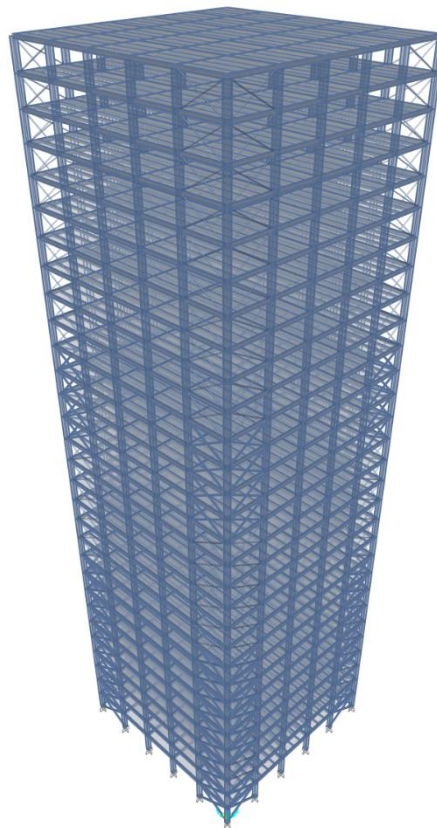




ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

Σχεδιασμός μεταλλικού ψηλού κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Τσιακανίκας Ιωσήφ

Επιβλέπων: Νικόλαος Πνευματικός

Αθήνα, 2021

Τίτλος Διπλωματικής Εργασίας:

Σχεδιασμός μεταλλικού ψηλού κτιρίου

Εγκρίθηκε από την παρακάτω τριμελή εξεταστική επιτροπή:

Νικόλαος Πνευματικός
Επιβλέπων Καθηγητής

Κωνσταντίνος Ρεπαπής
Αναπληρωτής Καθηγητής

Αντώνιος Κυριαζόπουλος
Καθηγητής

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

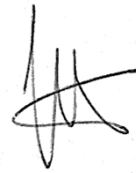
Ο κάτωθι υπογεγραμμένος Τσιακανίκας Ιωσήφ του Σταύρου, με αριθμό μητρώου 46237 φοιτητής του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής Μηχανικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του πτυχίου μου».

Ο Δηλών

Τσιακανίκας Ιωσήφ



Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη	13
Abstract	14
Ευχαριστίες	15
Κεφάλαιο 1	16
Εισαγωγή	16
1.1 Αντικείμενο Εργασίας.....	16
Κεφάλαιο 2	17
Ιστορική αναδρομή	17
2.1 Η ιστορία των ψηλών κτιρίων.....	17
2.2 Η εξέλιξη των ψηλών κτιρίων.....	19
2.3 Παραδείγματα ψηλών κατασκευών	21
Κεφάλαιο 3	24
Δομικά συστήματα ψηλών κτιρίων.....	24
3.1 Συστήματα δαπέδων.....	24
3.2 Συστήματα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων.....	25
3.3 Συστήματα παραλαβής πλευρικών φορτίων	25
3.4 Συνδέσεις.....	26
3.5 Συστήματα απόσβεσης.....	27
3.6 Χαρακτηριστικά δομικά συστήματα ψηλών κτιρίων.....	29
3.6.1 Καμπτόμενα πλαίσια (Moment resisting frames).....	31
3.6.2 Διατμητικό πλαίσιο (Shear frame system)	33
3.6.3 Σωλήνας σε σωλήνα (Tube in tube system)	37
3.6.4 Ενισχυμένος σωλήνας (Braced tube system)	40
3.6.5 Δεσμοποιημένα σωληνοειδή συστήματα (Bundled tube system)	42
3.6.6 Σύστημα χωρικών δοκών (Space truss system).....	44
3.6.7 Σύστημα ζυγοστατών (Outrigger system)	46
3.6.8 Αντιστηριζόμενος πυρήνας (Buttressed core)	50
Κεφάλαιο 4	52
Δράσεις επί των κατασκευών	52
4.1 Μόνιμες δράσεις (G).....	52
4.2 Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις (Q)	52
4.3 Φορτίο χιονιού (S).....	54

4.4 Δράσεις ανέμου (W).....	56
4.4.1 Πίεση ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής.....	56
4.4.2 Πίεση ταχύτητας αιχμής.....	56
4.4.3 Τραχύτητα εδάφους.....	59
4.4.4 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κτίρια.....	60
4.4.5 Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης.....	60
4.4.6 Επίδραση του ανέμου στα ψηλά κτίρια.....	63
4.5 Σεισμικές δράσεις (E).....	65
4.6 Οριακές καταστάσεις.....	70
4.7 Συνδυασμοί δράσεων.....	70
4.7.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	70
4.7.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	71
4.8 Υλικά.....	74
4.8.1 Δομικός χάλυβας.....	74
4.8.2 Σκυρόδεμα.....	75
Κεφάλαιο 5.....	76
Ανάλυση και διαστασιολόγηση κατασκευής.....	76
5.1 Πρόγραμμα ανάλυσης και σχεδιασμού.....	76
5.2 Παρουσίαση δομικού συστήματος.....	77
5.3 Προσομοίωση δομικών στοιχείων.....	80
5.3.1 Υλικά.....	81
5.3.2 Διατομές.....	82
5.3.3 Στηρίξεις.....	87
5.3.4 Διακριτοποίηση επιφανειακών στοιχείων.....	87
5.3.5 Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων.....	88
5.4 Δράσεις ανέμου.....	91
5.5 Σεισμικές δράσεις.....	101
5.6 Ιδιομορφική ανάλυση.....	104
5.7 Ανάλυση – Εντατικά μεγέθη.....	108
5.8 Σχεδιασμός κατασκευής.....	110
5.9 Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών της κατασκευής.....	116
5.10 Έλεγχοι κτιρίου.....	121
5.10.1 Περιορισμός βλαβών.....	121
5.10.2 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.....	126
5.11 Ίδιο βάρος κατασκευής.....	136

Κεφάλαιο 6	137
Συμπεράσματα	137
Βιβλιογραφία	138

Πίνακας Εικόνων

Εικόνα 2.1 Πυραμίδες της Γκίζας, Αίγυπτος.....	17
Εικόνα 2.2 Εργάτες μεταλλικών κατασκευών, Σικάγο 1932.....	18
Εικόνα 2.3 Πρώτες ψηλές δομές, Ντουμπάι 1990.....	18
Εικόνα 2.4 Γραμμική απεικόνιση κτιρίων που έχουν αποκτήσει τον τίτλο «Τα ψηλότερα κτίρια του κόσμου».....	19
Εικόνα 2.5 Ulm Minster, Ulm, 1890 (αριστερά) – Eiffel Tower, Paris, 1889 (δεξιά)	21
Εικόνα 2.6 Home Insurance Building, Chicago, 1885 (αριστερά) – Empire State Building, New York, 1931 (δεξιά)	22
Εικόνα 2.7 Willis Tower, Chicago, 1974 (αριστερά) – Petronas Towers, Malaysia, 1998 (δεξιά)	22
Εικόνα 2.8 Ταίπει 101, Ταίπει, 2004 (αριστερά) – Burj Khalifa, Dubai, 2009 (δεξιά)	23
Εικόνα 3.1 Χαλύβδινη δοκός εγκιβωτισμένη σε σκυρόδεμα και συμπαγή πλάκα εδραζόμενη σε μεταλλική δοκό μέσω διατμητικών ήλων	24
Εικόνα 3.2 Σύμμικτο δάπεδο με χαλυβδόφυλλο.....	24
Εικόνα 3.3 Προκατασκευασμένες πλάκες με οπές.....	24
Εικόνα 3.4 Συστήματα παραλαβής πλευρικών φορτίων	25
Εικόνα 3.5 Κόμβος και σύνδεση μεταξύ δύο μελών	26
Εικόνα 3.6 Τύποι συνδέσεων χαλύβδινων μελών.....	27
Εικόνα 3.7 Ψηλά κτίρια που χρησιμοποιούν συστήματα απόσβεσης	27
Εικόνα 3.8 Συντονισμένη μάζα απόσβεσης στο Ταϊπέι 101.....	28
Εικόνα 3.9 Συντονισμένη μάζα απόσβεσης εντός του Ταϊπέι 101	28
Εικόνα 3.10 Εσωτερικά δομικά συστήματα	29
Εικόνα 3.11 Εξωτερικά δομικά συστήματα.....	30
Εικόνα 3.12 Καμπτόμενο πλαίσιο	31
Εικόνα 3.13 Home Insurance Building, Chicago, USA, 1885	32
Εικόνα 3.14 Lever House, New York, USA, 1952.....	32
Εικόνα 3.15 (a) Πλαίσιο συνδέσεων δυσκαμψίας, (b) Πλαίσιο διατμητικών τοιχίων.....	33
Εικόνα 3.16 Άκαμπτο πλαίσιο, πλαίσιο συνδέσεων δυσκαμψίας, πλαίσιο διατμητικών τοιχίων	34
Εικόνα 3.17 Συμπεριφορά του διατμητικού πλαισίου υπό τη δράση πλευρικών φορτίων	34
Εικόνα 3.18 Seagram Building, New York, USA, 1958	35
Εικόνα 3.19 Empire State Building, New York, USA, 1931.....	36
Εικόνα 3.20 Σωληνοειδές πλαίσιο	37
Εικόνα 3.21 Διατμητική υστέρηση στο σωληνοειδές σύστημα	38
Εικόνα 3.22 Aon Center, Chicago, USA, 1973	38
Εικόνα 3.23 World Trade Center (Twin Towers), New York, USA, 1973	39
Εικόνα 3.24 Ενισχυμένος σωλήνας	40
Εικόνα 3.25 John Hancock Center, Chicago, USA, 1969	41
Εικόνα 3.26 Δεσμοποιημένο σωληνοειδές σύστημα.....	42
Εικόνα 3.27 Willis Tower, Chicago, USA, 1974.....	43
Εικόνα 3.28 Κατόψεις ορόφων κτιρίου “Willis Tower” σε διαφορετικά ύψη	43
Εικόνα 3.29 Σύστημα χωρικών δοκών	44
Εικόνα 3.30 Bank of China, Hong Kong, China, 1990	45

Εικόνα 3.31 Κατόψεις ορόφων κτιρίου “Bank of China” σε διαφορετικά ύψη	45
Εικόνα 3.32 Ενισχυμένο πλαίσιο με ζώνες περίσφιξης	46
Εικόνα 3.33 Σύστημα ζώνων περίσφιξης “belt trusses” και ζυγοστατών “outriggers”	47
Εικόνα 3.34 Συμπεριφορά συστήματος ζυγοστατών έναντι πλευρικών φορτίων	47
Εικόνα 3.35 Taipei 101, Taipei, Taiwan, 2004.....	48
Εικόνα 3.36 Petronas Towers, Kuala Lumpur, Malaysia, 1998	49
Εικόνα 3.37 Shanghai World Financial Center, Shanghai, China, 2008.....	49
Εικόνα 3.38 Αντιστηριζόμενος πυρήνας	50
Εικόνα 3.39 Burj Khalifa, Dubai, U.A.E, 2010	51
Εικόνα 4.1 Χάρτης θεμελιώδους βασικής ταχύτητας του ανέμου.....	57
Εικόνα 4.2 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $ce(z)$ για $co = 1,0$, $kl = 1,0$	58
Εικόνα 4.3 Προτεινόμενη διαδικασία προσδιορισμού του cpe για κτίρια με φορτιζόμενη επιφάνεια A μεταξύ 1 m^2 και 10 m^2	60
Εικόνα 4.4 Ύψος αναφοράς, ze , που εξαρτάται από τα h και b , και η αντίστοιχη κατανομή πιέσεων	61
Εικόνα 4.5 Διαχωρισμός επιφανειών σύμφωνα με τις διαστάσεις του κτιρίου.....	62
Εικόνα 4.6 Κινήσεις ψηλού κτιρίου υπό την επίδραση του ανέμου.....	63
Εικόνα 4.7 Σχηματισμός τυρβώδους ροής του ανέμου	63
Εικόνα 4.8 Δοκιμή αεροσήραγγας στο Taipei 101 (κλίμακα 1:500).....	64
Εικόνα 4.9 Δοκιμή αεροσήραγγας στο Burj Khalifa (κλίμακα 1:500).....	64
Εικόνα 4.10 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας και αντίστοιχες ζώνες Ελλάδος.....	65
Εικόνα 4.11 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον ΕΚ8	67
Εικόνα 5.1 Απεικόνιση δομικού συστήματος στο AutoCAD.....	76
Εικόνα 5.2 Τρισδιάστατη απεικόνιση κάτοψης 1 ^{ου} ορόφου (standard view).....	77
Εικόνα 5.3 Τρισδιάστατη απεικόνιση κάτοψης 1 ^{ου} ορόφου (extruded view).....	78
Εικόνα 5.4 Πλάγια όψη 1 ^{ου} ορόφου (extruded view – διεύθυνση X-Z).....	78
Εικόνα 5.5 Κάτοψη κτιρίου (extruded view – διεύθυνση X-Y).....	79
Εικόνα 5.6 Προσομοίωμα διατμητικού συστήματος (CBF) στο SAP2000.....	80
Εικόνα 5.7 Χάλυβας S355 για τα μεταλλικά στοιχεία.....	81
Εικόνα 5.8 Σκυροδέμα ποιότητας C30/37 για τα στοιχεία των πλακών	82
Εικόνα 5.9 Διατομή κύριων και δευτερευουσών δοκών	83
Εικόνα 5.10 Διατομή υποστυλωμάτων	83
Εικόνα 5.11 Πλάκα σκυροδέματος πάχους 25 cm.....	86
Εικόνα 5.12 Προσδιορισμός στηρίξεων κατασκευής.....	87
Εικόνα 5.13 Διακριτοποίηση επιφανειακών στοιχείων	87
Εικόνα 5.14 Προσδιορισμός περιορισμών άκρων επιφανειακών στοιχείων	87
Εικόνα 5.15 Ορισμός φορτίων σε Load Patterns.....	88
Εικόνα 5.16 Συνδυασμοί φορτίσεων	90
Εικόνα 5.17 Διαχωρισμός επιφανειών κτιρίου στην πλευρά D.....	91
Εικόνα 5.18 Συντελεστές εξωτερικών πιέσεων στις επιφάνειες D, E	92
Εικόνα 5.19 Κάτοψη ψηλού κτιρίου.....	92
Εικόνα 5.20 Διαχωρισμός επιφανειών κτιρίου στις πλευρές A, B	93
Εικόνα 5.21 Συντελεστές εξωτερικών πιέσεων στις επιφάνειες A και B	94

Εικόνα 5.22	Εισαγωγή χαρακτηριστικών για την ανεμική δράση στο SAP2000	95
Εικόνα 5.23	Ορισμός επιφανειακού στοιχείου μηδενικών ιδιοτήτων	96
Εικόνα 5.24	Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για την ανεμική δράση στη διεύθυνση X (Κάτοψη κτιρίου)	97
Εικόνα 5.25	Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για την ανεμική δράση στη διεύθυνση Y (Κάτοψη κτιρίου)	98
Εικόνα 5.26	Εισαγωγή συντελεστών εξωτερικής πίεσης στις επιφάνειες D, E	99
Εικόνα 5.27	Εισαγωγή συντελεστών εξωτερικής πίεσης στις επιφάνειες A, B	99
Εικόνα 5.28	Διάγραμμα μετακινήσεων ορόφων υπό τη δράση WIND_X, WIND_Y	100
Εικόνα 5.29	Εισαγωγή χαρακτηριστικών φάσματος σχεδιασμού στο SAP2000	101
Εικόνα 5.30	Φάσμα σχεδιασμού επιταχύνσεων για $q = 4$ (τύπου 1)	102
Εικόνα 5.31	Εισαγωγή σεισμικής δράσης ως προς τη διεύθυνση X	102
Εικόνα 5.32	Εισαγωγή σεισμικής δράσης ως προς τη διεύθυνση Y	103
Εικόνα 5.33	Διάγραμμα μετακινήσεων ορόφων υπό τη δράση RS_X, RS_Y	103
Εικόνα 5.34	Καθορισμός μάζας	104
Εικόνα 5.35	Καθορισμός παραμέτρων ιδιομορφικής ανάλυσης	104
Εικόνα 5.36	1 ^η ιδιομορφή $T_1 = 3,753$ s (μεταφορική ως προς Y)	106
Εικόνα 5.37	2 ^η ιδιομορφή $T_2 = 3,292$ s (μεταφορική ως προς X)	106
Εικόνα 5.38	3 ^η ιδιομορφή $T_3 = 2,406$ s (στρεπτική)	107
Εικόνα 5.39	Διάγραμμα αξονικών [N] (ULS2)	108
Εικόνα 5.40	Διάγραμμα τεμνουσών [V] (ULS2)	108
Εικόνα 5.41	Διάγραμμα ροπών [M] (ULS2)	109
Εικόνα 5.42	Εικονικά ποσοστά εκμετάλλευσης στοιχείων για όλη την κατασκευή	110
Εικόνα 5.43	Ποσοστά εκμετάλλευσης στοιχείων στη βάση του ψηλού κτιρίου	111
Εικόνα 5.44	Ποσοστά εκμετάλλευσης χιαστί συνδέσμων	112
Εικόνα 5.45	Ποσοστά εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων	113
Εικόνα 5.46	Ποσοστά εκμετάλλευσης κύριων δοκών	114
Εικόνα 5.47	Ποσοστά εκμετάλλευσης δευτερευουσών δοκών	115
Εικόνα 5.48	Διάγραμμα τιμών ελέγχου περιορισμού βλαβών ορόφων υπό τη δράση RS_X	123
Εικόνα 5.49	Διάγραμμα τιμών ελέγχου περιορισμού βλαβών ορόφων υπό τη δράση RS_Y	125
Εικόνα 5.50	Κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας	126
Εικόνα 5.51	Σεισμικοί συνδυασμοί για τον έλεγχο των συνδέσμων δυσκαμψίας	129
Εικόνα 5.52	Εισαγωγή σεισμικών συνδυασμών	129
Εικόνα 5.53	Ποσοστά εκμετάλλευσης χιαστί συνδέσμων κατά X υπό το σεισμικό συνδυασμό (SEISMIC1)	130
Εικόνα 5.54	Ποσοστά εκμετάλλευσης χιαστί συνδέσμων κατά Y υπό το σεισμικό συνδυασμό (SEISMIC5)	131
Εικόνα 5.55	Διάγραμμα τιμών υπεραντοχής χιαστί συνδέσμων ως προς X	133
Εικόνα 5.56	Διάγραμμα τιμών υπεραντοχής χιαστί συνδέσμων ως προς Y	135
Εικόνα 5.57	Διάγραμμα ίδιου βάρους συνολικής κατασκευής και στοιχείων	136

