M _{pI,Rd,y} + M _{Ed,z,mod} / M _{pI,Rd,z})]	0,25	-

Check 4: Longitudinal Shear (clause 6.7.4.3)

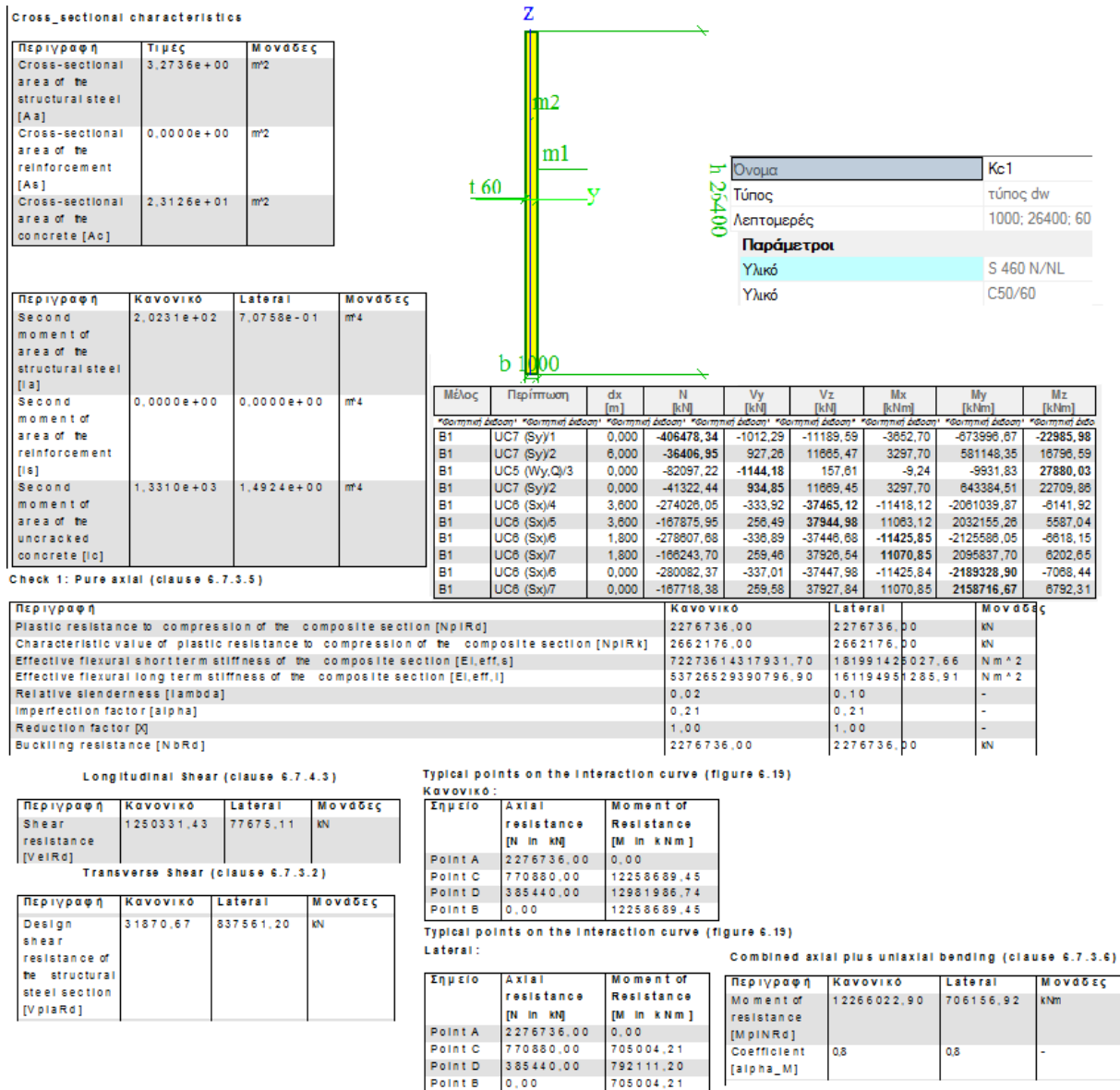
Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Shear resistance [V _{Ed,Rd}]	644,78	644,78	kN
Utilisation ratio [V _{Ed} / V _{Ed,Rd}]	0,02	0,01	-

Check 5: Transverse Shear (clause 6.7.3.2)

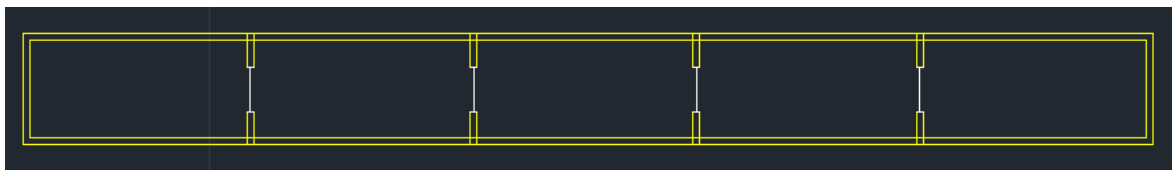
Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Shear force taken by the structural steel section [V _{a,Ed}]	15,40	5,00	kN
Design shear resistance of the structural steel section [V _{pl,Rd}]	15935,33	12110,85	kN
Utilisation ratio [V _{a,Ed} / V _{pl,Rd}]	0,00	0,00	-

Περιγραφή	Κανονικό	Lateral	Μονάδες
Reduction factor [1 - rho]	1,00	1,00	-
Reduced design steel strength [1 - rho]f _{yd}	460,00	460,00	MPa

- Χαρακτηριστικό Τοιχείο (προσανατολισμός κατά X, Τμήμα α):



Σημειώνεται ότι τα τοιχεία διαθέτουν ενισχύσεις ανά 2 μέτρα το πολύ (ανάλογα με το συγκεκριμένο τοιχείο) οι οποίες λειτουργούν και σαν εγκάρσιος οπλισμός όπως φαίνεται και στην εικόνα ??? . Ακόμη, αναφέρεται ότι τα τοιχεία δεν λειτουργούν ανεξάρτητα το ένα με το άλλο, αλλά συνεργάζονται στην την παραλαβή όλων των δυνάμεων.



Εικόνα 5.12: Κατασκευαστική λεπτομέρεια τοιχείου

- Δευτερεύουσα (σύμμικτη) δοκός δαπέδου (προσανατολισμός κατά Y):

Plastic resistances

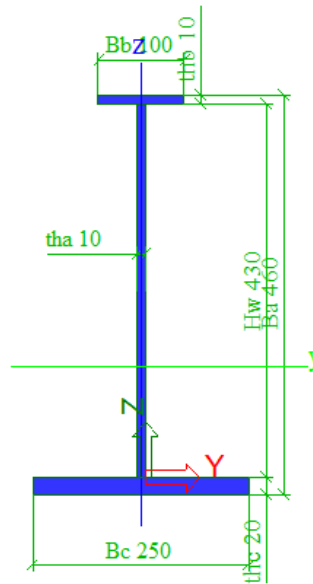
		Units	
Total effective flange width in sagging	Be	mm	3771.0
Resistance of concrete flange	Rc	kN	3579.3
Resistance of steel beam	Rs	kN	3656.5
Resistance of overall web	Rw	kN	1526.5
Resistance of clear web	Rv	kN	1526.5
Resistance of slender clear web	Ro	kN	1155.3
Resistance of top flange	Rft	kN	355.0
Resistance of bottom flange	Rfb	kN	1775.0

Section		
b / T ratio	-	4.5
d / t ratio	-	43.0
Longitudinal stress ratio	-	-2.4
Flange class	Class 1	
Web class	Class 1	
Section class	Class 1	
Design strength of steel	N/mm ²	355.0
Vertical shear		
Shear	kN	0.0
Shear area	mm ²	4300.0
Shear capacity	kN	881.3
Status	-	Passed

Shear connectors		
Min. degree of shear connection req	-	1.077
Characteristic strength in normal we	kN	150.0
Reduction factor for nature of mome	-	n/a
Reduction factor for concrete type	-	n/a
Reduction factor for profile shape	-	0.318
Capacity of single connector	kN	47.6
Effective length of zone.	mm	7722.4
Number of connectors effective at s	-	82
Resistance of connectors	kN	3906.4
Actual degree of shear connection	-	1.091

Moment		
Bending moment	kNm	822.0
Depth of concrete compression zone	mm	67.0
Depth of plastic neutral axis	mm	141.1
Neutral axis in	-	Steel flange
Plastic moment capacity	kNm	1935.2
Elastic moment capacity	kNm	1248.5
Final capacity	kNm	1935.2
Utilisation ratio	kNm	0.425
Status	-	Passed

Longitudinal shear		
Longitudinal shear force	kN/m	98.4
Resistance due to concrete	kN/m	204.7
Resistance due to reinforcement	kN/m	0.0
Resistance due to profiled sheet	kN/m	261.1
Total longitudinal resistance	kN/m	204.7
Status	-	Passed