Πίνακας Πινάκων

Πίνακας 2.1 Κατηγοριοποίηση ψηλών και υπέρ-ψηλών κτιρίων σύμφωνα με τη χρήση τους	19
Πίνακας 2.2 Τα δέκα ψηλότερα κτίρια του κόσμου έως το 1990 (CTBUH, Οκτώβριος, 2009)	20
Πίνακας 2.3 Τα δέκα ψηλότερα κτίρια του κόσμου έως το 2000 (CTBUH, Οκτώβριος, 2009)	20
Πίνακας 2.4 Τα δέκα ψηλότερα κτίρια του κόσμου έως το 2011 (CTBUH, Δεκέμβριος, 2011)	20
Πίνακας 4.1 Κατηγοριοποίηση στεγών	52
Πίνακας 4.2 Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας H	53
Πίνακας 4.3 Κατηγορίες χρήσης	53
Πίνακας 4.4 Επιβαλλόμενα φορτία σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ1	54
Πίνακας 4.5 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού για μονοκλινείς στέγες	55
Πίνακας 4.6 Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους	59
Πίνακας 4.7 Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης	62
Πίνακας 4.8 Τιμές εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς $agRg$ ανά ζώνη (όπου g η επιτάχυνση της βαρύτητας)	66
Πίνακας 4.9 Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων	66
Πίνακας 4.10 Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης (Φάσμα τύπου 1)	67
Πίνακας 4.11 Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς	69
Πίνακας 4.12 Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη	69
Πίνακας 4.13 Πίνακας προτεινόμενων τιμών των συντελεστών ψ_i για κτίρια	73
Πίνακας 4.14 Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες	74
Πίνακας 4.15 Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u για κοιλοδοκούς	75
Πίνακας 4.16 Χαρακτηριστικές τιμές αντοχών σκυροδέματος ανά κατηγορία	75
Πίνακας 5.1 Διατομές ομαδοποιημένων στοιχείων του κτιρίου	83
Πίνακας 5.2 Διατομές ομαδοποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας στη διεύθυνση X	84
Πίνακας 5.3 Διατομές ομαδοποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας στη διεύθυνση Y	84
Πίνακας 5.4 Κατηγοριοποίηση χαλύβδινων διατομών I	85
Πίνακας 5.5 Κατηγοριοποίηση χαλύβδινων τετραγωνικών κοίλων διατομών	85
Πίνακας 5.6 Χαρακτηριστικά στοιχεία επιφανειακών στοιχείων	86
Πίνακας 5.7 Συνδυασμοί φορτίσεων κατασκευής στην ΟΚΑ	89
Πίνακας 5.8 Συνδυασμοί φορτίσεων κατασκευής στην ΟΚΛ	90
Πίνακας 5.9 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στις φορτιζόμενες επιφάνειες της κατασκευής	94
Πίνακας 5.10 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών	105

Πίνακας 5.11 Έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης ορόφου υπό τη σεισμική δράση RS_X.....	122
Πίνακας 5.12 Έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης ορόφου υπό τη σεισμική δράση RS_Y.....	124
Πίνακας 5.13 Διατομές ομαδοποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας στη διεύθυνση X.....	127
Πίνακας 5.14 Διατομές ομαδοποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας στη διεύθυνση Y.....	127
Πίνακας 5.15 Τιμές υπεραντοχής χιαστί συνδέσμων ως προς X.....	132
Πίνακας 5.16 Τιμές υπεραντοχής χιαστί συνδέσμων ως προς Y.....	134
Πίνακας 5.17 Ίδια βάρη ομαδοποιημένων στοιχείων της κατασκευής	136

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται τη μελέτη και τον σχεδιασμό ενός μεταλλικού ψηλού κτιρίου, με σκοπό την κατασκευή και τη χρήση του ως χώρος γραφείων. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων με τη χρήση του προγράμματος SAP2000.

Αρχικά, γίνεται αναφορά στην ιστορία των ψηλών κτιρίων και στη ραγδαία κατασκευαστική εξέλιξή τους έως σήμερα με παραδείγματα. Επιπλέον, παρουσιάζονται τα συστήματα δαπέδων που χρησιμοποιούνται στο σχεδιασμό ψηλών κτιρίων και αναλύονται οι δύο κατηγορίες συστημάτων παραλαβής φορτίων. Ακόμα, παρουσιάζονται και αναλύονται με παραδείγματα τα χαρακτηριστικά δομικά συστήματα μεταλλικών ψηλών κτιρίων που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές.

Στη συνέχεια, πραγματοποιείται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των δράσεων επί των κατασκευών, ενώ παράλληλα παρατίθενται αποσπάσματα των κανονισμών, βάσει των οποίων προέκυψαν οι κατάλληλες τιμές των φορτίων του κτιρίου. Επίσης, περιγράφονται οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1. Οι σεισμικές δράσεις που καταπονούν το κτίριο λήφθηκαν σύμφωνα με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας 8.

Έπειτα, παρουσιάζονται τα βήματα προσομοίωσης του φορέα στο στατικό πρόγραμμα και πραγματοποιείται ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής του δομικού συστήματος των διατμητικών πλαισίων με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF). Εν συνεχεία, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και του σχεδιασμού του ψηλού κτιρίου, όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα και υλοποιούνται ορισμένοι έλεγχοι για τους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Τέλος, παρατίθεται το διάγραμμα ίδιου βάρους της συνολικής κατασκευής και των στοιχείων σε μορφή στηλών.

Abstract

The present diploma thesis deals with the design of a tall steel building, with the purpose of construction and the usage as an office space. The analysis and design of the building were done in accordance with the current provisions of European Standards using the structural analysis and design software SAP2000.

First, reference is made to the history of tall buildings and their rapid constructional evolution to date with examples. In addition, the floor systems used in the design of tall buildings are presented and the two categories of loading systems are analyzed. Also, the typical structural systems of tall steel buildings used in constructions are presented and analyzed with examples.

Then, an extensive reference is made to the determination of the actions on the constructions, while at the same time excerpts of the regulations are presented, on the basis of which the appropriate values of the loads of the building occurred. Also, the combinations of actions in ultimate limit states and serviceability limit states according to Eurocode 1 are described. The seismic actions that act on the building were taken according to the modal response spectrum analysis, as defined by Eurocode 8.

Then, the simulation steps of structure in the software are presented and the analysis and design of the structural system of the shear frames with vertical braces (CBF) is performed. Then, the results of the analysis and design of the tall building, as they emerged from the software are presented and some checks are performed for the X – braces.

Finally, the diagram of the same weight of the total construction and the elements in the form of columns are presented.

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να εκφράσω τις θερμότερες ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα καθηγητή μου, κ. Νικόλαο Πνευματικό, για την πολύτιμη βοήθειά του, την επιστημονική καθοδήγησή του καθώς και τη δυνατότητα που μου έδωσε να αποκτήσω περισσότερες γνώσεις στον τομέα του σχεδιασμού κατασκευών από χάλυβα, κατά την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής μου εργασίας.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ το οφείλω στην οικογένειά μου, για την υπομονή και ταυτόχρονα την στήριξή τους καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου αλλά και στη διπλωματική μου εργασία.

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο Εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η προσομοίωση και ο σχεδιασμός ενός μεταλλικού ψηλού κτιρίου ύψους 120 m, με σκοπό την κατασκευή και τη χρήση του ως χώρος γραφείων. Η διαμόρφωση του φορέα πραγματοποιήθηκε στο σχεδιαστικό πρόγραμμα AutoCAD, ενώ η στατική ανάλυση και ο σχεδιασμός της κατασκευής υλοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού SAP2000. Η ανάλυση και ο σχεδιασμός του κτιρίου πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων. Οι κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν αναφέρονται παρακάτω:

- EN 1990 Ευρωκώδικας 0: Βασικές αρχές σχεδιασμού
- EN 1991 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών
- EN 1993 Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- EN 1998 Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών

Κεφάλαιο 2

Ιστορική αναδρομή

2.1 Η ιστορία των ψηλών κτιρίων

Για αρκετές χιλιάδες χρόνια ένα από τα όνειρα των ανθρώπων ήταν να δημιουργήσουν «το δρόμο προς τον ουρανό», μέσα από κατασκευές κτιρίων μεγαλύτερου ύψους απ' ό,τι παρατηρούνταν στις συνήθεις δομές. Πριν από το 1950, τα ψηλά κτίρια στην Ευρώπη σε σχέση με άλλες Ηπείρους, ήταν λίγα και συγκεκριμένα το ύψος τους δεν ξεπερνούσε τα 100 μέτρα. Στα χρόνια της βιομηχανικής επανάστασης, 18^{ος} – 19^{ος} αιώνας, η ανάγκη για αποθήκες, εργοστάσια και πολώροφα κτίρια ήταν τεράστια, με αποτέλεσμα την αρχή μιας μαζικής παραγωγής χάλυβα στη Μεγάλη Βρετανία, που θα σήμαινε πολλά για την εποχή εκείνη. Ωστόσο, με το πέρας του 2^{ου} Παγκοσμίου Πολέμου και με την ανακατασκευή όλων των πόλεων που είχαν καταστραφεί, πραγματοποιήθηκε ένα μεγάλο βήμα ανάκαμψης με απώτερο σκοπό την αυξημένη ζήτηση του κράτους, ως προς την κατασκευή χώρων που θα είχαν χρήση γραφείων και κατοικιών.

Οι σημερινοί ουρανοξύστες αποτελούν μέρος μιας μακράς ιστορίας επιτευγμάτων, τόσο στην τεχνολογία όσο και στο σχεδιασμό. Ένας από τους ορισμούς που έχει διατυπωθεί είναι ότι ένα κτίριο θεωρείται ψηλό, όταν είναι σημαντικά υψηλότερο από τα περιβάλλοντα κτίρια. Αρχικά, οι κατασκευές πολώροφων δομών ξεκίνησαν από τους Αρχαίους Αιγυπτίους με χαρακτηριστικό παράδειγμα τις Πυραμίδες της Γκίζας, τις χρονολογίες 2580 – 2560 π.Χ. Ύστερα, συνεχίστηκαν με αυξανόμενη ζήτηση στο Σικάγο της Αμερικής στα τέλη του 19^{ου} αιώνα, όπου και αποτέλεσαν σημείο αφετηρίας αρκετών ψηλών κτιρίων, και ακολούθησαν οι μονολιθικοί πύργοι, που αποτέλεσαν αφορμή την τελευταία δεκαετία στις χώρες της Ασίας και των Ηνωμένων Αραβικών Εμιράτων, τόσο ως προς την αρχιτεκτονική όσο και στη μηχανική.



Εικόνα 2.1 Πυραμίδες της Γκίζας, Αίγυπτος

Χαρακτηριστικό παράδειγμα στην ιστορία των ψηλών κτιρίων αποτελεί η ακόλουθη εικόνα, στην οποία διακρίνονται οι εργάτες τέτοιου είδους κατασκευών, στο Σικάγο της Αμερικής, κατά τη διάρκεια του διαλλείματος να κάθονται πάνω σε μια χαλύβδινη δοκό του κτιρίου και να γευματίζουν σε υπερβολικά ψηλό ύψος σε σχέση με τα περιβάλλοντα κτίρια.



Εικόνα 2.2 Εργάτες μεταλλικών κατασκευών, Σικάγο 1932

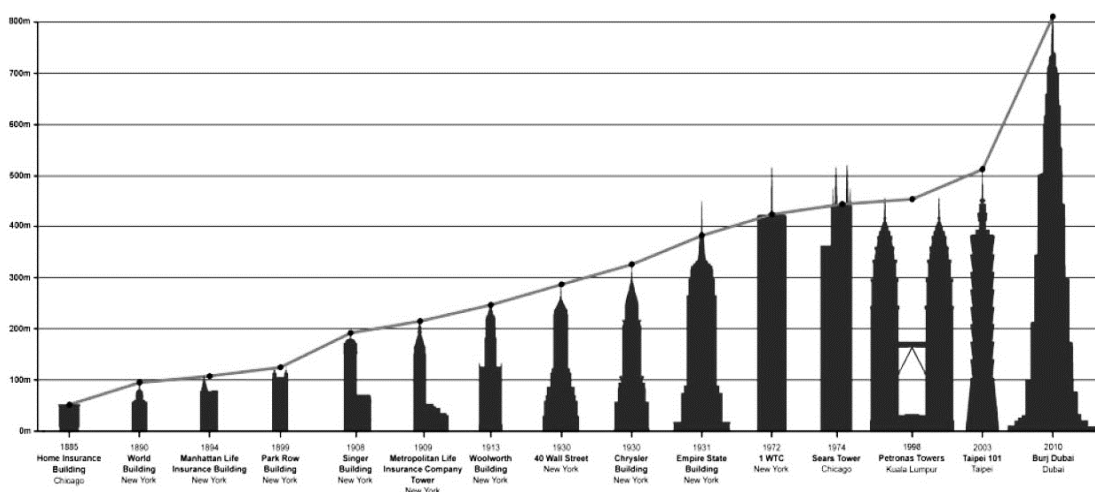
Ακόμα μια φωτογραφία που αποτελεί χαρακτηριστικό παράδειγμα ιστορικής αναδρομής όσον αφορά τις ψηλές δομές είναι η παρακάτω, στην οποία παρουσιάζονται οι πρώτες ψηλές κατασκευές στα Ηνωμένα Αραβικά Εμιράτα και συγκεκριμένα στο Ντουμπάι.



Εικόνα 2.3 Πρώτες ψηλές δομές, Ντουμπάι 1990

2.2 Η εξέλιξη των ψηλών κτιρίων

Η εξέλιξη που παρουσιάστηκε στην ανέγερση ψηλών κτιρίων έγινε εφικτή χάρη στις νέες εφευρέσεις του ανελκυστήρα το 1853 και του τηλεφώνου το 1876, καθώς επέτρεψαν τη μεταφορά των δομικών υλικών και την ικανότητα επικοινωνίας στα υψηλότερα επίπεδα των κατασκευών. Επιπλέον, τα δομικά υλικά άλλαξαν καθώς από το κύριο κατασκευαστικό υλικό που εκείνη την εποχή αποτελούσε το ξύλο, υπήρξε μετάβαση στο δομικό χάλυβα ο οποίος επέτρεπε την κατασκευή χαλύβδινων πλαισιακών φορέων με άκαμπτα πλαίσια και με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Ωστόσο, με την ταχεία ανάπτυξη της σύγχρονης τεχνολογίας των κατασκευών, αυξανόμενος αριθμός κτιρίων κατασκευάστηκαν και πρόκειται να κατασκευαστούν στο άμεσο μέλλον. Παρακάτω, φαίνεται η εξέλιξη που παρουσίασε ο τομέας της κατασκευής ψηλών κτιρίων από τα τέλη του 19^{ου} αιώνα έως και τις αρχές του 21^{ου} αιώνα, αλλά και τα κτίρια που έχουν αποκτήσει τον τίτλο «Τα ψηλότερα κτίρια του κόσμου».



Εικόνα 2.4 Γραμμική απεικόνιση κτιρίων που έχουν αποκτήσει τον τίτλο «Τα ψηλότερα κτίρια του κόσμου»

Ο όρος «ψηλό» για ένα κτίριο υποδιαιρείται στις παρακάτω κατηγορίες, ανάλογα με τη χρήση του ως εξής:

Πίνακας 2.1 Κατηγοριοποίηση ψηλών και υπέρ-ψηλών κτιρίων σύμφωνα με τη χρήση τους

Χρήση κτιρίου (ύψος ορόφων)	Ψηλό	Υπέρ-ψηλό
Κατοικία (3m)	Μέχρι 100 ορόφους (300m)	Πάνω από 100 ορόφους (300m)
Γραφεία (4m)	Μέχρι 75 ορόφους (300m)	Πάνω από 75 ορόφους (300m)

Στους ακόλουθους πίνακες παρουσιάζονται τα δέκα ψηλότερα κτίρια του κόσμου ανά δεκαετίες, από το 1990 έως και το 2011, σύμφωνα με τη δημοσιευμένη μελέτη του Συμβουλίου για τα Ψηλά Κτίρια και το Αστικό Περιβάλλον (Council on Tall Buildings and Urban Habitat – CTBUH).