Λυγισμός γ-γ	b
Λυγισμός z-z	c
Κατεργασία	συγκολλητό
Ιδιότητα	
A [m ²]	1.0300e-02
Ay [m ²]	4.4330e-03
Az [m ²]	4.1094e-03
AL [m ² /m]	1.6400e+00
Αυτό [m ⁴]	8.4833e-07
Iy [m ⁴]	2.8844e-04
Iz [m ⁴]	2.6911e-05
Iw [m ⁶]	1.5990e-07
α [deg]	0.00
Wely [m ³]	9.2193e-04
Welz [m ³]	2.1529e-04
Wply [m ³]	1.4093e-03
Wplz [m ³]	3.4825e-04

SLS checks

	Units	Applied	Capacity	Status
Deflection/Vibration				
Position of maximum deflection	mm	8494	-	-
Number of connectors effective at section	-	76	-	-
Actual degree of shear connection	-	1.012	-	-
Pre-camber	mm	n/a	-	-
Construction stage dead load deflection	mm	-	-	-
Final stage dead load deflection	mm	-42.3	-	-
Imposed load deflection	mm	-23.8	-42.9	Passed
Net dead load deflection	mm	-42.3	-64.4	Passed
Net total load deflection	mm	-66.1	-77.2	Passed
Deflection for frequency calculation	mm	-44.5	-	-
Elastic stress - Sagging region				
Position of maximum moment	mm	7722	-	-
Moment	kNm	583.9	-	-
Second moment of area of final section	cm ⁴	148852.0	-	-
Depth of neutral axis from top of slab	mm	176.8	-	-
Section modulus for concrete flange or reinfor	cm ³	107176.3	-	-
Section modulus for steel flange	cm ³	3516.9	-	-
Maximum stress in concrete or reinforcement	N/mm	5.4	14.2	Passed
Max steel stress due to final stage dead loads	N/mm	102.1	355.0	Passed
Max steel stress due to final stage imposed lo	N/mm	63.9	355.0	Passed
Resultant maximum steel stress	N/mm	166.0	355.0	Passed

- Δευτερεύουσα (σύμμικτη) δοκός δαπέδου (προσανατολισμός κατά X):

Plastic resistances

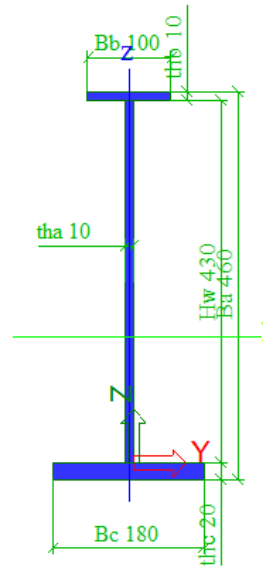
		Units	
Total effective flange width in sagging	Be	mm	3150.0
Resistance of concrete flange	Rc	kN	2543.6
Resistance of steel beam	Rs	kN	3159.5
Resistance of overall web	Rw	kN	1526.5
Resistance of clear web	Rv	kN	1526.5
Resistance of slender clear web	Ro	kN	1155.3
Resistance of top flange	Rft	kN	355.0
Resistance of bottom flange	Rfb	kN	1278.0

ULS checks

Slice position from left support

6300 Sagging

	Units	
Section		
b / T ratio	-	4.5
d / t ratio	-	43.0
Longitudinal stress ratio	-	-2.3
Flange class	Class 1	
Web class	Class 1	
Section class	Class 1	
Design strength of steel	N/mm ²	355.0
Vertical shear		
Shear	kN	0.0
Shear area	mm ²	4300.0
Shear capacity	kN	881.3
Status	-	Passed
Shear connectors		
Min. degree of shear connection req	-	0.941
Characteristic strength in normal we	kN	150.0
Reduction factor for nature of mome	-	n/a
Reduction factor for concrete type	-	n/a
Reduction factor for profile shape	-	0.318
Capacity of single connector	kN	47.6
Effective length of zone.	mm	6300.0
Number of connectors effective at s	-	66
Resistance of connectors	kN	3144.2
Actual degree of shear connection	-	1.236
Moment		
Bending moment	kNm	505.2
Depth of concrete compression zone	mm	57.0
Depth of plastic neutral axis	mm	138.7
Neutral axis in	-	Steel flange
Plastic moment capacity	kNm	1377.1
Elastic moment capacity	kNm	956.7
Final capacity	kNm	1377.1
Utilisation ratio	kNm	0.367
Status	-	Passed
Longitudinal shear		
Longitudinal shear force	kN/m	74.1
Resistance due to concrete	kN/m	174.1
Resistance due to reinforcement	kN/m	0.0
Resistance due to profiled sheet	kN/m	261.1
Total longitudinal resistance	kN/m	174.1
Status	-	Passed



Λιγισμός γγ	b
Λιγισμός z-z	c
Κατεργασία	συγκολλητό
Ιδιότητα	
A [m ²]	8,9000e-03
Ay [m ²]	3,5058e-03
Az [m ²]	4,1570e-03
AL [m ² /m]	1,5000e+00
Αυτό [m ⁴]	6,6167e-07
Iy [m ⁴]	2,5792e-04
Iz [m ⁴]	1,0589e-05
Iw [m ⁶]	1,5199e-07
α [deg]	0.00
Wely [m ³]	8,8544e-04
Welz [m ³]	1,1766e-04
Wply [m ³]	1,3176e-03
Wplz [m ³]	1,9775e-04

SLS checks

	Units	Applied	Capacity	Status
Deflection/Vibration				
Position of maximum deflection	mm	7559	-	-
Number of connectors effective at section	-	54	-	-
Actual degree of shear connection	-	1.011	-	-
Pre-camber	mm	n/a	-	-
Construction stage dead load deflection	mm	-	-	-
Final stage dead load deflection	mm	-25.6	-	-
Imposed load deflection	mm	-17.3	-35.0	Passed
Net dead load deflection	mm	-25.6	-52.5	Passed
Net total load deflection	mm	-42.9	-63.0	Passed
Deflection for frequency calculation	mm	-27.7	-	-
Elastic stress - Sagging region				
Position of maximum moment	mm	6300	-	-
Moment	kNm	357.2	-	-
Second moment of area of final section	cm ⁴	110373.2	-	-
Depth of neutral axis from top of slab	mm	180.4	-	-
Section modulus for concrete flange or reinfor	cm ³	77847.2	-	-
Section modulus for steel flange	cm ³	2694.9	-	-
Maximum stress in concrete or reinforcement	N/mm	4.6	14.2	Passed
Max steel stress due to final stage dead loads	N/mm	75.9	355.0	Passed
Max steel stress due to final stage imposed lo	N/mm	56.7	355.0	Passed
Resultant maximum steel stress	N/mm	132.6	355.0	Passed

• Δευτερεύουσα δοκός οροφής:

Μέλος B522	IPE3000	S 460 N/NL	UC3	0.98
Basic data EC3 : EN 1993				
*Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *				
μερικός συντελεστής ασφαλείας γ M0 για αντίσταση διατομής	1.00			
μερικός συντελεστής ασφαλείας γ M1 για αντίσταση λόγω αστάθειας	1.00			
μερικός συντελεστής ασφαλείας γ M2 για αντίσταση καθαρών διατομών	1.25			

Material data		
*Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *		
yield strength fy	460.0	MPa
tension strength fu	540.0	MPa
fabrication	rolled	

The critical check is on position 3.618 m

Internal forces		
*Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *		
N.Ed	-32.33	kN
Vy.Ed	-0.28	kN
Vz.Ed	0.00	kN
TEd	-0.04	kNm
My.Ed	83.70	kNm
Mz.Ed	0.61	kNm

Ειδοποίηση: Δεν λαμβάνεται υπόψη η στρέψη για αυτή την διατομή!

Compression check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.4 και τον τύπο (6.9)
Η κατάταξη διατομής είναι 1.

Nc.Rd	2888.80	kN
Έλεγχος μονάδος	0.01	-

Shear check (Vy)

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.6. και τον τύπο (6.17)

Vc.Rd	1075.92	kN
Έλεγχος μονάδος	0.00	-

Έλεγχος ροπής κάμψης (My)

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.5. και τον τύπο (6.12)
Η κατάταξη διατομής είναι 1.

Mc.Rd	342.15	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.24	-

Έλεγχος ροπής κάμψης (Mz)

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.5. και τον τύπο (6.12)
Η κατάταξη διατομής είναι 1.

Mc.Rd	70.20	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.01	-

Combined bending, axial force and shear force check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. και τον τύπο (6.41)
Η κατάταξη διατομής είναι 1.

MNvy.Rd	342.15	kNm
MNvz.Rd	70.20	kNm

α = 2.00 β = 1.00
Έλεγχος μονάδος = 0.07

Το στοιχείο πληρά τον έλεγχο διατομής!

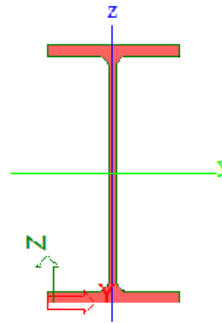
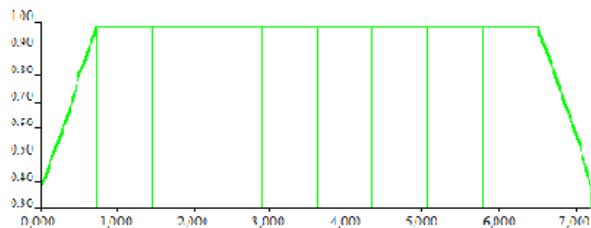
...:ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:...