Πίνακας 2.2 Τα δέκα ψηλότερα κτίρια του κόσμου έως το 1990 (CTBUH, Οκτώβριος, 2009)

Σειρά	Όνομα κτιρίου	Τοποθεσία	Ολοκλήρωση	Ύψος (m)	Δομικό υλικό
1	Sears Tower (currently Willis Tower)	Chicago	1974	442	Χάλυβας
2	One World Trade Center (WTC I)	New York	1972	417	Χάλυβας
3	Two World Trade Center (WTC II)	New York	1973	415	Χάλυβας
4	Empire State Building	New York	1931	381	Χάλυβας
5	Bank of China Tower	Hong Kong	1990	367	Σύμμικτο
6	Aon Center (formerly Amoco Building)	Chicago	1973	346	Χάλυβας
7	John Hancock Center	Chicago	1969	344	Χάλυβας
8	Chrysler Building	New York	1930	319	Χάλυβας
9	U.S. Bank Tower (formerly Library Tower)	Los Angeles	1990	310	Χάλυβας
10	Franklin Center-North Tower (formerly AT&T Corporate Center)	Chicago	1989	307	Σύμμικτο

Πίνακας 2.3 Τα δέκα ψηλότερα κτίρια του κόσμου έως το 2000 (CTBUH, Οκτώβριος, 2009)

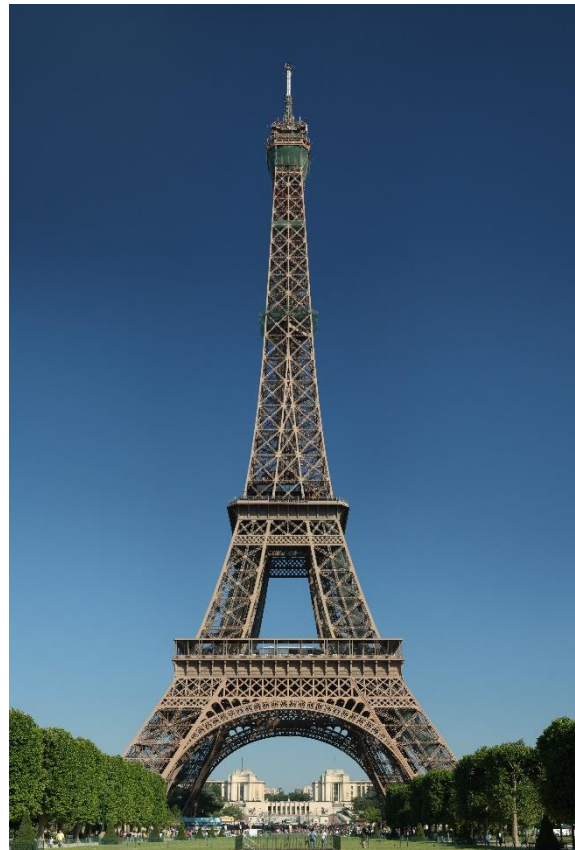
Σειρά	Όνομα κτιρίου	Τοποθεσία	Ολοκλήρωση	Ύψος (m)	Δομικό υλικό
1	Petronas Tower 1	Kuala Lumpur	1998	452	Ω/Σ
2	Petronas Tower 2	Kuala Lumpur	1998	452	Ω/Σ
3	Sears Tower (currently Willis Tower)	Chicago	1974	442	Χάλυβας
4	Jin Mao Building	Shanghai	1999	421	Σύμμικτο
5	One World Trade Center	New York	1972	417	Χάλυβας
6	Two World Trade Center	New York	1973	415	Χάλυβας
7	CITIC Plaza	Guangzhou	1996	390	Σύμμικτο
8	Shun Hing Square	Shenzhen	1996	384	Σύμμικτο
9	Empire State Building	New York	1931	381	Χάλυβας
10	Central Plaza	Hong Kong	1992	374	Σύμμικτο

Πίνακας 2.4 Τα δέκα ψηλότερα κτίρια του κόσμου έως το 2011 (CTBUH, Δεκέμβριος, 2011)

Σειρά	Όνομα κτιρίου	Τοποθεσία	Ολοκλήρωση	Ύψος (m)	Δομικό υλικό
1	Burj Khalifa (formerly Burj Dubai)	Dubai	2010	828	Ω/Σ
2	Taipei 101	Taipei	2004	508	Σύμμικτο
3	Shanghai World Financial Center	Shanghai	2008	492	Σύμμικτο
4	International Commerce Centre (ICC)	Hong Kong	2010	484	Σύμμικτο
5	Petronas Tower 1	Kuala Lumpur	1998	452	Ω/Σ
6	Petronas Tower 2	Kuala Lumpur	1998	452	Ω/Σ
7	Zifeng Tower (formerly Nanjing Greenland Financial Center)	Nanjing	2010	450	Σύμμικτο
8	Willis Tower (formerly Sears Tower)	Chicago	1974	442	Χάλυβας
9	Kingkey 100	Shenzhen	2011	442	Σύμμικτο
10	Guangzhou International Finance Center	Guangzhou	2010	439	Σύμμικτο

2.3 Παραδείγματα ψηλών κατασκευών

Προτού κατασκευαστούν οι πρώτοι ουρανοξύστες στο Σικάγο της Αμερικής, τα ψηλότερα κτίρια στον κόσμο αποτελούσαν οι εκκλησίες και οι καθεδρικοί ναοί. Όπως φαίνεται παρακάτω, το Ulm Minster χτίστηκε το 1890 και ήταν το ψηλότερο κτίριο στον κόσμο ύψους 161,53 m. Εκτός από το Ulm Minster, ο Πύργος του Άιφελ ο οποίος χτίστηκε το 1889 με το ύψος των 324 m, ήταν η ψηλότερη μεταλλική δομή στον κόσμο. Οι δύο δομές αποτελούν έως σήμερα σημεία αναφοράς κάθε χώρας, καθώς πολλοί είναι αυτοί που επισκέπτονται αυτά τα αξιοθέατα.



Εικόνα 2.5 Ulm Minster, Ulm, 1890 (αριστερά) – Eiffel Tower, Paris, 1889 (δεξιά)

Τον 19^ο αιώνα, αναπτύχθηκε ένα νέο είδος κατασκευής στο Σικάγο της Αμερικής χρησιμοποιώντας ως κύριο υλικό τον δομικό χάλυβα, ώστε να φέρει το βάρος του κτιρίου. Τα ψηλότερα κτίρια αυτού του είδους ονομάστηκαν ουρανοξύστες. Το 1885 το Home Insurance Building, ήταν ο πρώτος ουρανοξύστης στον κόσμο με χαλύβδινο σκελετό συνολικού ύψους 42 m. Μετά την κατασκευή του πρώτου «ουρανοξύστη», υπήρξε αυξανόμενη ζήτηση στην κατασκευή αρκετών ψηλών κτιρίων, με χαρακτηριστικό παράδειγμα την ανέγερση του Empire State Building στη Νέα Υόρκη το 1931, το οποίο έχει 102 επίπεδα και συνολικό ύψος 381 m, και την ανέγερση του Willis Tower στο Σικάγο το 1974, με 108 ορόφους συνολικού ύψους 442 m. Το Willis Tower ήταν το ψηλότερο κτίριο του κόσμου μέχρι και το 1998 του οποίου τον τίτλο κατέκτησαν οι Petronas Towers, οι οποίοι είναι «δίδυμοι» με το ύψος τους να ανέρχεται στα 451,9 m.



Εικόνα 2.6 Home Insurance Building, Chicago, 1885 (αριστερά) – Empire State Building, New York, 1931 (δεξιά)



Εικόνα 2.7 Willis Tower, Chicago, 1974 (αριστερά) – Petronas Towers, Malaysia, 1998 (δεξιά)

Ωστόσο, η ταχεία ανάπτυξη των σύγχρονων τεχνικών μοντελοποίησης χρησιμοποιώντας σύγχρονους υπολογιστές και οι καινοτομίες που παρουσιάστηκαν στις τεχνολογίες των κατασκευών, βοήθησαν θετικά στη μελέτη και στην κατασκευή ακόμα ψηλότερων κτιρίων σε όλο τον κόσμο. Το 2004 η κατασκευή του Ταϊpei 101, ύψους 509,2 m, έγινε η ψηλότερη δομή στον κόσμο, ωστόσο το γνωστό αξιοθέατο στο Ντουμπάι, Burj Khalifa το 2010, με το ύψος των 829,8 m, βρίσκεται μέχρι και σήμερα στην πρώτη θέση των υψηλότερων κτιρίων παγκοσμίως.



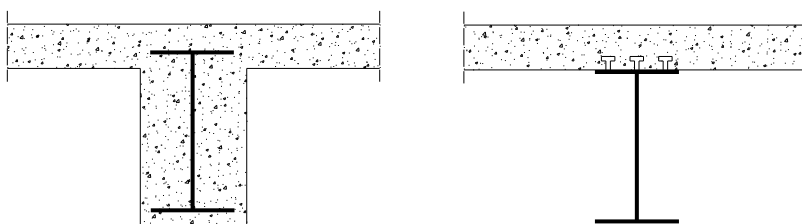
Εικόνα 2.8 Ταϊpei 101, Ταϊpei, 2004 (αριστερά) – Burj Khalifa, Dubai, 2009 (δεξιά)

Κεφάλαιο 3

Δομικά συστήματα ψηλών κτιρίων

3.1 Συστήματα δαπέδων

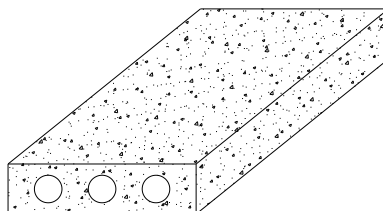
Τα συστήματα δαπέδων είναι επιφάνειες που φέρουν τα φορτία της βαρύτητας και τα κινητά φορτία, τόσο στη διάρκεια όσο και στη λειτουργικότητα της κατασκευής. Επιβάλλεται να αντιστέκονται σε διαφορές θερμοκρασιών και να είναι ανθεκτικά έναντι πυρκαγιάς, για θέματα ασφάλειας. Για τον λόγο αυτό, πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή τόσο στη μελέτη όσο και στην εφαρμογή του συστήματος δαπέδου στις ψηλές δομές. Στο σχεδιασμό ψηλών κτιρίων, χρησιμοποιούνται ορισμένα συστήματα δαπέδων παρόμοια με αυτά που χρησιμοποιούνται και στις συμβατικές μεταλλικές κατασκευές με μειωμένο αριθμό ορόφων. Μερικά από αυτά τα συστήματα είναι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος εδραζόμενες σε μεταλλικές δοκούς ή σε δοκούς οπλισμένου σκυροδέματος, πλάκες σκυροδέματος με χαλυβδόφυλλο και προκατασκευασμένες πλάκες με οπές.



Εικόνα 3.1 Χαλύβδινη δοκός εγκιβωτισμένη σε σκυρόδεμα και συμπαγή πλάκα εδραζόμενη σε μεταλλική δοκό μέσω διαμητικών ήλων



Εικόνα 3.2 Σύμμικτο δάπεδο με χαλυβδόφυλλο



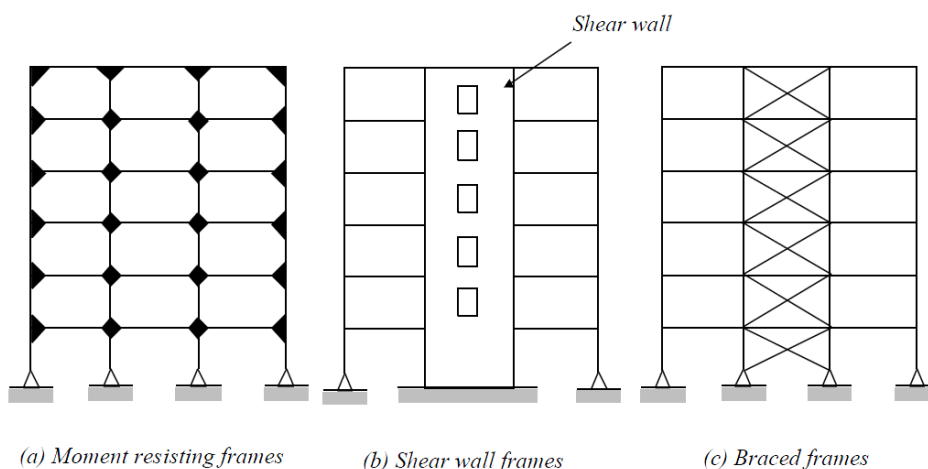
Εικόνα 3.3 Προκατασκευασμένες πλάκες με οπές

3.2 Συστήματα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων

Τα συστήματα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων σε μια κατασκευή αποτελούν τα υποστυλώματα, οι δοκοί και η φέρουσα τοιχοποιία, τα οποία λειτουργούν με την ακόλουθη διαδικασία. Οι δοκοί συμβάλλουν στη μεταφορά των μόνιμων και των κινητών φορτίων από την πλάκα στα υποστυλώματα και τη φέρουσα τοιχοποιία, τα οποία στη συνέχεια μεταφέρουν τις δράσεις αυτές στο έδαφος. Στα ψηλά κτίρια χρησιμοποιούνται υποστυλώματα από δομικό χάλυβα, οπλισμένο σκυρόδεμα ή και σύμμικτα σε ιδιαίτερες δομές και μαζί με τη φέρουσα τοιχοποιία της κατασκευής είναι υπεύθυνα για την παραλαβή των θλιπτικών φορτίων.

3.3 Συστήματα παραλαβής πλευρικών φορτίων

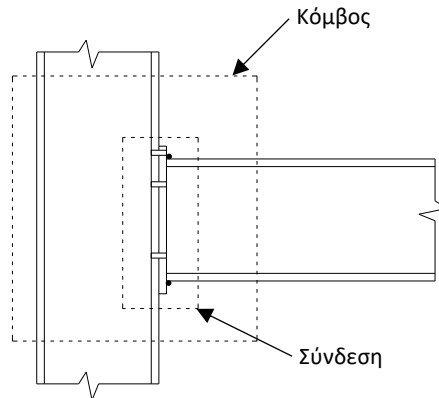
Η κύρια λειτουργία των συστημάτων παραλαβής πλευρικών φορτίων στα ψηλά κτίρια είναι η παραλαβή των ισχυρών πλευρικών φορτίων που προκαλούνται συνήθως λόγω των ανεμικών και των σεισμικών δράσεων. Σκοπός των συστημάτων αυτών είναι οι σημαντικές μειώσεις των μετακινήσεων του κτιρίου. Τα συστήματα παραλαβής πλευρικών φορτίων ταξινομούνται σε τρεις κατηγορίες, στα καμπτόμενα πλαίσια, στα διατμητικά πλαίσια και στα ενισχυμένα πλαίσια, οι κατηγορίες των οποίων φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 3.4 Συστήματα παραλαβής πλευρικών φορτίων

3.4 Συνδέσεις

Σκοπός των συνδέσεων σε μια μεταλλική κατασκευή είναι η σύνθεση του ολικού φορέα και η ασφαλής μεταφορά των εντατικών μεγεθών από μέλος σε μέλος και τελικά στο έδαφος. Οι συνδέσεις επίσης συμβάλλουν και στην αποκατάσταση συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων της κατασκευής, με απώτερο σκοπό την επίτευξη μεγαλύτερου μήκους των στοιχείων.



Εικόνα 3.5 Κόμβος και σύνδεση μεταξύ δύο μελών

Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Απλές συνδέσεις (simple connection)

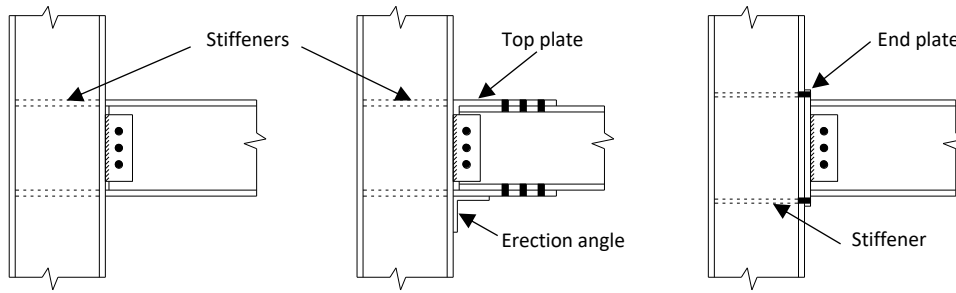
Είναι οι συνδέσεις οι οποίες παραλαμβάνουν και μεταφέρουν αξονικές και διατμητικές δυνάμεις, επιτρέποντας τις στροφές των δοκών.

- Άκαμπτες συνδέσεις (rigid connection)

Είναι οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές, εξασφαλίζοντας ισχυρές συνδέσεις μεταξύ των μελών της κατασκευής.

- Ημιάκαμπτες συνδέσεις (semi – rigid connection)

Είναι οι συνδέσεις οι οποίες επιτρέπουν την μερική στροφή μεταξύ των μελών, εξασφαλίζοντας τη μεταφορά δυνάμεων και ροπών.



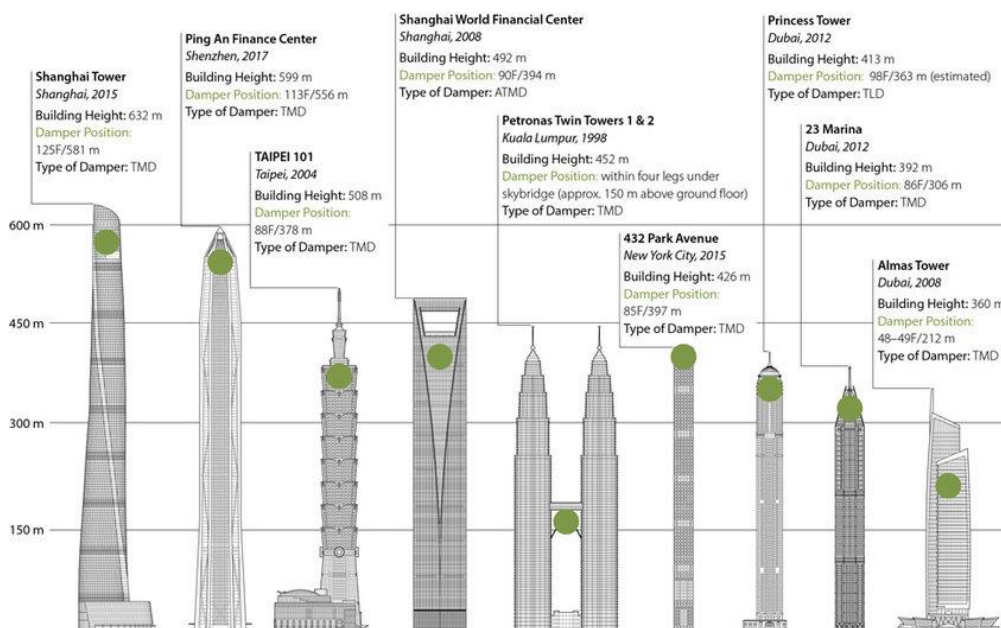
Εικόνα 3.6 Τύποι συνδέσεων χαλύβδινων μελών

3.5 Συστήματα απόσβεσης

Αρκετές φορές, τα πλευρικά φορτία που ασκούνται σε ένα ψηλό κτίριο είναι αυξημένης δύναμης αλλά και διάρκειας, με αποτέλεσμα τη δημιουργία μηχανικών ταλαντώσεων στις κατασκευές. Ο αποσβεστήρας συντονισμένης μάζας (tuned mass damper), είναι μια συσκευή τοποθετημένη σε ιδιαίτερα ψηλά κτίρια η οποία απορροφά την ενέργεια της ταλάντωσης από τις πλευρικές δράσεις, μέσω της κίνησης μιας συντονισμένης μάζας που συνδέεται με το φορέα της κατασκευής, με στόχο τον έλεγχο και τη μείωση του εύρους των ταλαντώσεων.

Αξίζει να σημειωθεί πως η προσθήκη συστημάτων απόσβεσης σε μια ψηλή κατασκευή, γίνεται αναγκαία όταν η κατασκευή είναι εκτεθειμένη σε ισχυρούς ανέμους και βρίσκεται σε σεισμογενής χώρα με συχνές σεισμικές διεγέρσεις.