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού			
*Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *			
Τύπος μετάθεσης	μεταθετό	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	7.237	7.237	m
Συντελεστής λυγισμού k	0.69	0.69	
Μήκος λυγισμού Lcr	5.022	5.022	m
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	8211.97	612.73	kN
Λυγρότητα	39.81	145.75	
Σχετική λυγρότητα λ	0.58	2.11	
Περιορισμός λυγρότητας λ0	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	a0	a0	
Ατέλεια α	0.13	0.13	
Συντελεστής μείωσης χ	0.93	0.21	
Αντοχή λυγισμού Nb.Rd	2555.96	572.44	kN

Πίνακας τιμών		
*Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *		
A	5.9523e-03	m ²
Αντοχή λυγισμού Nb.Rd	572.44	kN
Έλεγχος μονάδος	0.06	-



A [m ²]	6.2800e-03
Ay [m ²]	3.3305e-03
Λε [m ²]	2.2676e-03
AL [m ² /m]	1.1738e+00
Αυτό [m ⁴]	3.1060e-04
Iy [m ⁴]	9.9940e-05
Iz [m ⁴]	7.4570e-06
Iw [m ⁶]	1.5770e-07
Wely [m ³]	6.5750e-04
Welz [m ³]	9.0120e-05
Wply [m ³]	7.4380e-04
Wplz [m ³]	1.5260e-04

Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2.	
Wy	6.3402e-04	m ³
Κρίσιμη ελαστική ροπή Mcr	108.37	kNm
Σχετική λυγρότητα λLT	1.64	
Όριο λυγρότητας λLT,0	0.40	
καμπύλη LTB	a	
Ατέλεια αLT	0.21	
Συντελεστής μείωσης χLT	0.32	
Αντοχή λυγισμού Mb.Rd	93.02	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.90	-

Mcr Παράμετροι

*Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *		
LTB μήκος	7.237	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.13	
C2	0.45	
C3	0.53	

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62) Interaction Method 1

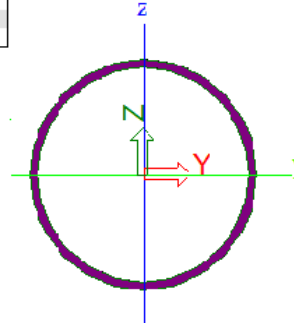
Πίνακας τιμών		
*Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *Φαττητική Έκδοση *		
knv	1.038	
knz	0.766	
kzv	0.994	
kzz	0.734	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	5.9523e-03	m ²
Wy	6.3402e-04	m ³
Wz	9.7963e-05	m ³
NRk	2738.05	kN
My.Rk	291.65	kNm
Mz.Rk	45.06	kNm
My.Ed	83.70	kNm
Mz.Ed	1.62	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	96.16	kNm
reduced slenderness 0	1.74	
Psi v	1.000	
Psi z	-0.253	
Cmy,0	1.000	
Cmz,0	0.726	
Cmy	1.000	
Cmz	0.726	
CmLT	1.034	
uy	1.000	
uz	0.958	
wy	1.131	
wz	1.500	
npl	0.012	
aLT	0.997	
bLT	0.027	
cLT	0.929	
dLT	0.004	
eLT	0.113	
Cyv	0.985	
Cvz	0.522	
Czv	0.950	
Czz	0.989	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.01 + 0.93 + 0.03 = 0.97
Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.06 + 0.89 + 0.03 = 0.98

Το στοιχείο πληρά τον έλεγχο ευστάθειας!

- Χιαστί σύνδεσμοι οροφής:

Μέλος B937	RO88.9X3.2	S 460 N/NL	UC2	0.85
Basic data EC3 : EN 1993				
*Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *				
μερικός συντελεστής ασφαλείας γ M0 για αντίσταση διατομής				1.00
μερικός συντελεστής ασφαλείας γ M1 για αντίσταση λόγω αστάθειας				1.00
μερικός συντελεστής ασφαλείας γ M2 για αντίσταση καθαρών διατομών				1.25
Material data				
*Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *				
yield strength fy	460.0	MPa		
tension strength fu	540.0	MPa		
fabrication	rolled			
The critical check is on position 4.685 m				
Internal forces				
*Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *				
NEd	-13.79	kN		
Vv,Ed	0.02	kN		
Vz,Ed	0.00	kN		
TEd	-0.03	kNm		
My,Ed	0.98	kNm		
Mz,Ed	-0.04	kNm		



Λυγισμός γγ a
Λυγισμός z-z a

Ιδιότητες	
A [m ²]	8.6200e-04
Ay [m ²]	5.4877e-04
Az [m ²]	5.4877e-04
AL [m ² /m]	2.7927e-01
Αυτό [m ⁴]	1.5819e-06
Iy [m ⁴]	7.9200e-07
Iz [m ⁴]	7.9200e-07
Iw [m ⁶]	0.0000e+00

Είδοποίηση: Δεν λαμβάνεται υπόψη η στρέψη για αυτή την διατομή!

Compression check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1: 6.2.4 και τον τύπο (6.9)
Η κατάταξη διατομής είναι 2.

Nc,Rd	396.52	kN
Έλεγχος μονάδος	0.03	-

Έλεγχος ροπής κάμψης (My)

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1: 6.2.5 και τον τύπο (6.12)
Η κατάταξη διατομής είναι 2.

Mc,Rd	10.76	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.09	-

Combined bending, axial force and shear force check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1: 6.2.9.1 και τον τύπο (6.41)
Η κατάταξη διατομής είναι 2.

MNVv,Rd	10.76	kNm
MNVz,Rd	10.76	kNm

Σημείωση: Οι συνισταμένες εσωτερικές δυνάμεις χρησιμοποιούνται για CHS διατομές.

α	2.00	β	2.00
Έλεγχος μονάδος	0.09	-	-

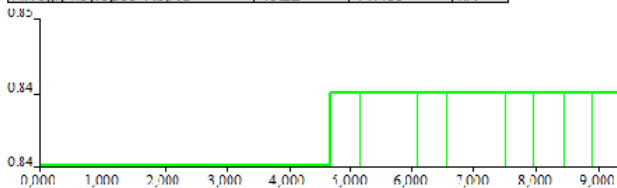
Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο διατομής!

...:ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ::...

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1: 6.3.1.1 και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού		W	Zz
*Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *Φατμητική Ένταση *			
Τύπος μετάθεσης	μεταθετό	αμεταθετό	
Μήκος Συστήματος L	9.369	4.685	m
Συντελεστής λυγισμού k	0.97	0.76	
Μήκος λυγισμού Lcr	9.111	3.567	m
Κρίσιμο φορτίο Euler Ncr	19.78	128.99	kN
Λυγνρότητα	300.57	117.69	
Σχετική λυγνρότητα λ	4.48	1.75	
Περιορισμός λυγνρότητας λ0	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	a0	a0	
Ατέλεια α	0.13	0.13	
Συντελεστής μείωσης χ	0.05	0.30	
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	19.22	117.89	kN



Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σημείωση: Η διατομή είναι τύπου CHS και δεν υπόκειται Στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1: 6.3.3 και τον τύπο (6.61), (6.62)
Interaction Method 1

kyy	1.389	
kyz	0.163	
kzy	4.091	
kzz	0.663	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	8.6200e-04	m ²
Wy	2.3400e-05	m ³
Wz	2.3400e-05	m ³
NRk	396.52	kN
My,Rk	10.76	kNm
Mz,Rk	10.76	kNm
My,Ed	0.98	kNm
Mz,Ed	0.05	kNm
Interaction Method 1		
McR0	195.52	kNm
reduced slenderness 0	0.23	
Psi y	1.000	
Psi z	-0.778	
Cmy,0	1.021	
Cmz,0	0.584	
Cmy	1.021	
Cmz	0.584	
CmLT	1.000	
uy	0.313	
uz	0.922	
wy	1.315	
wz	1.315	
npl	0.035	
aLT	0.000	
bLT	0.000	
cLT	0.000	
dLT	0.000	
eLT	0.000	
Cyy	0.761	
Cyz	0.755	
Czy	0.456	
Czz	0.910	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.72 + 0.13 + 0.00 = 0.85

Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.12 + 0.37 + 0.00 = 0.49

Το στοιχείο πληρεί τον έλεγχο ευστάθειας!