Στην ακόλουθη εικόνα παρουσιάζονται ορισμένα ψηλά κτίρια που χρησιμοποιούν τέτοιου είδους συστήματα.



Εικόνα 3.7 Ψηλά κτίρια που χρησιμοποιούν συστήματα απόσβεσης

Χαρακτηριστικό παράδειγμα χρήσης του αποσβεστήρα συντονισμένης μάζας, αποτελεί το κτίριο Ταϊπέι 101 στην Ταϊβάν. Το κτίριο αποτελείται από τον μεγαλύτερο αποσβεστήρα συντονισμένης μάζας παγκοσμίως, διαμέτρου 5,5 m και συνολικού βάρους 660 ton, ο οποίος είναι τοποθετημένος στους τελευταίους ορόφους της κατασκευής, με στόχο τον σημαντικό περιορισμό των μετατοπίσεων της κατασκευής και την αποφυγή τυχόν δομικών αστοχιών.



Εικόνα 3.8 Συντονισμένη μάζα απόσβεσης στο Ταϊπέι 101

Στην εικόνα που ακολουθεί, διακρίνεται η συντονισμένη μάζα σφαιρικής μορφής στο εσωτερικό του Ταϊπέι 101. Αποτελείται από χαλύβδινα αιωρούμενα καλώδια (συρματόσχοινα – steel cables) υψηλής αντοχής, από υδραυλικούς αποσβεστήρες (hydraulic dampers) εδραζόμενους στην επιφάνεια στήριξης του συστήματος και τέλος από ένα σύστημα προστασίας (dumper system) κυκλικής μορφής.



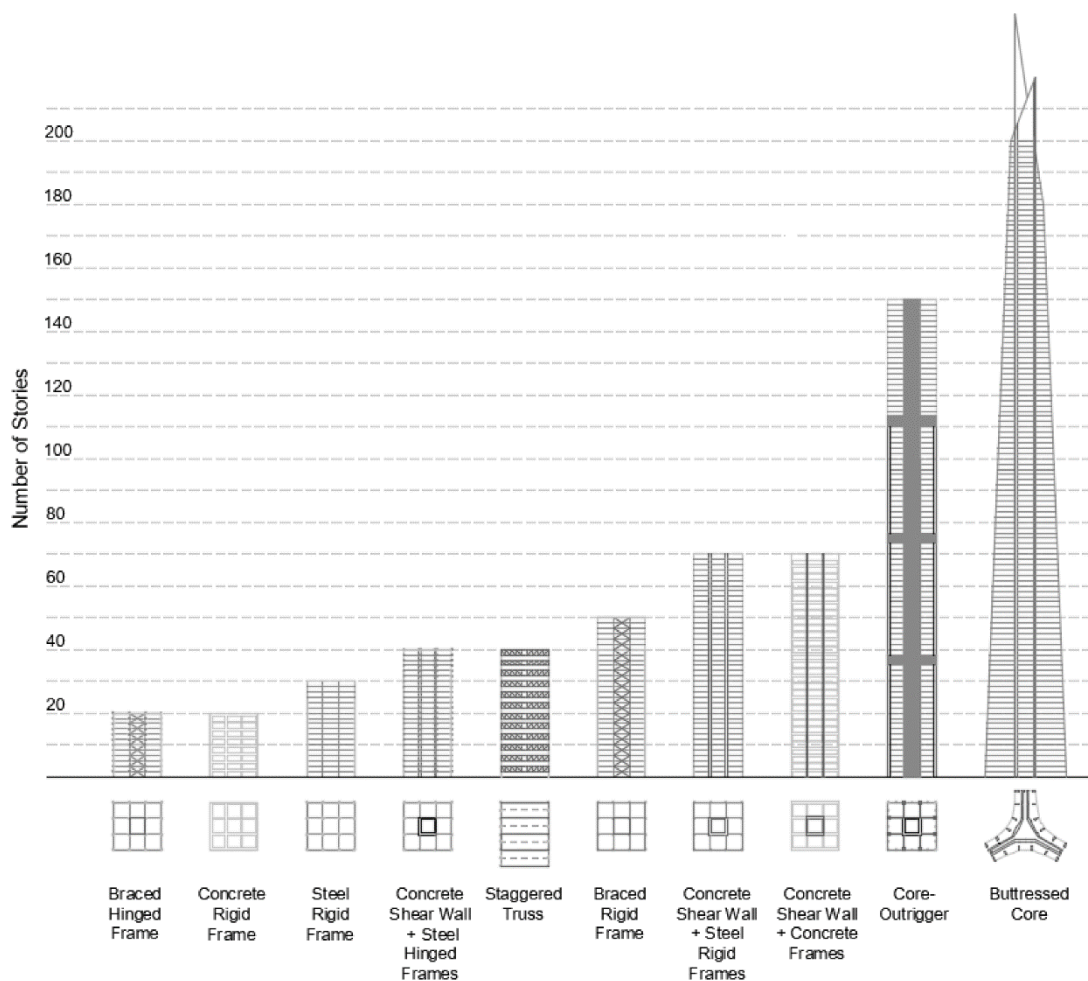
Εικόνα 3.9 Συντονισμένη μάζα απόσβεσης εντός του Ταϊπέι 101

3.6 Χαρακτηριστικά δομικά συστήματα ψηλών κτιρίων

Υπάρχουν αρκετοί τύποι δομικών συστημάτων από δομικό χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τη δομή ψηλών κτιρίων. Αυτό οφείλεται στην εξέλιξη της τεχνολογίας και στη ραγδαία ανάπτυξη των λογισμικών που χρησιμοποιούνται για τις αναλύσεις τέτοιου είδους κατασκευών, όπως έχει αναφερθεί και στα προηγούμενα κεφάλαια. Τα διάφορα δομικά συστήματα που χρησιμοποιούνται επί του παρόντος για τον σχεδιασμό των ψηλών κτιρίων χωρίζονται σε δύο κατηγορίες, στα εσωτερικά και στα εξωτερικά δομικά συστήματα.

- Εσωτερικά δομικά συστήματα (Interior structures)

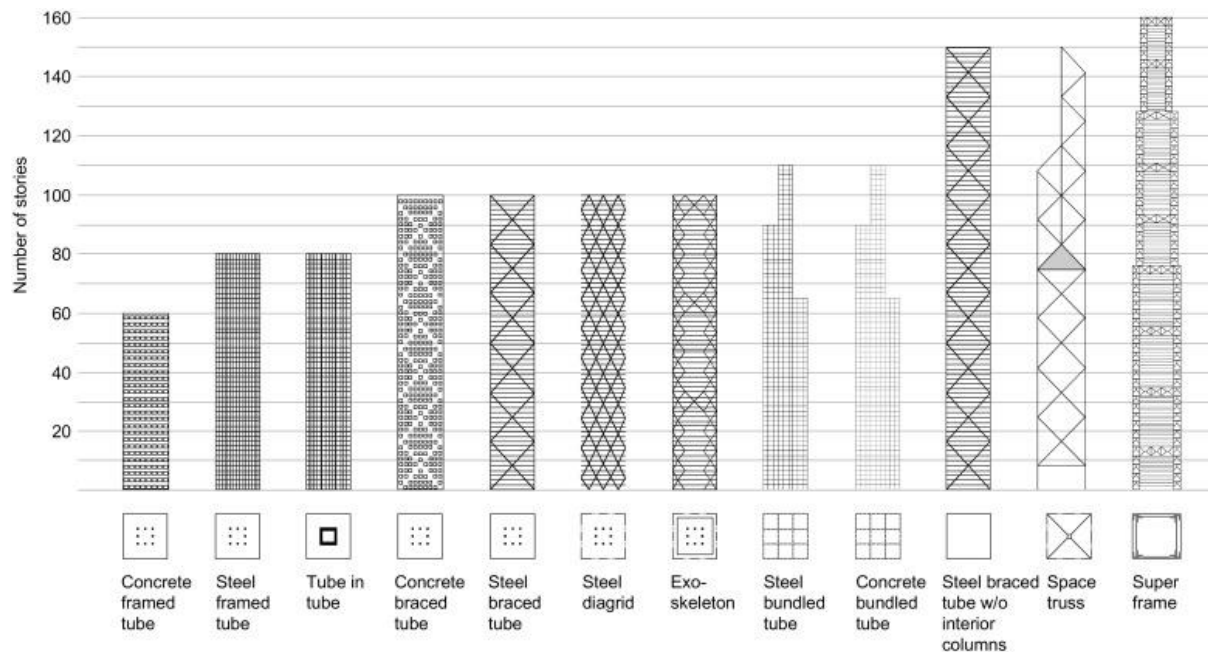
Ένα δομικό σύστημα κατηγοριοποιείται στα εσωτερικά, όταν τα δομικά στοιχεία που αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος των πλευρικών φορτίων βρίσκονται στο εσωτερικό του κτιρίου. Οι δύο βασικοί τύποι παραλαβής των πλευρικών φορτίων στην κατηγορία των εσωτερικών δομικών συστημάτων είναι το καμπτόμενο πλαίσιο και τα διατμητικά τοιχία.



Εικόνα 3.10 Εσωτερικά δομικά συστήματα

- Εξωτερικά δομικά συστήματα (Exterior structures)

Ένα δομικό σύστημα κατηγοριοποιείται στα εξωτερικά, όταν τα δομικά στοιχεία που αναλαμβάνουν ένα μεγάλο μέρος πλευρικών φορτίων βρίσκονται περιμετρικά του κτιρίου, σε αντίθεση με τα εσωτερικά. Είναι μια μέθοδος η οποία βρίσκει εφαρμογή συνήθως σε αρκετά ψηλές δομές κτιρίων, διότι εξασφαλίζεται περισσότερη δυσκαμψία στην κατασκευή έναντι των ισχυρών πλευρικών φορτίων που ασκούνται.



Εικόνα 3.11 Εξωτερικά δομικά συστήματα

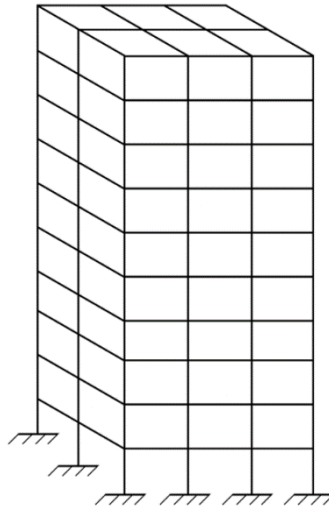
Από την οπτική του δομικού μηχανικού, η πρώτη προτεραιότητα στο σχεδιασμό ενός ψηλού κτιρίου είναι η μελέτη του πλευρικού συστήματος ευστάθειας, διότι η στατική ανάλυση επηρεάζεται κυρίως από τα πλευρικά φορτία τόσο του ανέμου όσο και του σεισμού. Ως εκ τούτου, μια δομή ορίζεται ως ψηλό κτίριο όταν η πλευρική ευστάθεια είναι η πρώτη προτεραιότητα στο σχεδιασμό της κατασκευής.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα συνηθέστερα χαρακτηριστικά δομικά συστήματα που χρησιμοποιούνται στις ψηλές δομές:

- Καμπτόμενα πλαίσια (Moment Resisting Frames)
- Διατμητικό πλαίσιο (Shear Wall – Frame Systems)
- Σωλήνας σε σωλήνα (Tube in Tube System)
- Ενισχυμένος σωλήνας (Braced tube)
- Δεσμοποιημένα σωληνοειδή συστήματα (Bundled tube)
- Σύστημα χωρικών δοκών (Space truss System)
- Σύστημα ζυγοστατών (Outrigger System)
- Αντιστηριζόμενος πυρήνας (Buttressed core)

3.6.1 Καμπτόμενα πλαίσια (Moment resisting frames)

Το καμπτόμενο πλαίσιο εντάσσεται στα εσωτερικά δομικά συστήματα και αποτελείται από ραβδωτά στοιχεία, δοκούς και υποστυλώματα, συνδεδεμένα άκαμπτα μεταξύ τους. Λόγω της άκαμπτης σύνδεσης των στοιχείων της κατασκευής, ο φορέας αντιστέκεται στα πλευρικά φορτία ανάλογα με την ακαμψία που παρέχουν τα μέλη του συστήματος.



Εικόνα 3.12 Καμπτόμενο πλαίσιο

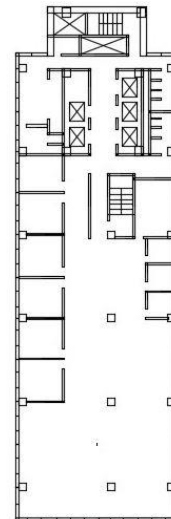
Τα μεταλλικά καμπτόμενα πλαίσια μετρούν αρκετές εκατοντάδες χρόνια. Οι μεταλλικές κατασκευές τέτοιου είδους πλαισίων, ξεκίνησαν στο Σικάγο στα τέλη του 19^{ου} αιώνα και συγκεκριμένα το 1885 με την κατασκευή του πρώτου ουρανοξύστη με το όνομα Home Insurance Building, συνολικού ύψους 42 m. Με αφορμή την ανέγερση αυτή, την εποχή εκείνη δημιουργήθηκε μια νέα τάση στην κατασκευή ψηλών κτιρίων με κυρίαρχο κατασκευαστικό υλικό το δομικό χάλυβα. Παρακάτω απεικονίζονται μερικά κτίρια που κατασκευάστηκαν με το δομικό σύστημα των καμπτόμενων πλαισίων.

Το παρακάτω κτίριο, Home Insurance Building, κατασκευάστηκε στο Σικάγο της Αμερικής και αποτελούσε λειτουργία γραφείων. Σχεδιάστηκε από το μηχανικό William Le Baron Jenney το 1884 και η κατασκευή του ολοκληρώθηκε το επόμενο έτος. Είχε ύψος 42 m, 10 ορόφους και το 1891 προστέθηκαν επιπλέον δύο όροφοι με το συνολικό ύψος του κτιρίου να φτάνει τα 55 m. Ύστερα από 46 χρόνια, από την ανέγερση του κτιρίου, το 1931, το κτίριο κατεδαφίστηκε. Υπήρξε για αρκετά χρόνια το πρώτο κτίριο στο οποίο χρησιμοποιήθηκε μεταλλικός σκελετός και παράλληλα θεωρείται ο πρώτος ουρανοξύστης στην ιστορία των μεταλλικών ψηλών κτιρίων.



Εικόνα 3.13 Home Insurance Building, Chicago, USA, 1885

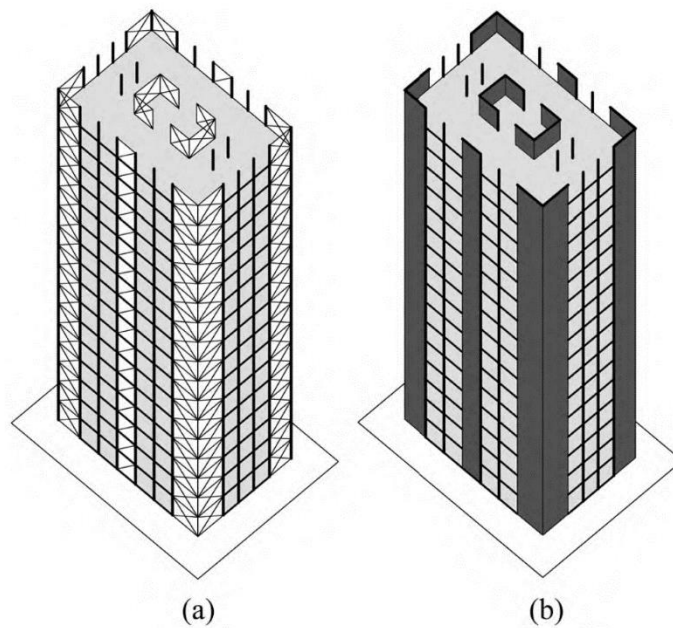
Το Lever House εδράζεται στο κέντρο του Μανχάταν, στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής. Σχεδιάστηκε από τους Gordon Bunshaft και Natalie de Blois και η κατασκευή του ολοκληρώθηκε το 1952. Έχει 21 ορόφους και το συνολικό του ύψος ανέρχεται στα 94 m. Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από δομικό χάλυβα και το κτίριο αποτελεί κύρια λειτουργία διαφημιστικών γραφείων.



Εικόνα 3.14 Lever House, New York, USA, 1952

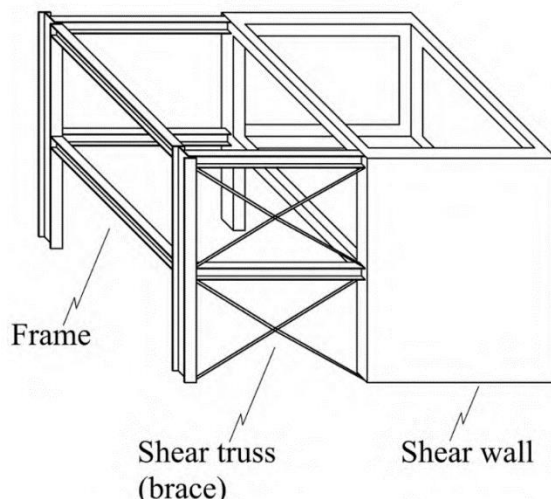
3.6.2 Διατμητικό πλαίσιο (Shear frame system)

Η μειωμένη αντοχή των άκαμπτων πλαισίων (rigid frames) σε κτίρια άνω των 25 ορόφων υπό τις δράσεις των πλευρικών φορτίων, ώθησε στην ενίσχυσή τους με μεταλλικούς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (braces) αν πρόκειται για μεταλλικές κατασκευές ή με διατμητικά τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος (shear walls) για κατασκευές από σκυρόδεμα. Το διατμητικό πλαίσιο ανήκει στην κατηγορία των εσωτερικών δομικών συστημάτων και αποτελείται από διατμητικά τοιχία ή συνδέσμους δυσκαμψίας, τοποθετημένα κάθετα μεταξύ τους. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται σε ψηλά κτίρια με σκοπό τη μείωση της πλευρικής μετακίνησης της κατασκευής, ως προς τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, λόγω των οριζόντιων φορτίσεων του ανέμου και του σεισμού.



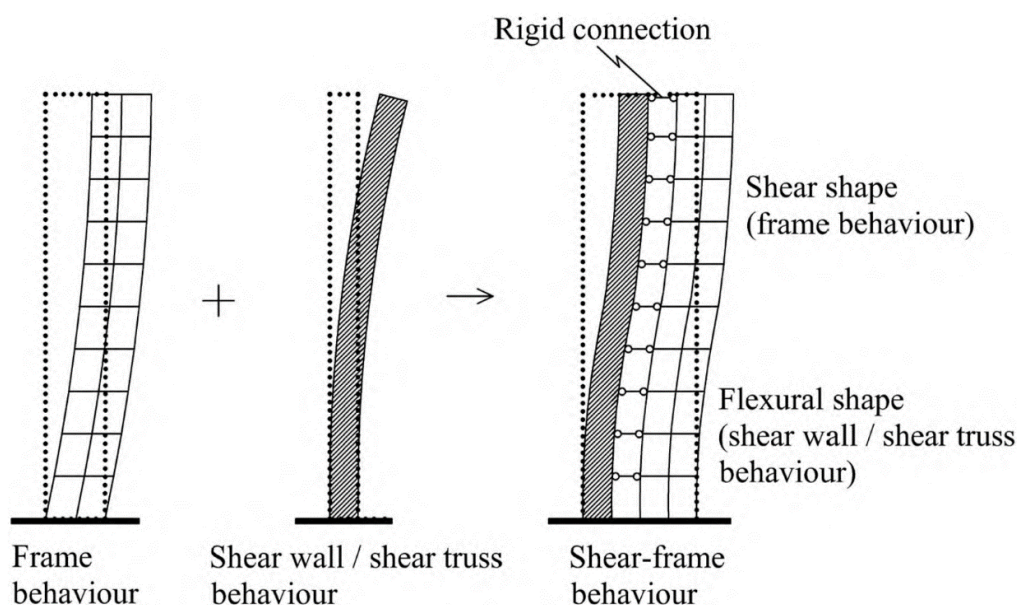
Εικόνα 3.15 (a) Πλαίσιο συνδέσμων δυσκαμψίας, (b) Πλαίσιο διατμητικών τοιχίων

Το άκαμπτο πλαίσιο (rigid frame) όπως και το διατμητικό με χαλύβδινους συνδέσμους δυσκαμψίας (braced frame) αλλά και το πλαίσιο με διατμητικά τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος (shear walled frame), παρουσιάζονται στην ακόλουθη εικόνα.



Εικόνα 3.16 Άκαμπτο πλαίσιο, πλαίσιο συνδέσεων δυσκαμψίας, πλαίσιο διατμητικών τοιχίων

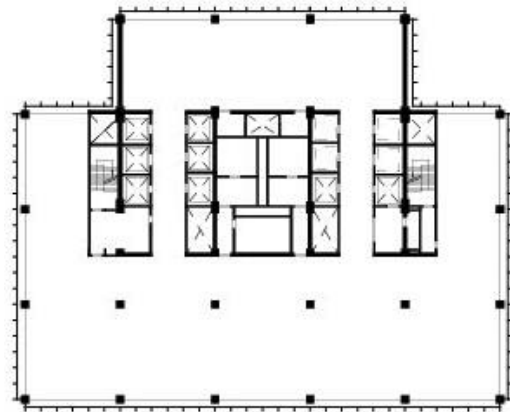
Τα άκαμπτα πλαίσια αντιστέκονται στα πλευρικά φορτία απορροφώντας την ενέργεια μέσω της ολκιμότητάς τους, δημιουργώντας έτσι αρκετά ισχυρές πλευρικές παραμορφώσεις οι οποίες μειώνονται σε μεγάλο βαθμό με την προσθήκη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας ή διατμητικών τοιχίων.



Εικόνα 3.17 Συμπεριφορά του διατμητικού πλαισίου υπό τη δράση πλευρικών φορτίων

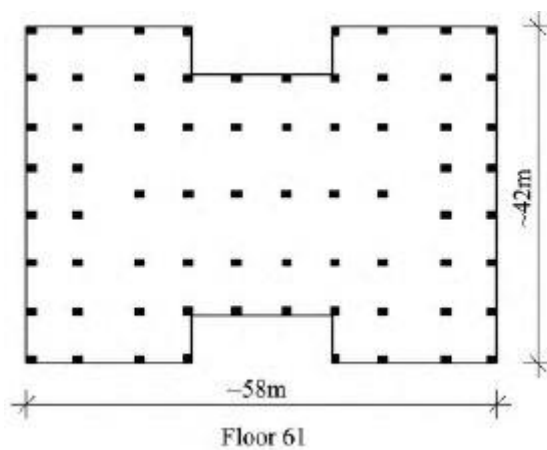
Μερικές από τις εφαρμογές του δομικού συστήματος των διατμητικών πλαισίων, παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες. Το Seagram Building, βρίσκεται στη Νέα Υόρκη με ύψος 157 m, 38 ορόφους και σχεδιάστηκε από τον μηχανικό Ludwig Mies van der Rohe. Το κτίριο συνδυάζει ένα πλαίσιο από χαλύβδινο σκελετό και ένα μέρος του πυρήνα κατασκευασμένο από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα, για την κατασκευή

του πυρήνα χρησιμοποιήθηκαν διατμητικά τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος, έως τον 17^ο όροφο, ενώ στους ανώτερους ορόφους μέχρι και την οροφή προστέθηκε διαγώνια ενίσχυση με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, για τον περιορισμό των πλευρικών μετακινήσεων. Η κατασκευή ολοκληρώθηκε το 1958.



Εικόνα 3.18 Seagram Building, New York, USA, 1958

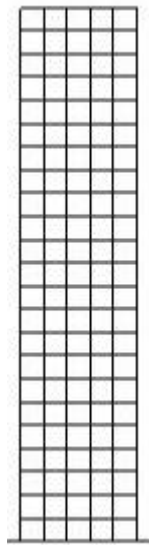
Το Empire State Building, βρίσκεται στη Νέα Υόρκη, σχεδιάστηκε από τους Shreve Lamb & Harmon Associates και η κατασκευή του ολοκληρώθηκε το 1931, όπου και την ίδια χρονία κατέκτησε τον τίτλο «Το ψηλότερο κτίριο του κόσμου» για αρκετά χρόνια έως το 1972. Διαθέτει 102 ορόφους και το συνολικό του ύψος ανέρχεται στα 381 m. Δομικό σύστημα της κατασκευής αποτελεί το διατμητικό πλαίσιο με την προσθήκη συνδέσμων δυσκαμψίας, ενώ κύριο κατασκευαστικό υλικό της κατασκευής αποτελεί ο χάλυβας.



Εικόνα 3.19 Empire State Building, New York, USA, 1931

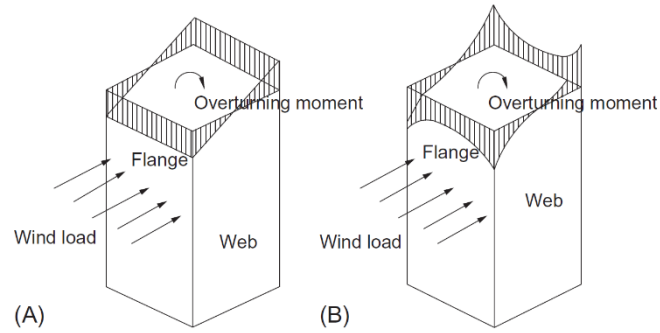
3.6.3 Σωλήνας σε σωλήνα (Tube in tube system)

Το δομικό σύστημα “tube in tube” αποτελεί εξέλιξη του σωληνοειδούς πλαισίου (framed tube). Το σωληνοειδές πλαίσιο (framed tube) είναι ένα δομικό σύστημα αρκετά διαδεδομένο στις κατασκευές ψηλών κτιρίων και αποτελεί στοιχειώδη μορφή του σωληνοειδούς συστήματος. Ένα από τα χαρακτηριστικά του στοιχείου είναι η πύκνωση που παρατηρείται στα περιμετρικά υποστυλώματα του κτιρίου, ανά 1,5 – 4,5 m, συνδεδεμένα άκαμπτα με υψίκορμες δοκούς μορφής I, σχηματίζοντας έτσι ένα δύσκαμπτο πλαίσιο. Το παρόν δομικό σύστημα προσφέρει ακαμψία και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις της κατασκευής και αντιστέκεται στη ροπή ανατροπής.



Εικόνα 3.20 Σωληνοειδές πλαίσιο

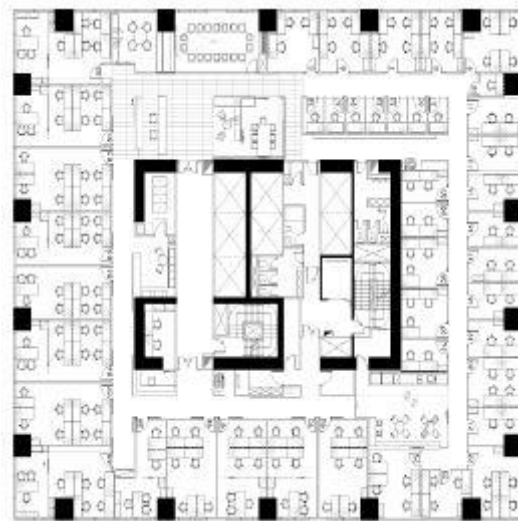
Όσον αφορά την πλευρική φόρτιση, τα περιμετρικά πλαίσια που είναι παράλληλα στη διεύθυνση των φορτίων λειτουργούν ως κορμός, ενώ τα πλαίσια που είναι κάθετα στη διεύθυνση των φορτίων λειτουργούν ως πέλμα. Στο εν λόγω δομικό σύστημα, τα γωνιακά υποστυλώματα υστερούν σε σχέση με τα υπόλοιπα περιμετρικά, διότι καταπονούνται περισσότερο από τις αξονικές δυνάμεις. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται διατμητική υστέρηση (shear lag), σύμφωνα με το οποίο οι τάσεις κατανέμονται μη γραμμικά ως προς τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του κτιρίου. Η τοποθέτηση μεταλλικών ορθογωνικών υποστυλωμάτων μεγάλων διαστάσεων περιμετρικά του κτιρίου, συμβάλλει θετικά στην ακαμψία της κατασκευής καθώς ο σχεδιασμός της έχει στόχο τη μείωση του φαινομένου της διατμητικής υστέρησης και τη λειτουργία του κτιρίου ως πρόβολος.



Εικόνα 3.21 Διατμητική υστέρηση στο σωληνοειδές σύστημα

Το σύστημα σωλήνας σε σωλήνα (tube in tube) έχει τα ίδια χαρακτηριστικά με το απλό “framed tube”, με μόνη διαφορά την προσθήκη ενός επιπλέον σωλήνα στο εσωτερικό του κτιρίου, ο οποίος είναι ενισχυμένος με διαγώνια μεταλλικά στοιχεία ή με διατμητικά τοιχεία, αν πρόκειται για μεταλλική κατασκευή ή κατασκευή από σκυρόδεμα, αντίστοιχα. Στόχος αυτής της ενίσχυσης είναι η αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου έναντι πλευρικών φορτίων.

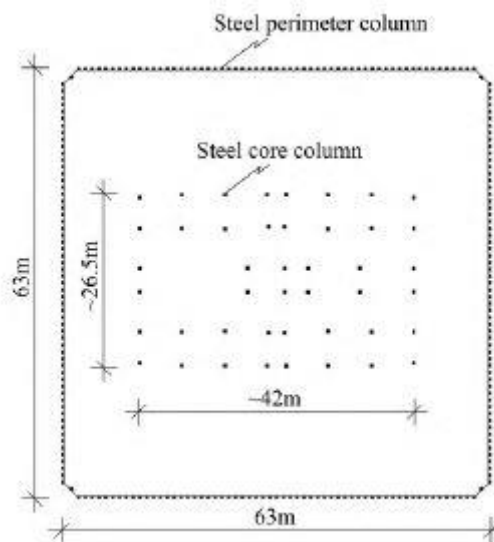
Παράδειγμα εφαρμογής του συστήματος “framed tube” αποτελεί το Aon Center στο Σικάγο, 83 ορόφων και συνολικού ύψους 346 m. Σχεδιάστηκε από τον αρχιτέκτονα Edward Durell Stone και η κατασκευή του υλοποιήθηκε το 1973. Η κύρια λειτουργία του κτιρίου είναι η χρήση γραφείων.



Εικόνα 3.22 Aon Center, Chicago, USA, 1973

Χαρακτηριστικό παράδειγμα εφαρμογής του δομικού συστήματος “tube in tube” είναι το World Trade Center, γνωστό και ως Δίδυμοι Πύργοι, στη Νέα Υόρκη, το οποίο ήταν από τις πρώτες δομές που χρησιμοποιήθηκε αυτό το σύστημα, ύψους 415 m και 417 m και 110 ορόφων. Οι πύργοι σχεδιάστηκαν από τους Minoru Yamasaki και Emery Roth & Sons και το έργο ολοκληρώθηκε το 1973 όπου παρείχε υπηρεσίες γραφείων. Οι πύργοι είχαν πυρήνα από δομικό χάλυβα, ο οποίος είχε 47 υποστυλώματα σταθερών αποστάσεων μεταξύ τους.

Την 11^η Σεπτεμβρίου 2001, ύστερα από ένα οργανωμένο χτύπημα τρομοκρατών με αεροσκάφη στους Δίδυμους Πύργους, οι Πύργοι κατεδαφίστηκαν μερικώς με αποτέλεσμα αμέτρητος αριθμός του πλήθους να χάνει τη ζωή του.

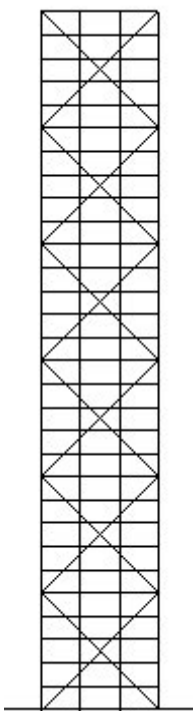


Εικόνα 3.23 World Trade Center (Twin Towers), New York, USA, 1973

3.6.4 Ενισχυμένος σωλήνας (Braced tube system)

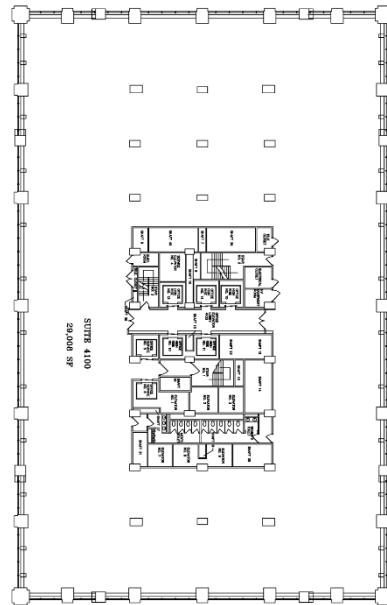
Η πυκνή απόσταση των περιμετρικών υποστυλωμάτων του κτιρίου στο σωληνοειδές πλαίσιο (framed tube), περιορίζει την εξωτερική όψη από το εσωτερικό του κτιρίου. Προκειμένου να επιτευχθεί η αύξηση των αποστάσεων μεταξύ των στήλων, ο μηχανικός Fazlur Rahman Khan πρότεινε την ενίσχυση του απλού σωληνοειδούς πλαισίου (framed tube) μέσω μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας, με την καινοτομία αυτή να ακούει στο όνομα ενισχυμένο σωληνοειδές πλαίσιο (braced tube).

Το ενισχυμένο σωληνοειδές σύστημα (braced tube) ανήκει στην κατηγορία των εξωτερικών δομικών συστημάτων, το οποίο ενισχύεται με την προσθήκη διαγώνιων μεταλλικών στοιχείων προσφέροντας στο σύστημα τη συμπεριφορά του προβόλου. Η πλευρική αντίσταση του συστήματος εξασφαλίζεται με τα διαγώνια αυτά στοιχεία, τα οποία συμπεριφέρονται ως κεκλυμένα υποστυλώματα, αυξάνοντας τη δυσκαμψία και μειώνοντας το φαινόμενο της διατμητικής υστέρησης. Ακόμα, τα διαγώνια στοιχεία βοηθούν στην παραλαβή των φορτίων επιτρέποντας την υλοποίηση ψηλότερων δομών. Αυτή η μέθοδος αυξάνει την πλευρική ακαμψία της κατασκευής, παρέχοντας τη δυνατότητα αραίωσης των περιμετρικών υποστυλωμάτων, προσφέροντας περισσότερη θέα από το εσωτερικό του κτιρίου.



Εικόνα 3.24 Ενισχυμένος σωλήνας

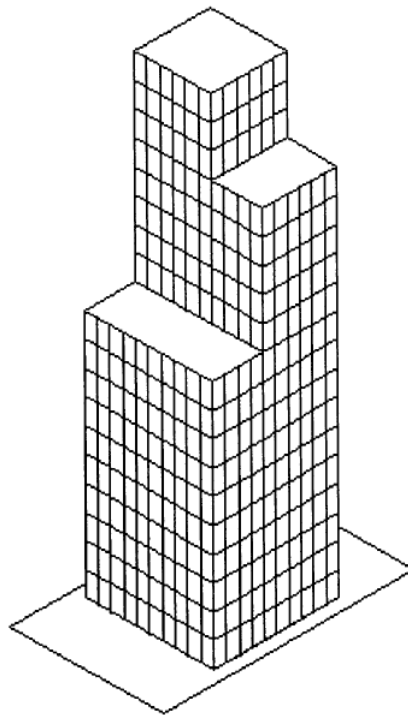
Ένα από τα γνωστά παραδείγματα εφαρμογής του ενισχυμένου σωληνοειδούς συστήματος, αποτελεί το John Hancock Center, στο Σικάγο. Σχεδιάστηκε από τον αρχιτέκτονα Bruce Graham και από τον πολιτικό μηχανικό Fazlur Rahman Khan, με την κατασκευή του να ολοκληρώνεται το 1969. Πρόκειται για ένα κτίριο 100 ορόφων, συνολικού ύψους 334 m με κύριο δομικό υλικό τον χάλυβα. Αξίζει να σημειωθεί ότι παρέχει υπηρεσίες γραφείων αλλά και κατοικίες στο εσωτερικό του.