- Σύμμικτη πλάκα (τμήμα 3, εικ. 4.2):

Sym Deck Designer

Αρχείο Βοήθεια

Πληροφορίες

α/α	L (m)	q (kN/m ²)
1	3.7	2.65
2		
3		

Ίδιο βάρος = 2.50 kN/m²
Πρόσθετα μόνιμα = 1 kN/m²

Σχεδίαση φορέα

$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_Q = 1.50$

Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας

$M_{Rd,S}^+$ $M_{Rd,S}^-$
 $M_{pl,Rd}^+ = 37.65$ kNm/m
 $M_{pl,Rd}^- = 5.08$ kNm/m
 $V_{V,Rd} = 31.91$ kN/m
 $m = 90.83$ MPa
 $k = 0.0144$ MPa
 $V_{I,Rd}$

$t = 1.25$ mm $\gamma_{M1} = 1.10$ $A_s = 1.14$ cm²/m
 $C = 25/30$ MPa $\gamma_C = 1.50$ $\emptyset : 6$ mm / $d = 10$ cm
 $S = 500$ MPa $\gamma_S = 1.15$
 $h = 0.14$ m $c = 0.03$ m
 $Fe : 350$ G MPa

Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας

M (kNm/m)

Διάγραμμα ροπών
 Διάγραμμα τεμνουσών
 Ελαστική γραμμή

$\gamma_E (\xi + \xi_{pr, \text{μόνιμα}}) + \gamma_Q Q_i$
 Όριο για τον έλεγχο βελών κάμψης: $L / 250$ **Αλλαγή**
 $EJ = 3272.1$ kNm²/m

Ο έλεγχος των ροπών:
 0.39 < 1.00 - Ικανοποιείται!
 Ο έλεγχος σε διάτμηση:
 0.50 < 1.00 - Ικανοποιείται!
 Ο έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση:
 0.98 < 1.00 - Ικανοποιείται!
 Ο έλεγχος των βελών κάμψης:
 0.31 < 1.00 - Ικανοποιείται!

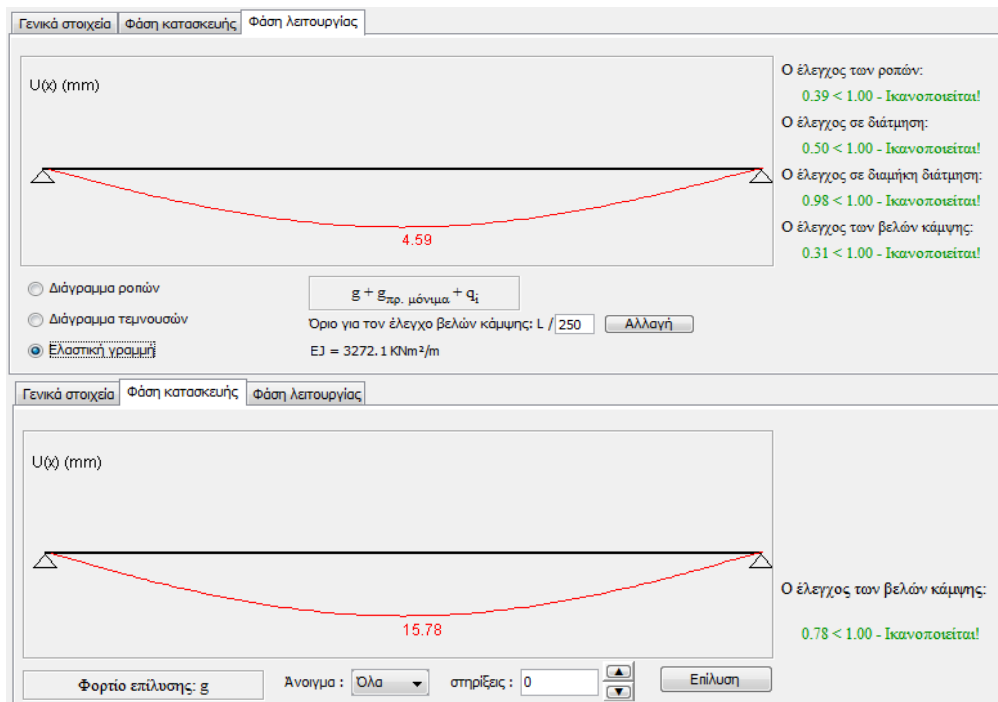
Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας

Q (kN)

Διάγραμμα ροπών
 Διάγραμμα τεμνουσών
 Ελαστική γραμμή

$\gamma_E (\xi + \xi_{pr, \text{μόνιμα}}) + \gamma_Q Q_i$
 Όριο για τον έλεγχο βελών κάμψης: $L / 250$ **Αλλαγή**
 $EJ = 3272.1$ kNm²/m

Ο έλεγχος των ροπών:
 0.39 < 1.00 - Ικανοποιείται!
 Ο έλεγχος σε διάτμηση:
 0.50 < 1.00 - Ικανοποιείται!
 Ο έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση:
 0.98 < 1.00 - Ικανοποιείται!
 Ο έλεγχος των βελών κάμψης:
 0.31 < 1.00 - Ικανοποιείται!



- Τελικές μέγιστες παραμορφώσεις κορυφής:

Παρακάτω φαίνονται οι μέγιστες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων/τοιχείων της κορυφής οι οποίες δεν ξεπερνούν τα όρια ($u/h_{\text{κορ}} < 0,005$).

Πίνακας 5.3: Μέγιστες παραμορφώσεις κορυφής

Περίπτωση	Μέλος	dx [m]	ux [mm]	uy [mm]	uz [mm]	fix [mrad]	fiy [mrad]	fiz [mrad]
UC2 (Q, Wx)/1	B16244	3,600	-179,9	-267,4	41,4	2,8	-0,4	2,1
UC7 (Sy)/2	B16268	0,000	1,7	727,5	-138,4	4,0	0,5	-3,0
UC7 (Sy)/3	B16242	3,600	-61,8	-825,9	99,6	-2,6	-0,7	3,1
UC5 (Wy, Q)/4	B16250	3,600	-150,7	965,4	-13,5	-1,3	-0,3	2,9
UC5 (Wy, Q)/4	B16245	3,600	-95,8	-4,7	-967,8	-0,3	3,7	0,0
UC7 (Sy)/3	B16241	3,600	-62,8	145,8	825,6	-3,5	2,4	0,5
UC8 (Sx)/5	B16247	3,600	-82,1	-377,3	637,8	-12,2	-3,0	1,3
UC8 (Sx)/6	B16240	3,600	-70,1	-617,1	-363,1	14,5	-1,4	-2,8
UC7 (Sy)/7	B16241	0,000	-47,5	-136,6	-776,2	3,9	-3,7	-0,5
UC7 (Sy)/7	B16242	1,080	-48,9	781,2	-106,2	4,9	0,7	-3,7
UC7 (Sy)/3	B16246	1,080	-63,2	-795,1	146,1	-3,0	-0,5	3,6

- Προμέτρηση Υλικών:

Πίνακας 5.4: Προμέτρηση Υλικών

Υλικό	Μάζα (kg)	Επιφάνεια (m ²)	Μον. μάζας κατ'όγκο (kg/m ³)	Όγκος (m ³)
S355	1588299,4	35319,016	7850	202,33
S460 N/NL	38380132	288018,719	7850	4889
C25/30	33481250	121750	2500	13392,5
C50/60	59979956	0	2500	23992
Σύνολο:	133429637,4			42475,83

6 Συμπεράσματα

Η παρούσα εργασία είχε σκοπό την δημιουργία από το μηδέν ενός ψηλού κτηρίου με ικανότητα εκμετάλλευσης της αιολικής ενέργειας. Η γενική πορεία που ακολουθήθηκε ήταν η δημιουργία αρχικά της αρχιτεκτονικής μελέτης, η επιλογή του κατάλληλου στατικού συστήματος, ο υπολογισμός όλων των φορτίσεων που καταπονούν την κατασκευή και τέλος η ανάλυσή της και η διαστασιολόγηση των διαφόρων στοιχείων της.

Στην αρχιτεκτονική μελέτη καταλήξαμε στο συμπέρασμα ότι ένας πυρήνας μπορεί να περιλάβει όλες τις βοηθητικές λειτουργίες που απαιτεί ένα τέτοιο έργο και με αυτό τον τρόπο εξοικονομείται αρκετός χώρος για ωφέλιμη χρήση. Στη συνέχεια, κατά την προσπάθεια αντιμετώπισης του ανέμου μέσω της μορφής του κτηρίου διαπιστώσαμε ότι η επιρροή του μπορεί να μειωθεί κάτω από το 50 % και μάλιστα να αξιοποιηθεί ένα μέρος της για παραγωγή ενέργειας. Έτσι μετατρέπουμε ένα μεγάλο μειονέκτημα των ψηλών κτιρίων σε προτέρημα και δημιουργούμε μία «ζωντανή» κατασκευή η οποία καλύπτει μόνη της όλες τις ανάγκες της.

Κατά την επιλογή του στατικού μοντέλου, καταλήξαμε σε ένα σύστημα ταχείας ανέγερσης που σχεδιάζεται αποκλειστικά για τη συγκεκριμένη περίπτωση ανάλογα με τους περιορισμούς από τις ανεμογεννήτριες και τον πυρήνα. Το σύστημα αυτό θέλαμε να είναι αρκετά δύσκαμπτο για την αντιμετώπιση του ανέμου αλλά και αρκετά εύκαμπτο για την απορρόφηση του σεισμού, κάτι που επιτυγχάνεται άριστα με τη χρήση σύμμικτων τοιχείων τα οποία λειτουργούν σαν σύνολο και αποτελούν τον σπόνδυλο της κατασκευής. Παράλληλα χρησιμοποιούνται και άλλα σύμμικτα μέλη τα οποία προσφέρουν καλύτερη συνεργασία των υλικών, μείωση του βάρους καθώς και του ύψους των ορόφων.