Εικόνα 3.25 John Hancock Center, Chicago, USA, 1969

3.6.5 Δεσμοποιημένα σωληνοειδή συστήματα (Bundled tube system)

Το δεσμοποιημένο σωληνοειδές σύστημα (bundled tube) είναι ένα εξωτερικό δομικό σύστημα το οποίο αποτελείται από σωληνοειδή συστήματα ενωμένα μεταξύ τους, ώστε να παρέχουν τη λειτουργία ενός ενιαίου δομικού συστήματος. Όταν το ύψος του κτιρίου αυξάνεται σημαντικά, το σωληνοειδές πλαίσιο (framed tube) δεν επαρκεί για να αντισταθεί στα ισχυρά πλευρικά φορτία που προκύπτουν από τις δράσεις του σεισμού και του ανέμου, καθώς πρέπει να ισχύει μια ορθή αναλογία ύψους – πλάτους. Η προσθήκη πολλών “σωλήνων”, αυξάνει τη βάση της κατασκευής και μειώνει το φαινόμενο της διαμηττικής υστέρησης, διότι οι τάσεις διανέμονται με τον αριθμό των “σωλήνων” της κατασκευής. Με αυτόν τον τύπο συστήματος, οι πλευρικές δυνάμεις που δρούν στην κατασκευή καθώς και οι ροπές ανατροπής μειώνονται σημαντικά.



Εικόνα 3.26 Δεσμοποιημένο σωληνοειδές σύστημα

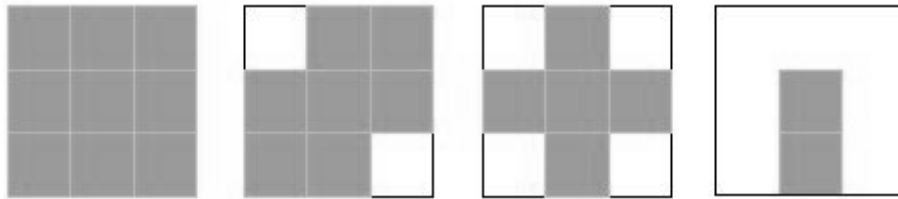
Για να επιτευχθούν ακόμα μεγαλύτερα ύψη στην κατασκευή, είναι δυνατό να προστεθούν διαγώνια μεταλλικά στοιχεία δυσκαμψίας, προκειμένου να παραλάβουν τις αξονικές τάσεις και να παρατηρηθεί σημαντική άυξηση της πλευρικής ακαμψίας. Αυτή η μέθοδος είναι κατάλληλη για ιδιαίτερες κατασκευές αρκετά ψηλών κτιρίων.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα εφαρμογής του δομικού συστήματος “bundled tube”, αποτελεί το Willis Tower, γνωστό και ως Sears Tower, στο Σικάγο. Πρόκειται για το κτίριο στο οποίο υλοποιήθηκε για πρώτη φορά το δεσμοποιημένο σωληνοειδές σύστημα. Σχεδιάστηκε από τον Bruce Graham, η κατασκευή του διήρκεσε 4 χρόνια και ολοκληρώθηκε το 1974. Πρόκειται για μια μεταλλική κατασκευή 108 επιπέδων, συνολικού ύψους 442 m που παρέχει υπηρεσίες γραφείων. Αποτελείται από 9 δεσμοποιημένα σωληνοειδή πλαίσια διαφορετικού ύψους,

ενωμένα μεταξύ τους. Το Willis Tower κατέκτησε τον τίτλο «Το ψηλότερο κτίριο του κόσμου» το 1974, τον οποίο και κράτησε για τα επόμενα 24 χρόνια (1974 – 1998).



Εικόνα 3.27 Willis Tower, Chicago, USA, 1974

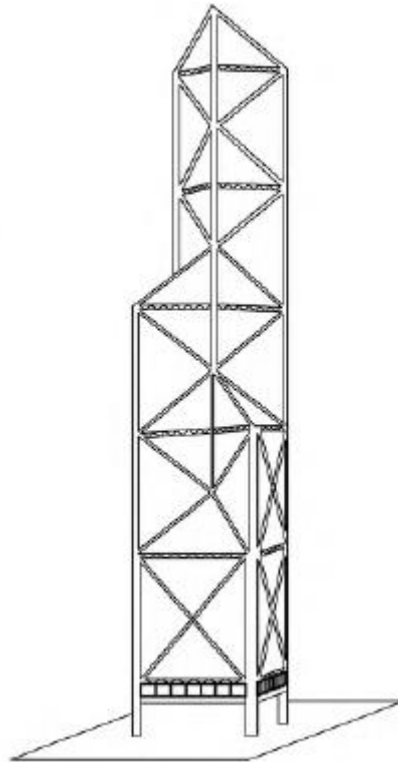


1 – 50 floor, 51 – 66 floor, 67 – 90 floor, 91 – 108 floor

Εικόνα 3.28 Κατόψεις ορόφων κτιρίου “Willis Tower” σε διαφορετικά ύψη

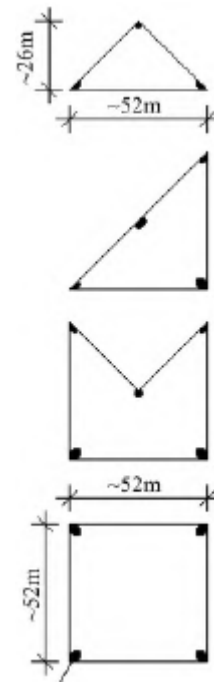
3.6.6 Σύστημα χωρικών δοκών (Space truss system)

Εξέλιξη του δομικού συστήματος των ενισχυμένων πλαισίων (braced tube) αποτελεί το σύστημα χωρικών δοκών (space truss system). Πρόκειται για ένα σύστημα που εμφανίζει αρκετά όμοια χαρακτηριστικά με το δομικό σύστημα “braced tube”, με τη μόνη διαφορά να εμφανίζεται στις διαγώνιες δοκούς, οι οποίες βρίσκονται και στο εσωτερικό του, σε αντίθεση με το “braced tube” που τοποθετούνται περιμετρικά του κτιρίου.

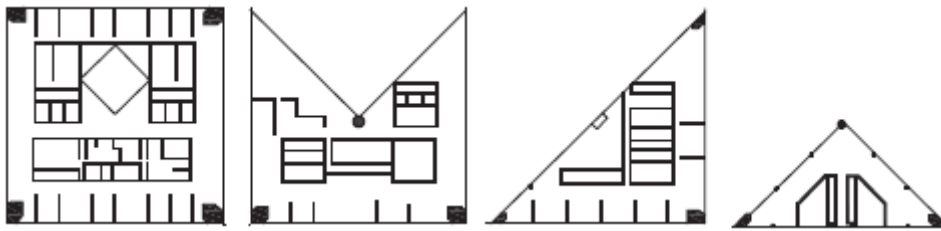


Εικόνα 3.29 Σύστημα χωρικών δοκών

Ένα γνωστό παράδειγμα εφαρμογής του δομικού συστήματος των χωρικών δοκών απαρτίζει το κτίριο Bank of China, το οποίο εδράζεται στο Χονγκ Κονγκ της Κίνας, βασισμένο σε μια πρωτότυπη αρχιτεκτονική αισθητική. Σχεδιάστηκε από τον αρχιτέκτονα I.M. Pei και η κατασκευή του ολοκληρώθηκε το 1990. Το ύψος του κτιρίου ανέρχεται στα 367 m και διαθέτει 72 ορόφους. Η δομή του αποτελείται από 4 σύμμικτα εξαγωνικά περιμετρικά υποστυλώματα, διαφορετικού ύψους, ώστε τα φορτία να μεταφέρονται μέσω των μεταλλικών χωρικών δοκών στο έδαφος. Ήταν το ψηλότερο κτίριο στο Χόνγκ Κόνγκ και στην Ασία, μεταξύ των χρονολογιών 1990 – 1992, και υπήρξε το πρώτο σύνθετο σύστημα χωρικών δοκών.



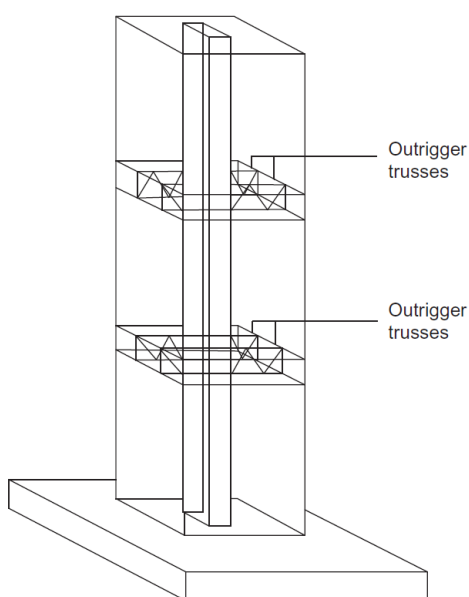
Εικόνα 3.30 Bank of China, Hong Kong, China, 1990



Εικόνα 3.31 Κατόψεις ορόφων κτιρίου “Bank of China” σε διαφορετικά ύψη

3.6.7 Σύστημα ζυγοστατών (Outrigger system)

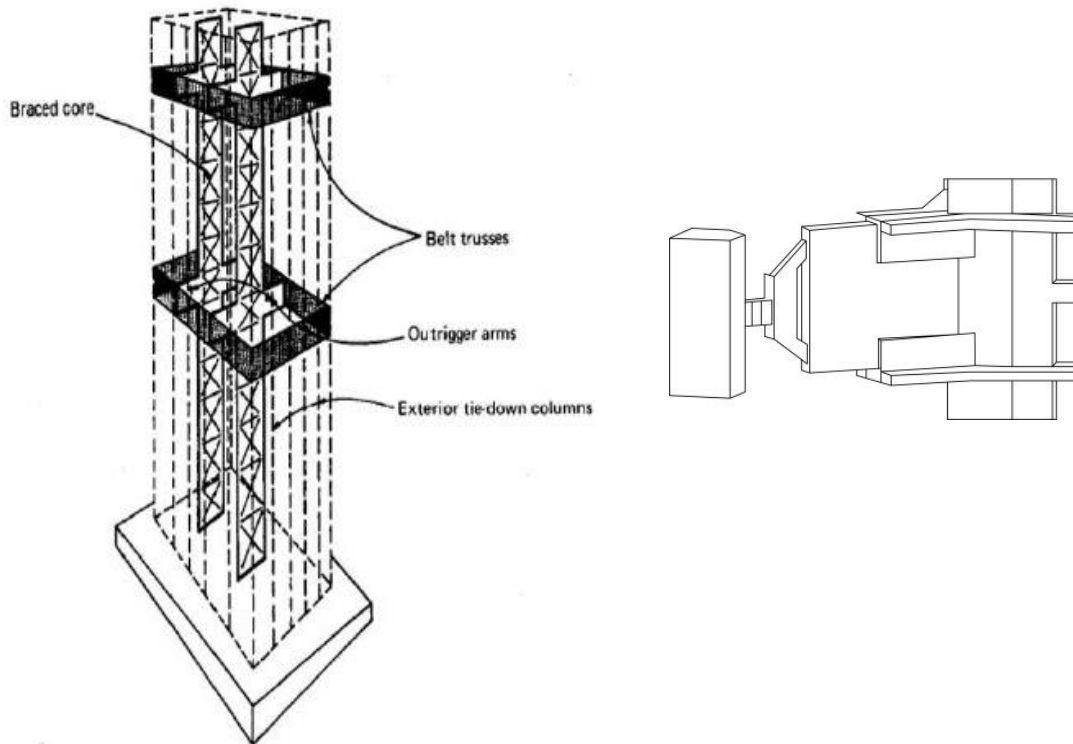
Το σύστημα ζυγοστατών (outrigger system) εντάσσεται στα εσωτερικά δομικά συστήματα και αποτελεί εξέλιξη του διατμητικού πλαισίου. Το συγκεκριμένο δομικό σύστημα αποτελείται από τους ζυγοστάτες, οι οποίοι τοποθετούνται σε συγκεκριμένους ορόφους και συνδέουν τα περιμετρικά υποστυλώματα του κτιρίου με τον ενισχυμένο – άκαμπτο πυρήνα. Αρκετές φορές, για να «κλειδώσει» η κατασκευή, στο σύστημα προστίθεται ένα περιμετρικό ζεύγος μεταλλικών ζωνών (belt trusses) στη μορφή δικτυώματος, που έχει ως κύρια λειτουργία την περίσφιξη του κτιρίου. Κυρίαρχο δομικό υλικό του συστήματος αυτού αποτελεί ο χάλυβας.



Εικόνα 3.32 Ενισχυμένο πλαίσιο με ζώνες περίσφιξης

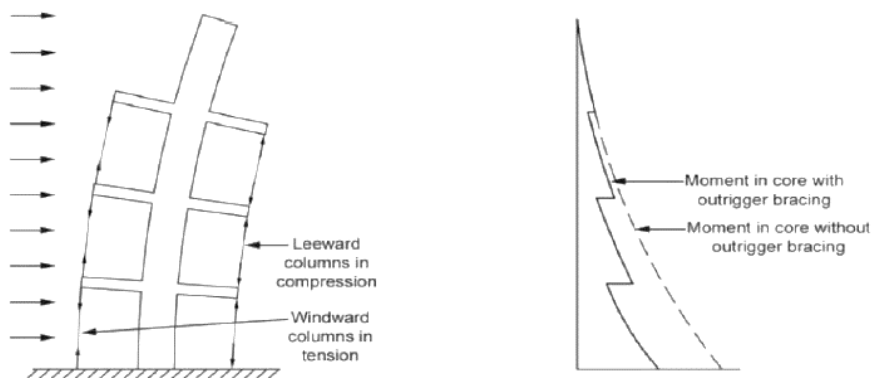
Οι ζυγοστάτες τοποθετούνται παράλληλα στη διεύθυνση των πλευρικών φορτίων και η κύρια λειτουργία τους είναι η αναδιανομή των τάσεων, εξαιτίας των πλευρικών δράσεων αλλά και η μεταφορά των αξονικών δυνάμεων στα περιμετρικά υποστυλώματα του κτιρίου. Σκοπός τους είναι ο περιορισμός των μετατοπίσεων της κατασκευής.

Οι ζώνες περίσφιξης τοποθετούνται περιμετρικά του κτιρίου κάνοντας την κατασκευή ακόμα πιο δύσκαμπτη. Η συνολική συμπεριφορά βελτιώνει αρκετά την πλευρική ακαμψία της κατασκευής έναντι των πλευρικών φορτίων, διότι λειτουργεί σαν πρόβολος.



Εικόνα 3.33 Σύστημα ζωνών περίσφιξης “belt trusses” και ζυγοστατών “outriggers”

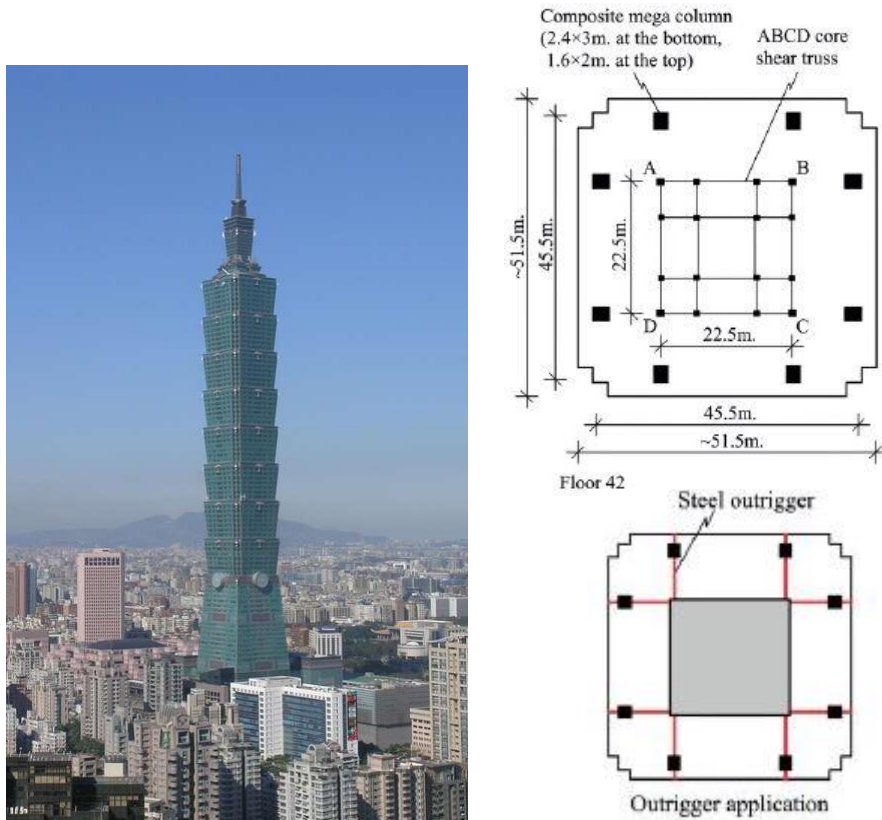
Το δομικό αυτό σύστημα χρησιμοποιείται κυρίως για τον αποτελεσματικό έλεγχο των μετατοπίσεων λόγω των πλευρικών δράσεων, ώστε κατά τη διάρκεια της πλευρικής φόρτισης, είτε λόγω ανέμου είτε λόγω σεισμού, οι δομικές βλάβες να μπορούν να περιοριστούν. Για πολώροφα κτίρια και συγκεκριμένα για αρκετά ψηλές κατασκευές που βρίσκονται σε ενεργές σεισμικές ζώνες και σε περιοχές με κυρίαρχο φορτίο τον άνεμο, το σύστημα αυτό αποτελεί κατάλληλη επιλογή.



Εικόνα 3.34 Συμπεριφορά συστήματος ζυγοστατών έναντι πλευρικών φορτίων

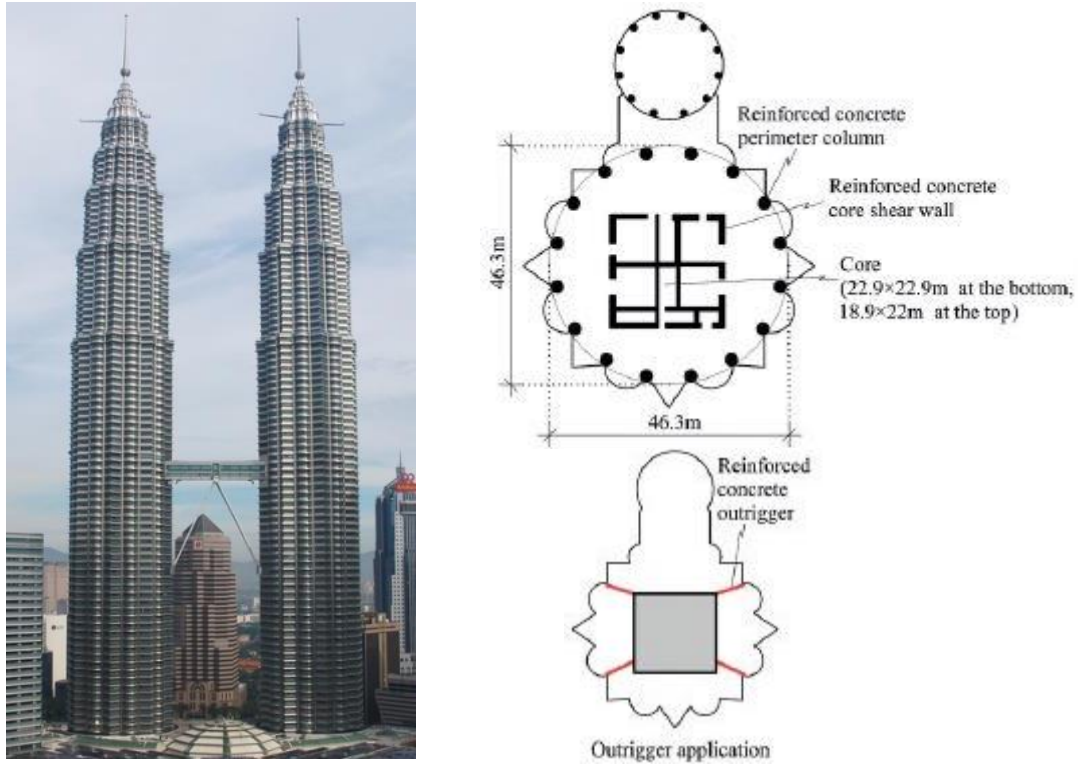
Παραδείγματα εφαρμογής του συγκεκριμένου δομικού συστήματος των ζυγοστατών με ζώνες περίσφιξης αποτελούν τα κτίρια Taipei 101, Petronas Towers και το Shanghai World Financial

Center. Το Taipei 101, βρίσκεται στην Ταϊβάν και συγκεκριμένα στην Ταϊπέι και η ολοκλήρωση της κατασκευής του υλοποιήθηκε το 2004. Υπήρξε το ψηλότερο κτίριο του κόσμου έως το 2010, με 101 ορόφους, συνολικού ύψους 508 m και περιέχει μεταλλικούς ζυγιστάτες και σύμμικτα δομικά στοιχεία.



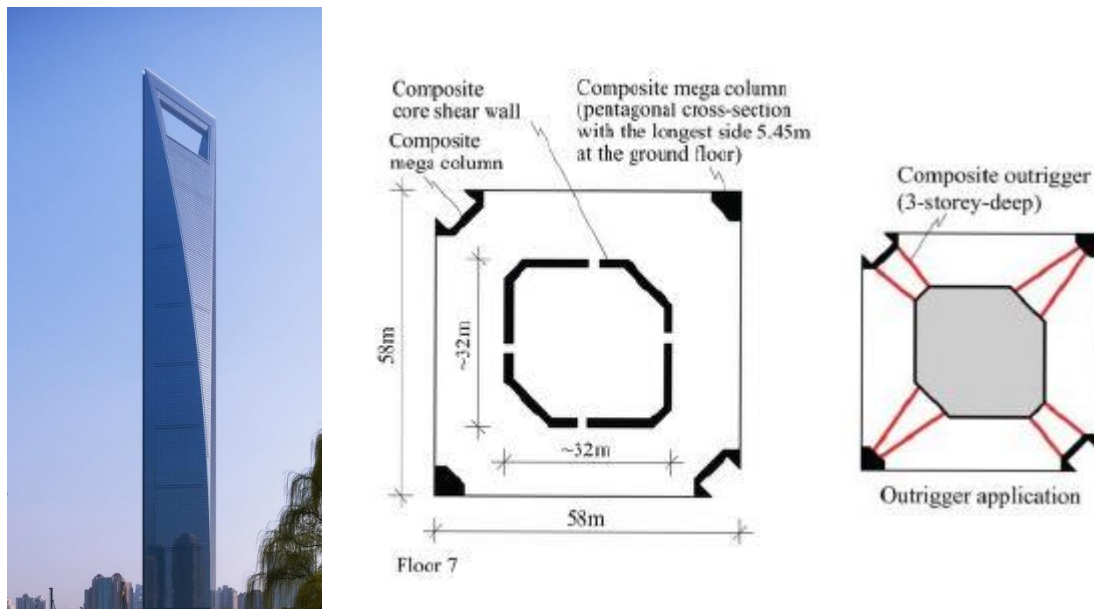
Εικόνα 3.35 Taipei 101, Taipei, Taiwan, 2004

Ένα άλλο παράδειγμα εφαρμογής του συστήματος είναι οι Petronas Towers, που εδράζονται στην πόλη Κουάλα Λουμπούρ της Μαλαισίας. Είναι κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα στα οποία χρησιμοποιούνται συστήματα μεταλλικών ζυγιστάτων (outriggers). Αποτελούνται από 82 ορόφους και το ύψος τους φτάνει τα 452 m. Ήταν οι πρώτοι ψηλότεροι πύργοι στον κόσμο που κατασκευάστηκαν εκτός των Ηνωμένων Πολιτειών της Αμερικής.



Εικόνα 3.36 Petronas Towers, Kuala Lumpur, Malaysia, 1998

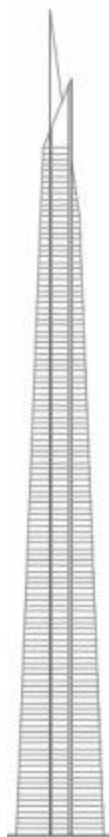
Ακόμα ένα αρκετά ψηλό κτίριο του δομικού συστήματος των ζυγοστατών είναι το Shanghai World Financial Center, που βρίσκεται στη Σαγκάη, ύψους 492 m και 101 ορόφων.



Εικόνα 3.37 Shanghai World Financial Center, Shanghai, China, 2008

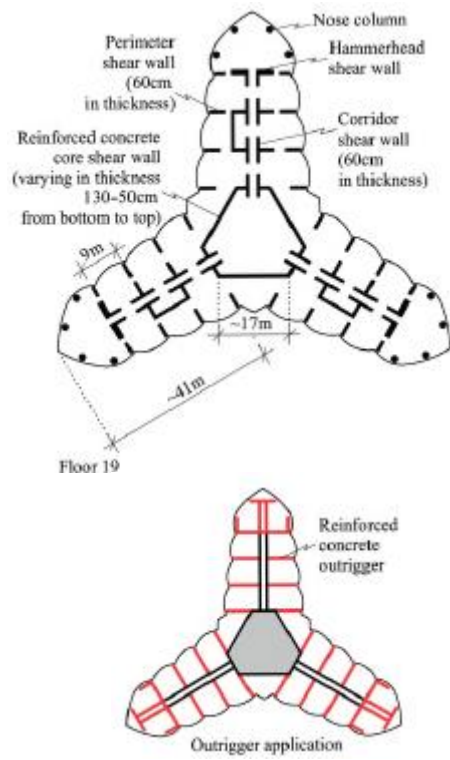
3.6.8 Αντιστηριζόμενος πυρήνας (Buttressed core)

Το δομικό σύστημα του αντιστηριζόμενου πυρήνα (buttressed core) εντάσσεται στα εσωτερικά δομικά συστήματα και αποτελεί καινοτομία στις σύγχρονες κατασκευές πολύ ψηλών κτιρίων. Εφαρμόστηκε για την κατασκευή του ψηλότερου κτιρίου του κόσμου, έως σήμερα, στο γνωστό αξιοθέατο του Ντουμπάι, Burj Khalifa. Η κάτοψη του συστήματος αυτού, έχει τρεις άξονες στη μορφή «Υ» που επιτρέπουν μεγαλύτερα ανοίγματα, περισσότερη θέα και ταυτόχρονα μειώνουν σημαντικά τις επιδράσεις του ανέμου στην κατασκευή. Βασικό χαρακτηριστικό του δομικού συστήματος, αποτελεί ο εξαγωνικός αντιστηριζόμενος πυρήνας από πτέρυγες διατμητικών τοιχίων και ζυγοστάτες, προσφέροντας μεγάλη πλευρική και στρεπτική ακαμψία στο κτίριο. Οι πτέρυγες αποτελούνται από διατμητικά τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος, έχουν τη λειτουργία ζυγοστατών και συνδέονται με την περίμετρο της κατασκευής.



Εικόνα 3.38 Αντιστηριζόμενος πυρήνας

Συγκεκριμένα, το Burj Khalifa, εδράζεται στο Ντουμπάι και η κατασκευή του ολοκληρώθηκε το 2010. Διαθέτει 163 ορόφους με το συνολικό ύψος της κατασκευής να ανέρχεται στα 828 m. Σχεδιάστηκε από τις εταιρείες SOM, Hyder Consulting και πρόκειται για το ψηλότερο κτίριο του κόσμου, έως σήμερα. Το 2010 κατέκτησε τους τίτλους «Το ψηλότερο κτίριο του κόσμου» και «Το ψηλότερο κτίριο 2010, Μέση Ανατολή και Αφρική» του CTBUH. Οι πτέρυγες εκτείνονται σε διαφορετικά υψόμετρα η κάθε μια, με στόχο την αύξηση του ύψους της κατασκευής και ταυτόχρονα τον περιορισμό των δράσεων του ανέμου.



Εικόνα 3.39 Burj Khalifa, Dubai, U.A.E, 2010

Κεφάλαιο 4

Δράσεις επί των κατασκευών

4.1 Μόνιμες δράσεις (G)

Οι μόνιμες δράσεις, η αλλιώς (Dead loads), είναι το άθροισμα των κατακόρυφων φορτίων που ασκούνται σε μια κατασκευή καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα). Στον Ευρωκώδικα 1 υπάρχουν αναλυτικοί πίνακες με τις χαρακτηριστικές τιμές της πυκνότητας αρκετών υλικών.

4.2 Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις (Q)

Οι μεταβλητές δράσεις, η αλλιώς (Live loads), είναι τα κατακόρυφα φορτία που εφαρμόζονται σε ποικίλα σημεία σε μια κατασκευή κατά τη διάρκεια ζωής της και έχουν συγκεκριμένες τιμές, ανάλογα με τη χρήση της κατασκευής. Στις μεταβλητές δράσεις περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου 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 προσδιορίζονται στατιστικά και οι τιμές εφαρμογής τους δίνονται από τους κανονισμούς. Οι τιμές των φορτίων φαίνονται στους παρακάτω πίνακες, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.

Πίνακας 4.1 Κατηγοριοποίηση στεγών

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Πίνακας 4.2 Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας H

Στέγη	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία H	0,5	1,0

Πίνακας 4.3 Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι για οικιακές δραστηριότητες	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υποδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροιστούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B και D)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ, π.χ. σχολικοί χώροι, 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 κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.
		C4: Χώροι για πιθανές κινητικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές.
		C5: Χώροι προοριζόμενοι για 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.
		D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

Τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης δίνονται στον ακόλουθο πίνακα, όπως προτείνεται στο Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1.

Πίνακας 4.4 Επιβαλλόμενα φορτία σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ1

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α και Κατηγορία Β		
Δάπεδα	2,0	2,0
Σκάλες	3,5	2,0
Εξώστες	5,0	3,0
Κατηγορία C		
C1	3,0	3,0
C2	5,0	4,0
C3	5,0	4,0
C4	5,0	4,0
C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
D1	5,0	4,0
D2	5,0	4,0

4.3 Φορτίο χιονιού (S)

Το φορτίο χιονιού, η αλλιώς (Snow loads), κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες. Είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατούν υψηλές θερμοκρασίες και αρκετές χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη, εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k , για περίοδο επαναφοράς 50 ετών, δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 – Μέρος 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

Ζώνη I ($s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$) : Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

Ζώνη II ($s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$) : Υπόλοιπη χώρα.

Ζώνη III ($s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$) : Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m² συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right)$$

όπου:

$s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. Για $A = 0$), σε kN/m^2

A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m

Το φορτίο χιονιού s που ασκείται επί της στέγης, θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

όπου:

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού, υπολογιζόμενος κατά περίπτωση

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1
Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

– Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0,8$

– Για κατασκευές προστατευόμενες (από κτίρια ή δένδρα) $C_e = 1,2$

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

Οι συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού στις μονοκλινείς στέγες, για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, δίνονται παρακάτω.

Πίνακας 4.5 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού για μονοκλινείς στέγες

Κλίση της στέγης α	Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού μ_i
$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	0,80
$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$0,80 \cdot (60 - \alpha) / 30$
$\alpha \geq 60^\circ$	0,00

Στο παρόν κτίριο δεν λήφθηκε υπόψη το φορτίο χιονιού καθώς δώθηκε έμφαση στις πλευρικές δράσεις που παρουσιάζονται στις παρακάτω ενότητες.

4.4 Δράσεις ανέμου (W)

Οι δράσεις του ανέμου, η αλλιώς (Wind loads), είναι ένα ιδιαίτερα σημαντικό φαινόμενο που δεν πρέπει να παραληφθεί κατά τον σχεδιασμό ψηλών κτιρίων, διότι στις ψηλές δομές τις περισσότερες φορές αποτελούν την κύρια φόρτιση σχεδιασμού. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες, πράγμα που σημαίνει ότι μπορεί να προκαλέσουν σημαντικές ταλαντώσεις με την πάροδο του χρόνου, αλλά και με την αύξηση του ύψους των κατασκευών παρατηρούνται ακόμα μεγαλύτερες. Για πολλές κατασκευές, όπως οι δύσκαμπτες, η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, με αποτέλεσμα τα φορτία του ανέμου να θεωρούνται ως στατικά. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της πίεσης του ανέμου είναι η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου, η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

4.4.1 Πίεση ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής

Η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες, w_e , μιας κατασκευής, δίνεται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

όπου:

$q_p(z_e)$	είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
z_e	είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση
c_{pe}	είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

4.4.2 Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής, $q_p(z)$, σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

όπου:

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II, και δίνεται από τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

όπου:

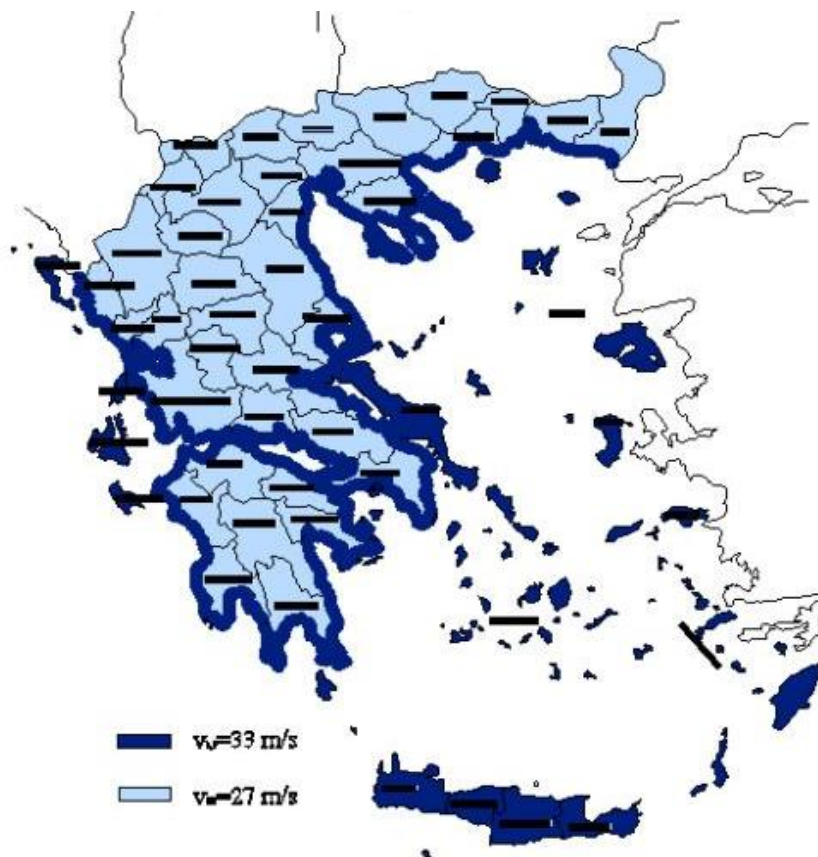
$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1,00)

c_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής (προτεινόμενη τιμή 1,00)

Σύμφωνα με την παρακάτω εικόνα, στο Εθνικό Προσάρτημα έχουν υιοθετηθεί οι εξής τιμές για τη θεμελιώδη τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου:

- Για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10 km από την ακτή, $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$
- Για την υπόλοιπη χώρα, $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$



Εικόνα 4.1 Χάρτης θεμελιώδους βασικής ταχύτητας του ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου, $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου, v_b , και θα προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους (προτεινόμενη τιμή 1,00)

Η ένταση του στροβιλισμού, $I_v(z)$, σε ύψος z ορίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{για} \quad z < z_{min}$$

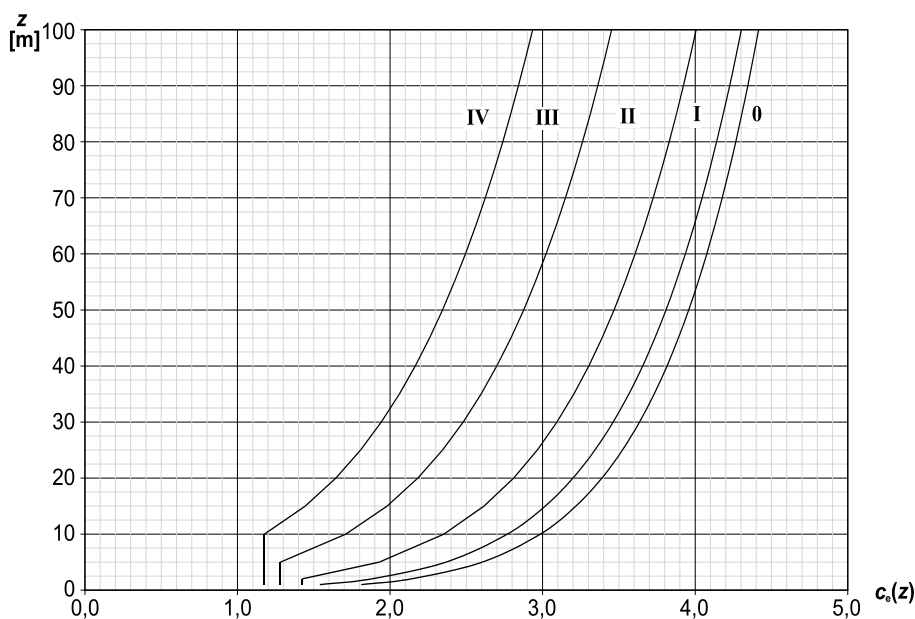
όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του συντελεστή που θα χρησιμοποιηθεί σε μια Χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα (προτεινόμενη τιμή 1,00)

c_o είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας, που δίνεται στον πίνακα 4.6

Για επίπεδο έδαφος όπου $c_o(z) = 1,00$, ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ δίνεται στο παρακάτω διάγραμμα ως συνάρτηση του ύψους πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.