Το κεφάλαιο του υπολογισμού των δράσεων ήταν ένα από τα πιο απαιτητικά ζητήματα της συγκεκριμένης εργασίας. Εκτός από τον υπολογισμό των διαφόρων κατακόρυφων φορτίων που εμφανίζονται λόγω της πολυπλοκότητας της χρήσης του κτιρίου και από τον υπολογισμό των σεισμικών δράσεων έπρεπε να γίνει αναλυτική διερεύνηση των δράσεων του ανέμου. Λόγω της μη εφαρμογής των κανονισμών σε τέτοια ύψη και της απουσίας εκτεταμένων μετρήσεων για τον υπολογισμό της ταχύτητας του ανέμου, έγιναν παραδοχές με βάση στατιστικά στοιχεία και βρέθηκε τελικά η μέγιστη ταχύτητα ανέμου που μπορεί να εμφανιστεί στον φορέα μας με πιθανότητα υπέρβασης 0,2%. Στη συνέχεια μέσω της δημιουργίας ψηφιακού 3D μοντέλου και προσομοίωσής του σε ψηφιακή αεροσήραγγα βρήκαμε τις πιέσεις που αναπτύσσονται στις επιφάνειες του κτιρίου μέσω δυναμικής ανάλυσης. Μεγάλο ενδιαφέρον προκάλεσε το γεγονός ότι η μεγάλη μείωση των δράσεων του ανέμου σε συνδυασμό με την ελαστική ανάλυση του φορέα οδήγησαν στην ανάδειξη του σεισμού ως την κύρια οριζόντια φόρτιση.

Στη συνέχεια έγινε ανάλυση του κτηρίου για κάθε όροφο χωριστά και για ολόκληρο το φορέα καταλήγοντας έτσι στις τελικές μας διατομές καθώς και στα γενικά συμπεράσματα. Η διαστασιολόγηση των διατομών αποτέλεσε μια επαναληπτική διαδικασία με αρκετούς κύκλους, κάθε ένας από τους οποίους απαιτούσε ώρες ανάλυσης από το Scia Engineer λόγω της πολυπλοκότητας του προσομοιώματος, αλλά κατέληγε πάντα σε οικονομικότερα αποτελέσματα. Το σημαντικότερο σχετικά με τα δομικά στοιχεία του κτιρίου, είναι το γεγονός ότι στα περισσότερα (δοκάρια δαπέδων, τοιχεία κτλ) κρισιμότερος ήταν ο έλεγχος λειτουργικότητας. Για το λόγο αυτό οι τελικές διατομές παρουσιάζουν αρκετή υπεραντοχή στην κατάσταση αστοχίας.

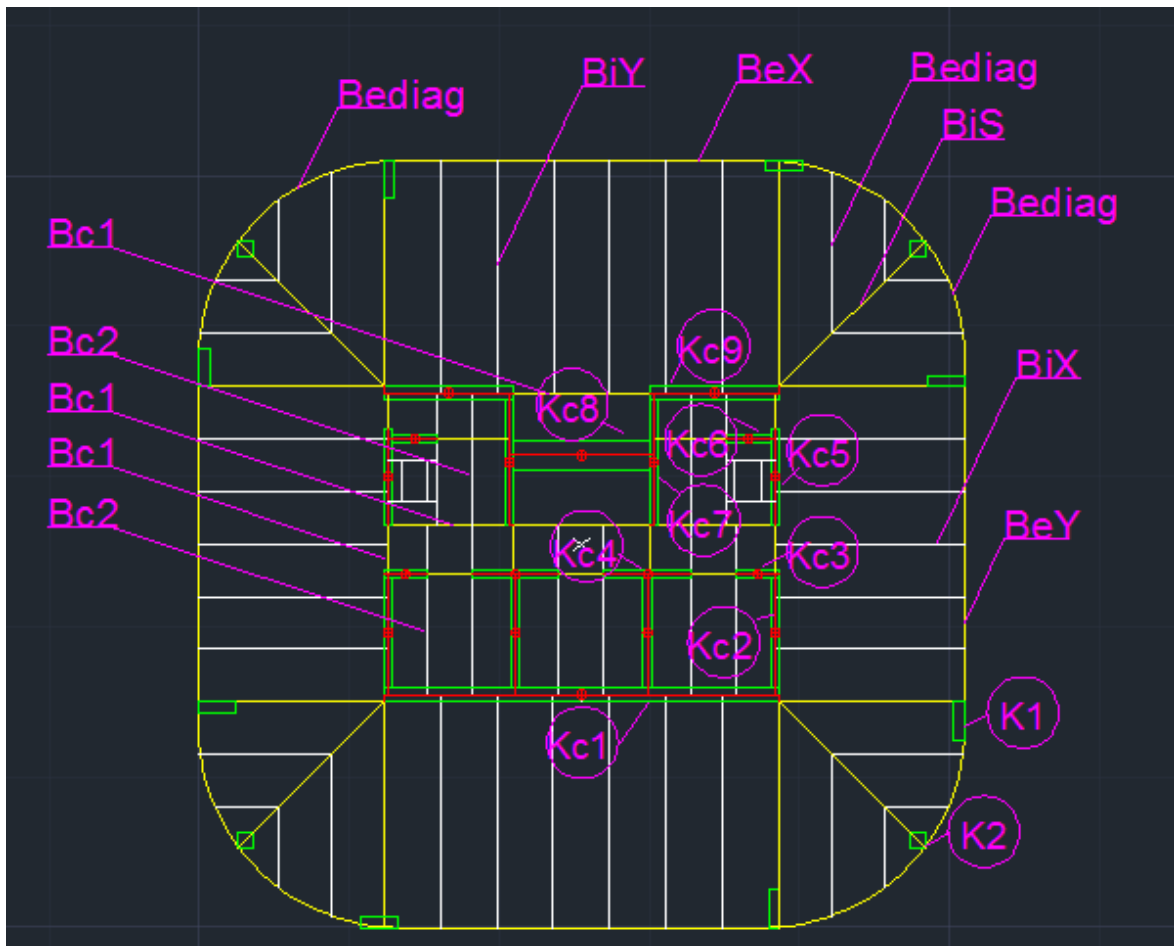
Το κυριότερο συμπέρασμα αυτής της εργασίας είναι η σημασία της αντιμετώπισης του ανέμου στα ψηλά κτήρια μέσω της μορφής τους, καθώς και η επιλογή του κατάλληλου στατικού συστήματος σε κάθε περίπτωση. Τόσο αυτά τα ζητήματα όσο και οποιοσδήποτε άλλος «πονοκέφαλος» που προβληματίζει τον μηχανικό πρέπει πάντα να αντιμετωπίζονται με ανοιχτό μυαλό και ευρηματικότητα ώστε να καταπολεμούνται τα αρνητικά στοιχεία και να μετατρέπονται, όσο το δυνατόν σε θετικά. Με αυτό το σκεπτικό οι αυτόνομες κατασκευές και ειδικότερα τα «έξυπνα» ψηλά κτίρια μπορούν να αποτελέσουν την βάση των μελλοντικών μεγαλουπόλεων.

7 Βιβλιογραφία

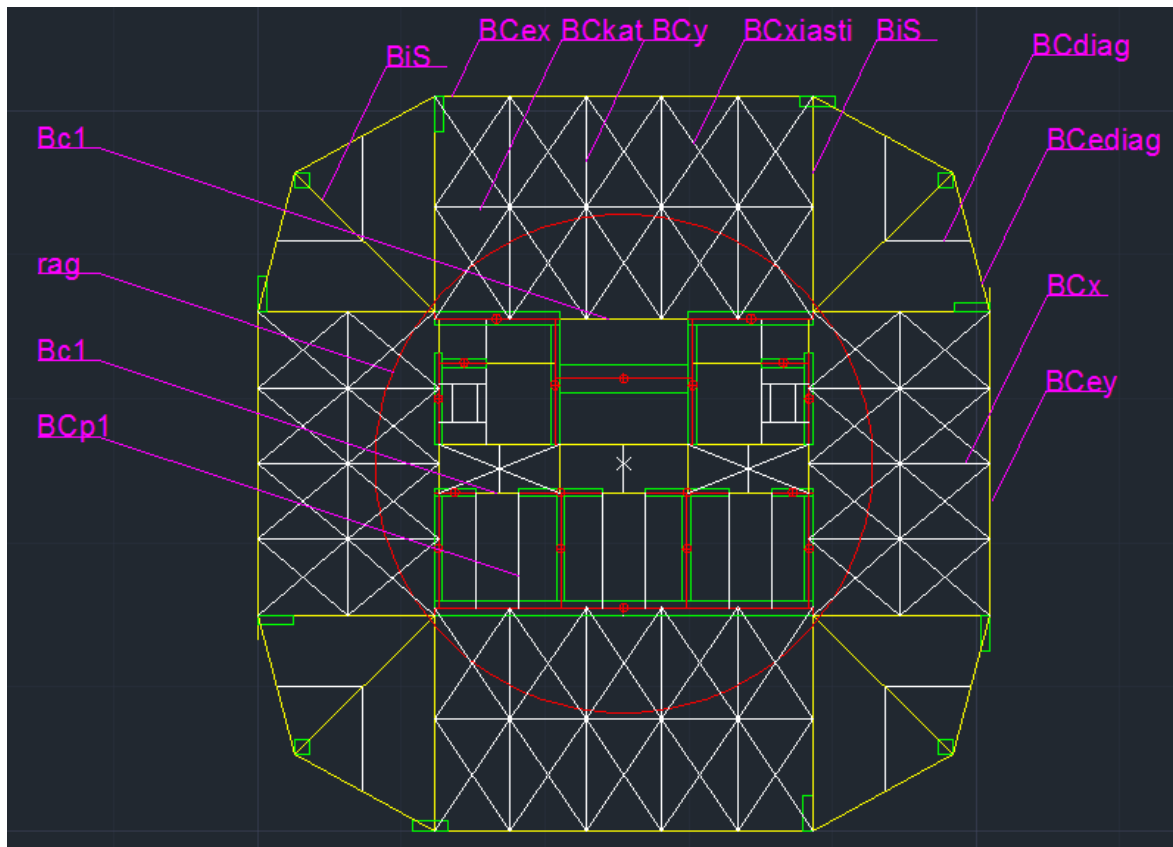
1. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση.» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων.» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές, από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3^η έκδοση.» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ζερβά Α. (2013). «Σχεδιασμός τριώροφου εμπορικού κέντρου με αίθριο.» Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
5. Καραντινός Μ., Κραγιπούλου Ε., Μούρτης Θ., Χρηστάκης Γ. (2013). «Υπεράκτιο Αιολικό Πάρκο στην Λήμνο.» Μελέτη περιβαλλοντικών επιπτώσεων, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
6. Μουζάκης Π. Δ. (2012). «Σχεδιασμός μεταλλικού εμπορικού κτηρίου με ολόσωμες δοκούς.» Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
7. Σκανδάλη Σ. Δ. (2013). «Μελέτη σύμμικτου διωρόφου εκπαιδευτικού κτιρίου με φυτεμένα δώματα.» Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
8. Anil K. Chopra (2007). «Δυναμική των κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 3^η αμερικάνικη έκδοση.» Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
9. Ernst Neufert (2000). «Οικοδομική & αρχιτεκτονική σύνθεση, 36^η γερμανική έκδοση.» Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
10. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
11. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
12. Huxtable A. L. (1984). “The Tall Buildings Artistically Reconsidered: The Search for a Skyscraper Style.” Pantheon Books, New York.
13. Mir M. Ali, Kyoung Sun Moon (2007). “Structural developments in tall buildings: current trends and future prospects.” Invited review paper, University of Sydney.
14. medilab.pme.duth.gr/
15. natgeotv.com/uk/megastructures
16. nemetschek-scia.com/en/support/downloads/scia-engineer-2012-manuals
17. www.elastron.gr
18. www.georhythmiki.gr/
19. www.zeroenergybuildings.org/

Παράρτημα Α. Χάρτες Διατομών

Στα παρακάτω σχέδια γίνεται κατανοητό ποιές διατομές χρησιμοποιείται σε κάθε περίπτωση.



Σχήμα Α.1: Χάρτης Διατομών Δαπέδου

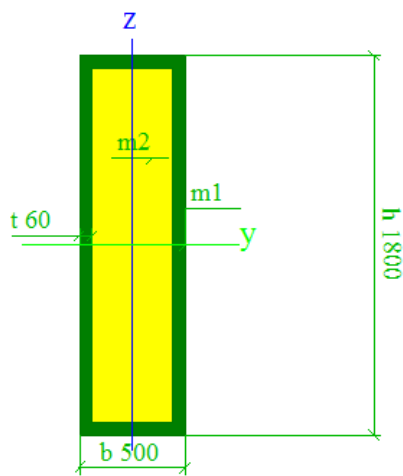


Σχήμα Α.2: Χάρτης Διατομών Οροφής

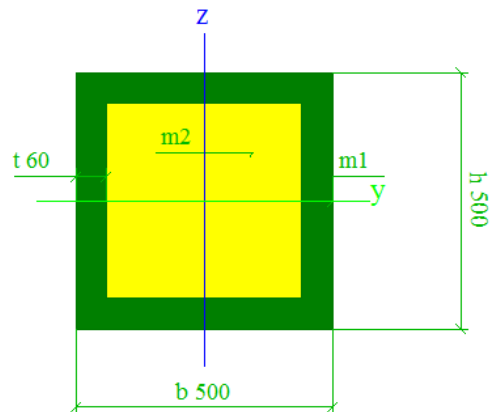
Παράρτημα Β. Τελικές Διατομές

Στο παράρτημα αυτό παρουσιάζονται αναλυτικά όλες οι τελικές διατομές που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή.

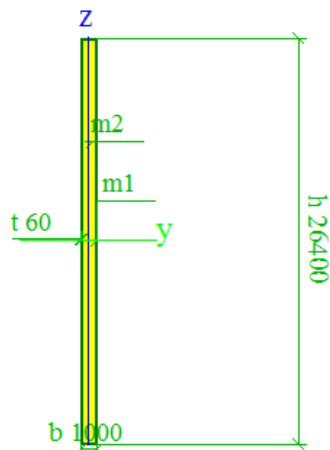
Όνομα	K1
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	500; 1800; 60
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



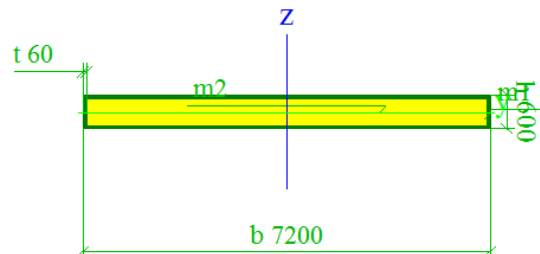
Όνομα	K2
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	500; 500; 60
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



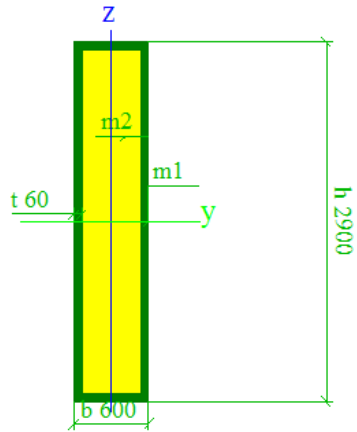
Όνομα	Kc1
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	1000; 26400; 60
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



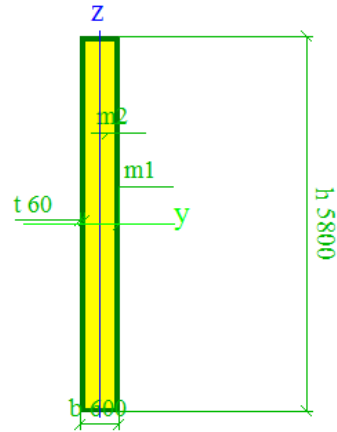
Όνομα	Kc2
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	7200; 600; 60
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



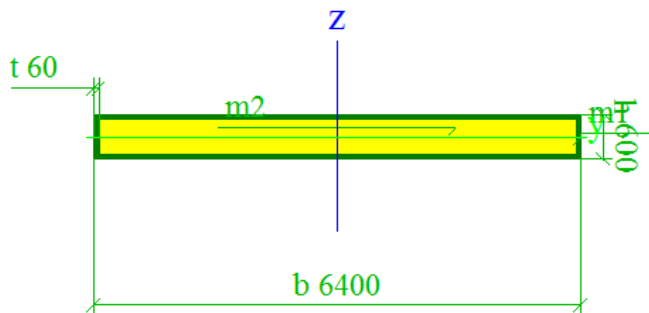
Όνομα	Kc3
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	600; 2900; 60
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



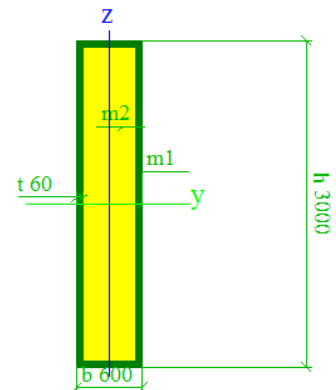
Όνομα	Kc4
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	600; 5800; 60
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



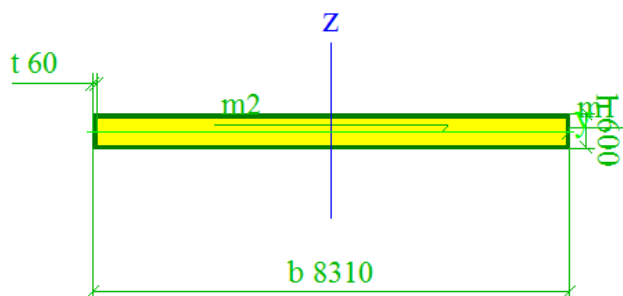
Όνομα	Kc5
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	6400; 600; 60
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



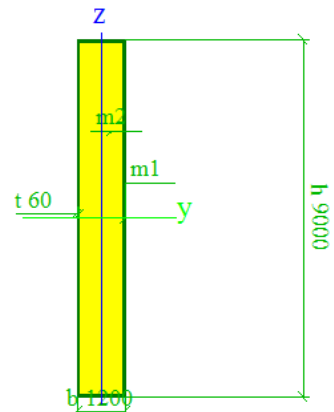
Όνομα	Kc6
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	600; 3000; 60
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



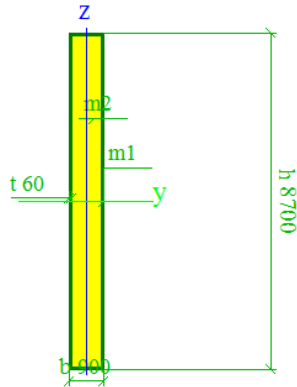
Όνομα	Kc7
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	8310; 600; 60
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



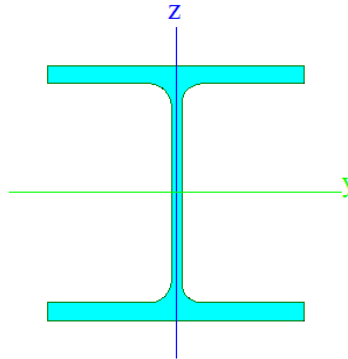
Όνομα	Kc8
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	1200; 9000; 60
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



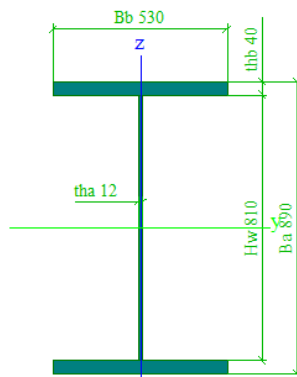
Όνομα	Kc9
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	900; 8700; 60
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



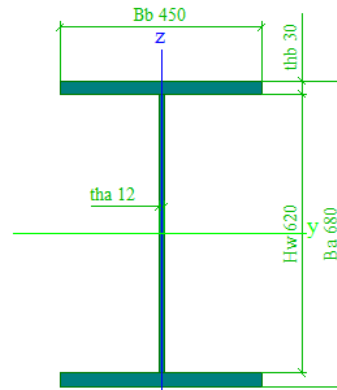
Όνομα	Bediag
Τύπος	HEB240
Περιγραφές Πηγών και Τύπων	
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
I sections	HEB240



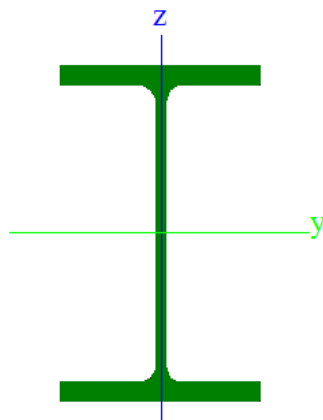
Όνομα	Bex
Τύπος	Iw
Λεπτομερές	890; 12; 530; 40; 810; 1
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Ba [mm]	890



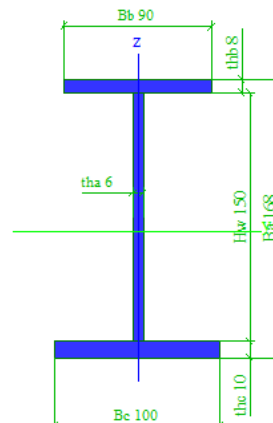
Όνομα	Bey
Τύπος	Iw
Λεπτομερές	680; 12; 450; 30; 620; 1
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Ba [mm]	680



Όνομα	Bc1
Τύπος	HEB500
Περιγραφές Πηγών και Τύπων	
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
I sections	HEB500

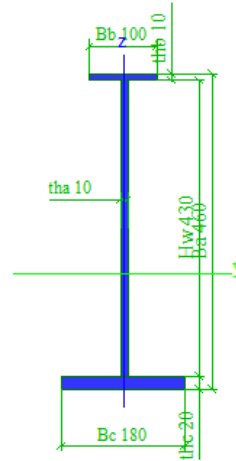
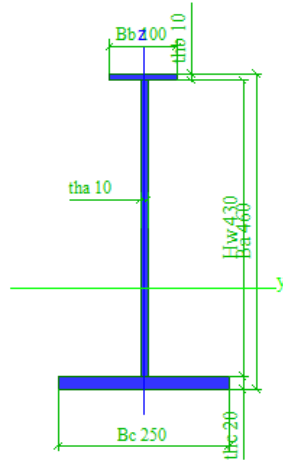


Όνομα	Bc2
Τύπος	Iwn
Λεπτομερές	168; 6; 90; 8; 100; 10; 150; 0
Παράμετροι	
Υλικό	S 355
Ba [mm]	168



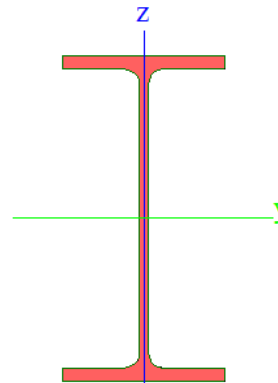
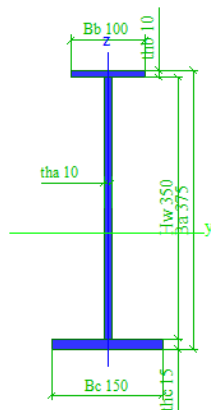
Όνομα	Biy
Τύπος	lwn
Λεπτομερές	460; 10; 100; 10; 250; 20; 430; 0
Παράμετροι	
Υλικό	S 355
Ba [mm]	460

Όνομα	Bix
Τύπος	lwn
Λεπτομερές	460; 10; 100; 10; 180; 20; 430; 0
Παράμετροι	
Υλικό	S 355
Ba [mm]	460



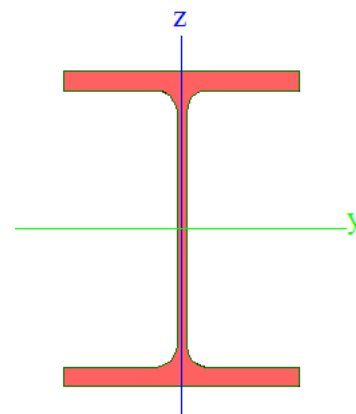
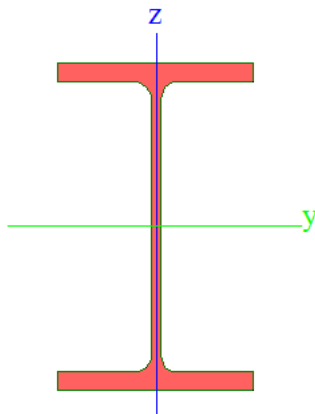
Όνομα	Bidiag
Τύπος	lwn
Λεπτομερές	375; 10; 100; 10; 150; 15; 350; 0
Παράμετροι	
Υλικό	S 355
Ba [mm]	375

Όνομα	BCdiag
Τύπος	IPE3000
Περιγραφές Πηγών και Τύπων	
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
I sections	IPE3000



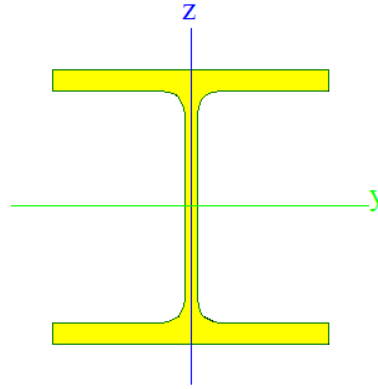
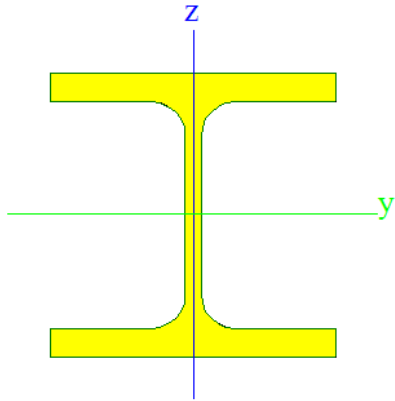
Όνομα	BCy
Τύπος	HEB500
Περιγραφές Πηγών και Τύπων	
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
I sections	HEB500

Όνομα	BCx
Τύπος	HEB400
Περιγραφές Πηγών και Τύπων	
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
I sections	HEB400



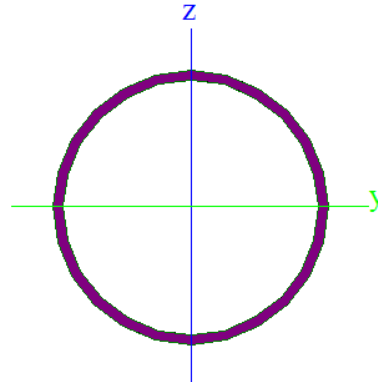
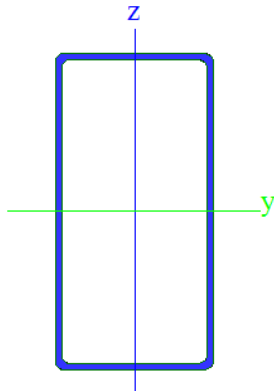
Όνομα	BCp1
Τύπος	HEB100
Περιγραφές Πηγών και Τύπων	
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
I sections	HEB100

Όνομα	BCp2
Τύπος	HEB180
Περιγραφές Πηγών και Τύπων	
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
I sections	HEB180



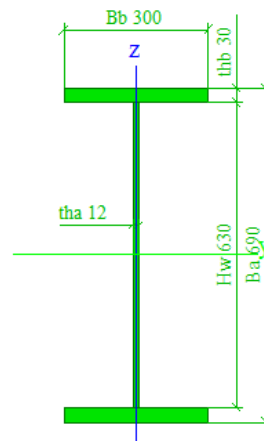
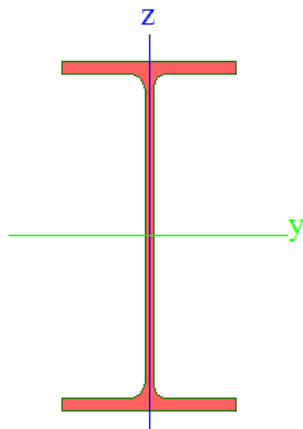
Όνομα	rag
Τύπος	RHSCF400/200/8.0
Περιγραφές Πηγών και Τύπων	
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Hollow sections	RHSCF400/200/8.0

Όνομα	BCxiasti
Τύπος	RO88.9X3.2
Περιγραφές Πηγών και Τύπων	
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Σωληνοειδείς διατομές	RO88.9X3.2

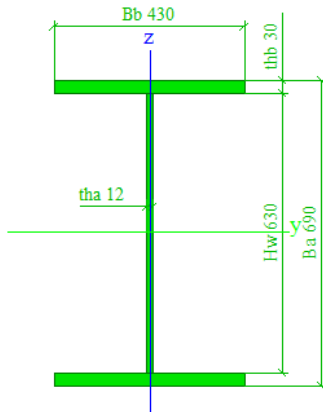


Όνομα	BCediag
Τύπος	IPE300
Περιγραφές Πηγών και Τύπων	
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
I sections	IPE300

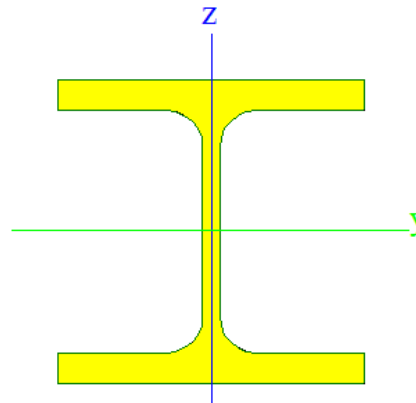
Όνομα	BCey
Τύπος	lw
Λεπτομέρες	690; 12; 300; 30; 630; 0
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Ba [mm]	690



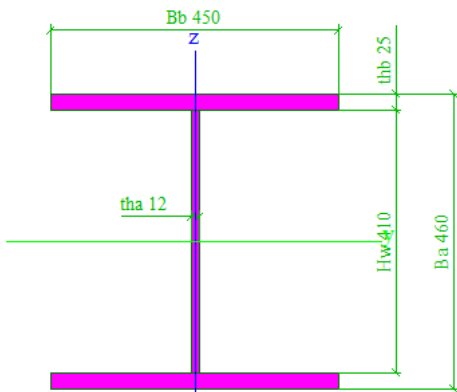
Όνομα	BCex
Τύπος	lw
Λεπτομερές	690; 12; 430; 30; 630; 1
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Ba [mm]	690



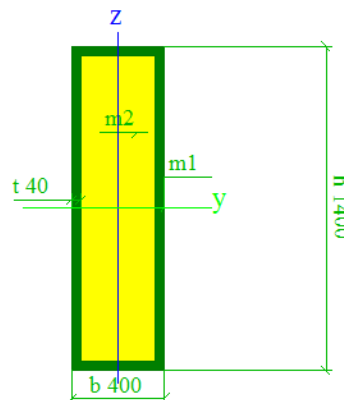
Όνομα	BCkath
Τύπος	HEB100
Περιγραφές Πηγών και Τύπων	
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
I sections	HEB100



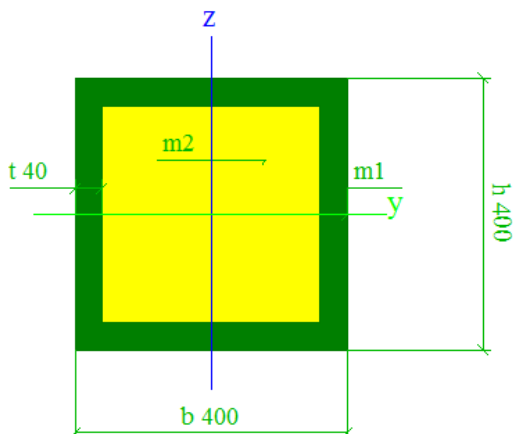
Όνομα	BiS
Τύπος	lw
Λεπτομερές	460; 12; 450; 25; 410; 1
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Ba [mm]	460



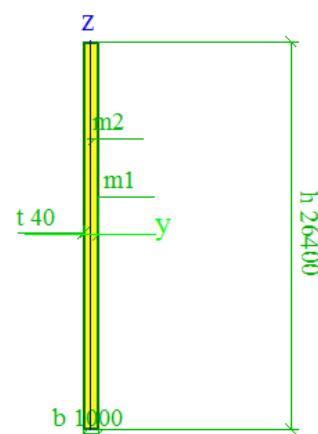
Όνομα	K1b
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	400; 1400; 40
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



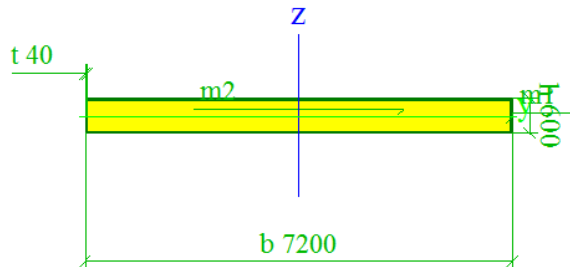
Όνομα	K2b
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	400; 400; 40
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



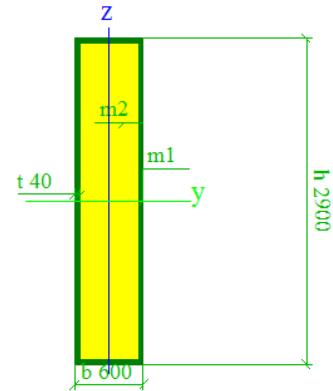
Όνομα	Kc1b
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	1000; 26400; 40
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



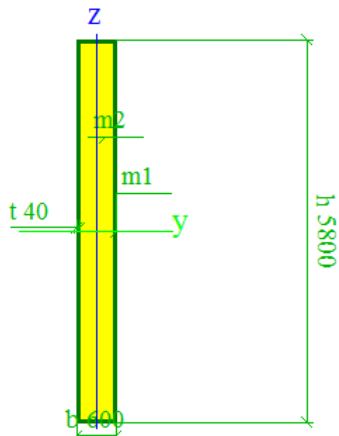
Όνομα	Kc2b
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	7200; 600; 40
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



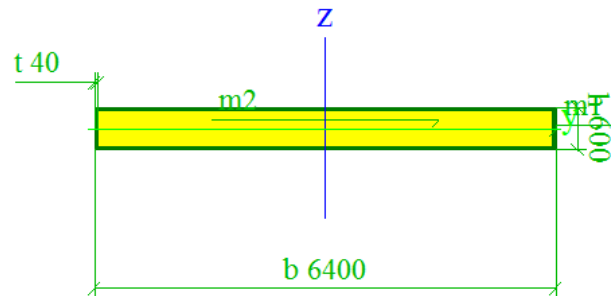
Όνομα	Kc3b
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	600; 2900; 40
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



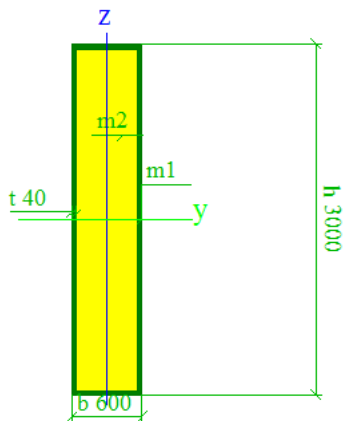
Όνομα	Kc4b
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	600; 5800; 40
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



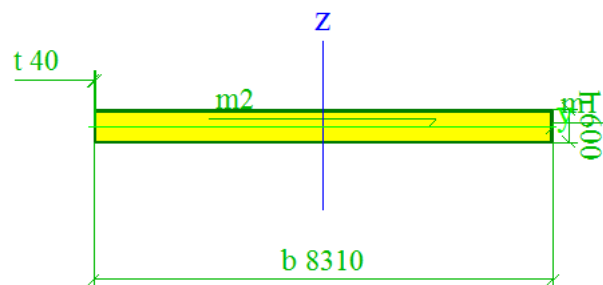
Όνομα	Kc5b
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	6400; 600; 40
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



Όνομα	Kc6b
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	600; 3000; 40
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



Όνομα	Kc7b
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	8310; 600; 40
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60



Όνομα	Kc8b
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	1200; 9000; 40
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60

Όνομα	Kc9b
Τύπος	τύπος dw
Λεπτομερές	900; 8700; 40
Παράμετροι	
Υλικό	S 460 N/NL
Υλικό	C50/60