Εικόνα 4.2 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_o = 1,0$, $k_I = 1,0$

4.4.3 Τραχύτητα εδάφους

Ο συντελεστής τραχύτητας, $c_r(z)$, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω:

- του ύψους πάνω από το έδαφος
- της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου

και ορίζεται από τις σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{για} \quad z \leq z_{min}$$

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

k_r είναι ο συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

όπου:

$z_{0,II} = 0,05$ m (κατηγορία εδάφους II)

z_{min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον παρακάτω πίνακα

z_{max} πρέπει να λαμβάνεται 200 m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα

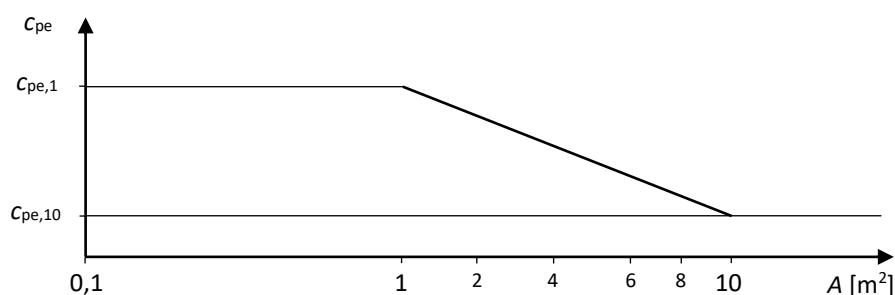
z_0, z_{min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται παρακάτω

Πίνακας 4.6 Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους		z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m	1,0	10

4.4.4 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κτίρια

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, c_{pe} , για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες A του 1 m^2 και 10 m^2 στους πίνακες, ανάλογα με τη διαμόρφωση του κτιρίου, ως $c_{pe,1}$ για τους τοπικούς συντελεστές, και $c_{pe,10}$ για τους καθολικούς συντελεστές, αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι οι τιμές για το $c_{pe,1}$ προορίζονται για τον σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων με επιφάνεια του στοιχείου 1 m^2 ή μικρότερη, όπως στοιχεία επικάλυψης και στέγασης. Οι τιμές για το $c_{pe,10}$ μπορούν να χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό του συνολικού φέροντα οργανισμού των κτιρίων.



Εικόνα 4.3 Προτεινόμενη διαδικασία προσδιορισμού του c_{pe} για κτίρια με φορτιζόμενη επιφάνεια A μεταξύ 1 m^2 και 10 m^2

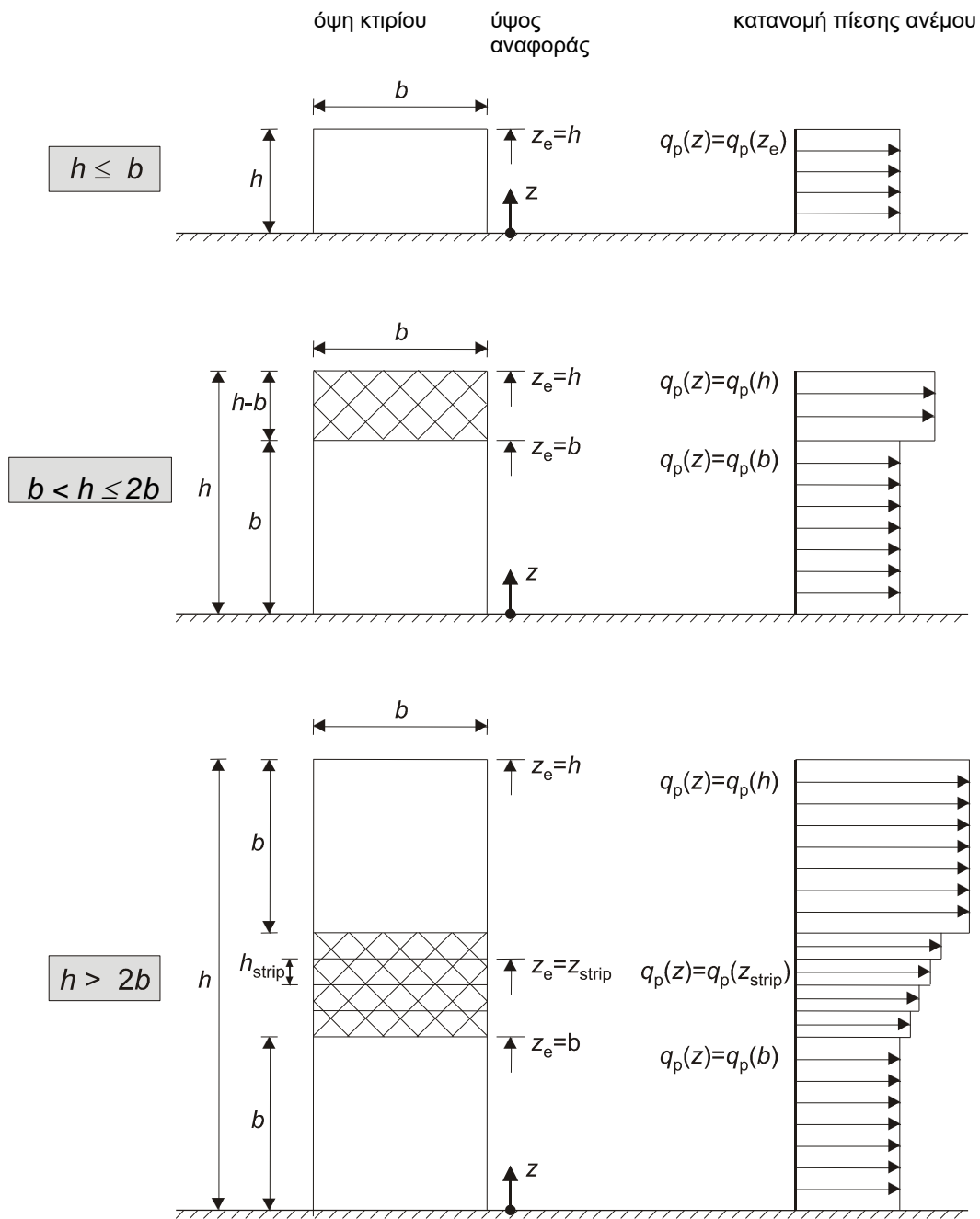
Το παραπάνω διάγραμμα βασίζεται στα ακόλουθα:

$$\text{για } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2 \quad c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A$$

4.4.5 Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

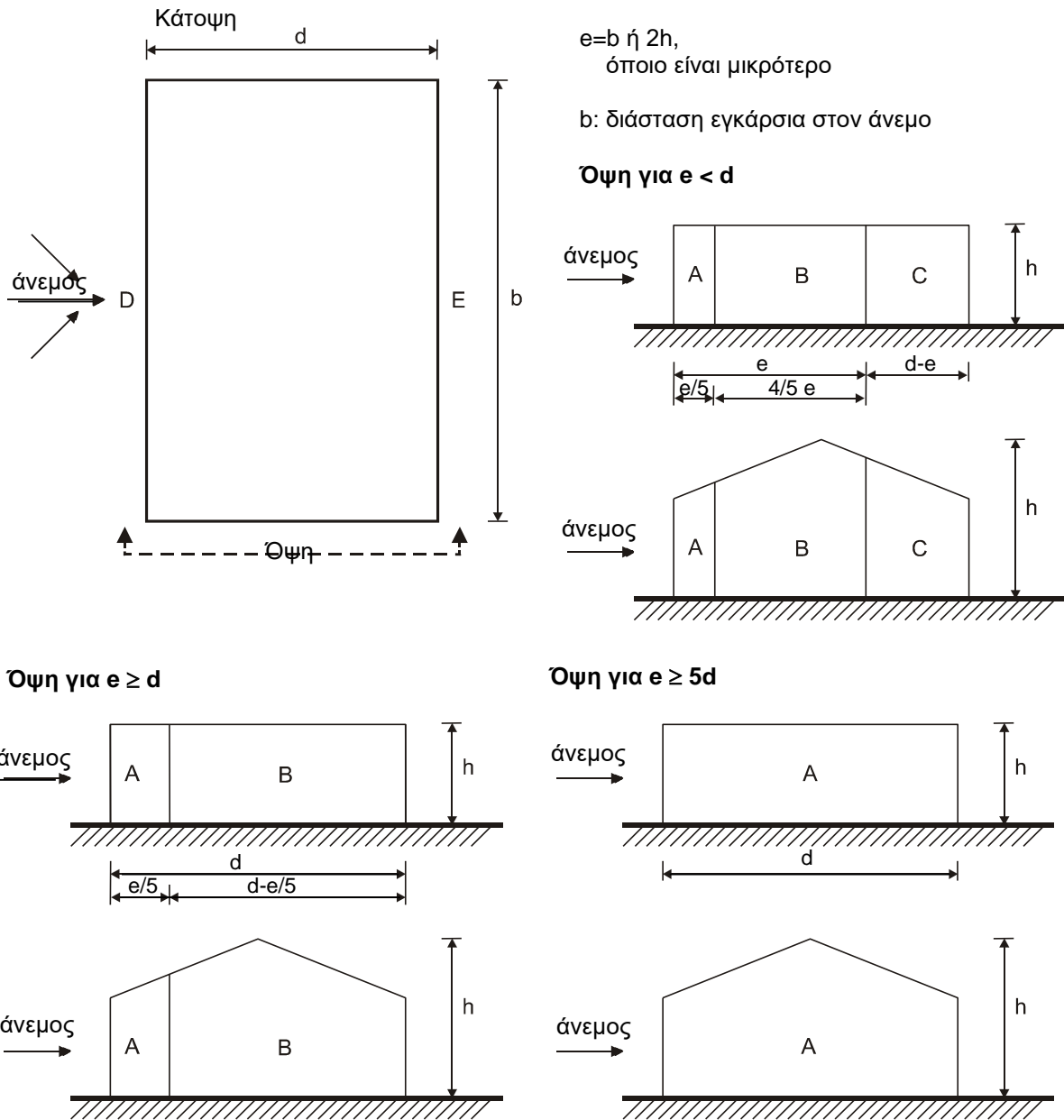
Τα ύψη αναφοράς, z_e , για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης, εξαρτώνται από το λόγο h/b και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Δίνονται στην ακόλουθη εικόνα για τις παρακάτω τρεις περιπτώσεις:

- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μικρότερο από b θα πρέπει να λαμβάνεται ως ένα τμήμα.
- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από b , αλλά μικρότερο από $2b$, μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από δύο τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο.
- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από $2b$ μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από πολλά τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b , ένα ανώτερο τμήμα εκτεινόμενο από την κορυφή και προς τα κάτω ύψους ίσου με b , και μια μεσαία περιοχή, μεταξύ του ανώτερου και κατώτερου τμήματος, η οποία μπορεί να διαιρεθεί σε οριζόντιες λωρίδες με ύψος h_{strip} όπως φαίνεται πιο κάτω.



Εικόνα 4.4 Ύψος αναφοράς, z_e , που εξαρτάται από τα h και b , και η αντίστοιχη κατανομή πιέσεων

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ για ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στην ακόλουθη εικόνα.



Εικόνα 4.5 Διαχωρισμός επιφανειών σύμφωνα με τις διαστάσεις του κτιρίου

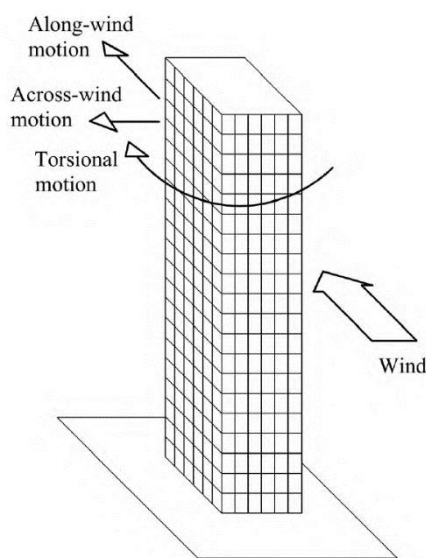
Πίνακας 4.7 Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
$h/d = 5$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
$h/d = 1$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$h/d \leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

4.4.6 Επίδραση του ανέμου στα ψηλά κτίρια

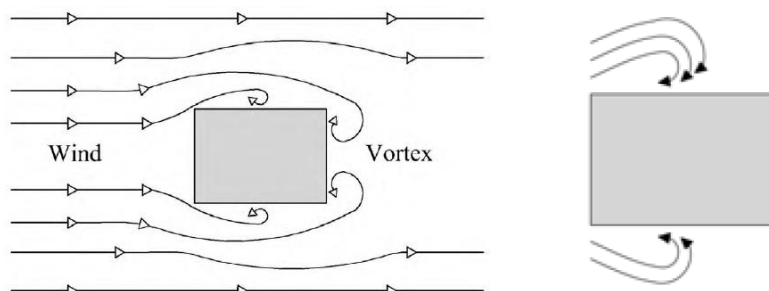
Στις μέρες μας, λόγω των εξελίξεων και των καινοτομιών που παρουσιάζουν τα δομικά συστήματα αλλά και λόγω της υλοποίησης σχεδιασμού ψηλών δομών με χρήση υλικών υψηλής αντοχής, οι κατασκευές γίνονται πιο ψηλές περιορίζοντας σημαντικά το συνολικό τους βάρος και κατά συνέπεια γίνονται πιο ευαίσθητες στα φορτία του ανέμου.

Η κίνηση του κτιρίου που προκαλείται από τον άνεμο χωρίζεται σε τρεις τύπους, στην κατά μήκος κίνηση, στην εγκάρσια κίνηση και στην στρεπτική κίνηση.



Εικόνα 4.6 Κινήσεις ψηλού κτιρίου υπό την επίδραση του ανέμου

- Κατά μήκος κίνηση: Η ταλάντωση του κτιρίου γίνεται στη διεύθυνση που είναι παράλληλη με τη διεύθυνση της δράσης του ανέμου, λόγω των διακυμάνσεων της ταχύτητας και της πίεσης του ανέμου, μεταξύ των προσόψεων της κατασκευής.
- Εγκάρσια κίνηση: Το κτίριο ταλαντώνεται κάθετα στη διεύθυνση του ανέμου. Αυτή η κίνηση οφείλεται στην διακοπή της ροής του ανέμου από την επιφάνεια του κτιρίου, με αποτέλεσμα τη δημιουργία στροβίλων που δρουν στις περιμετρικές πλευρές του κτιρίου. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται τυρβώδης ροή.



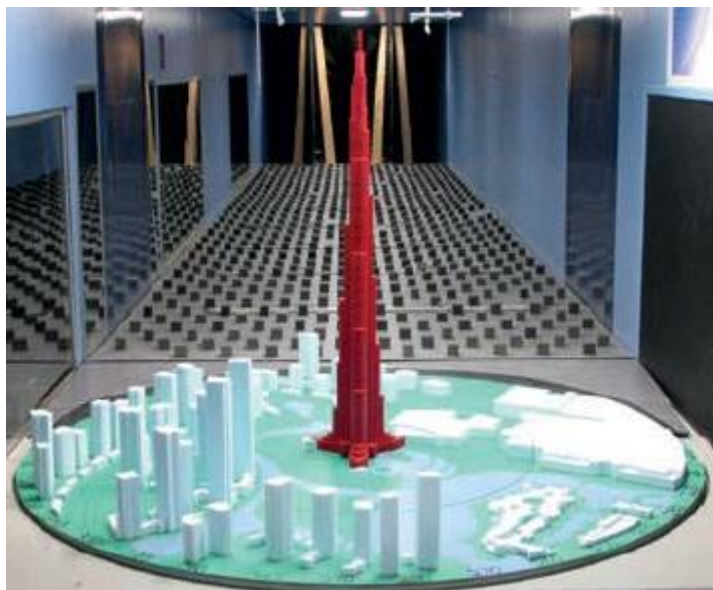
Εικόνα 4.7 Σχηματισμός τυρβώδους ροής του ανέμου

- Στρεπτική κίνηση: Στρεπτικές κινήσεις στις κατασκευές δημιουργούνται κυρίως όταν η μορφή του κτιρίου δεν παρουσιάζει συμμετρία. Ακόμα, όταν το κέντρο μάζας της κατασκευής δεν ταυτίζεται με το κέντρο δυσκαμψίας εμφανίζονται στρεπτικές κινήσεις.

Αξίζει να αναφερθεί ότι σε ψηλά κτίρια, συνήθως η εγκάρσια και η στρεπτική κίνηση είναι πιο κρίσιμες από την κατά μήκος κίνηση. Πολλές φορές, πραγματοποιούνται εργαστηριακές δοκιμές επίδρασης ανέμου σε προσομοιώματα κτιρίων, σχεδιασμένα σε ειδικές κλίμακες, σε ειδικά διαμορφωμένους εργαστηριακούς χώρους, με τη χρήση αεροσήραγγας, ώστε να γίνει αντιληπτή η συμπεριφορά του κτιρίου έναντι του ανέμου.



Εικόνα 4.8 Δοκιμή αεροσήραγγας στο Ταϊpei 101 (κλίμακα 1:500)



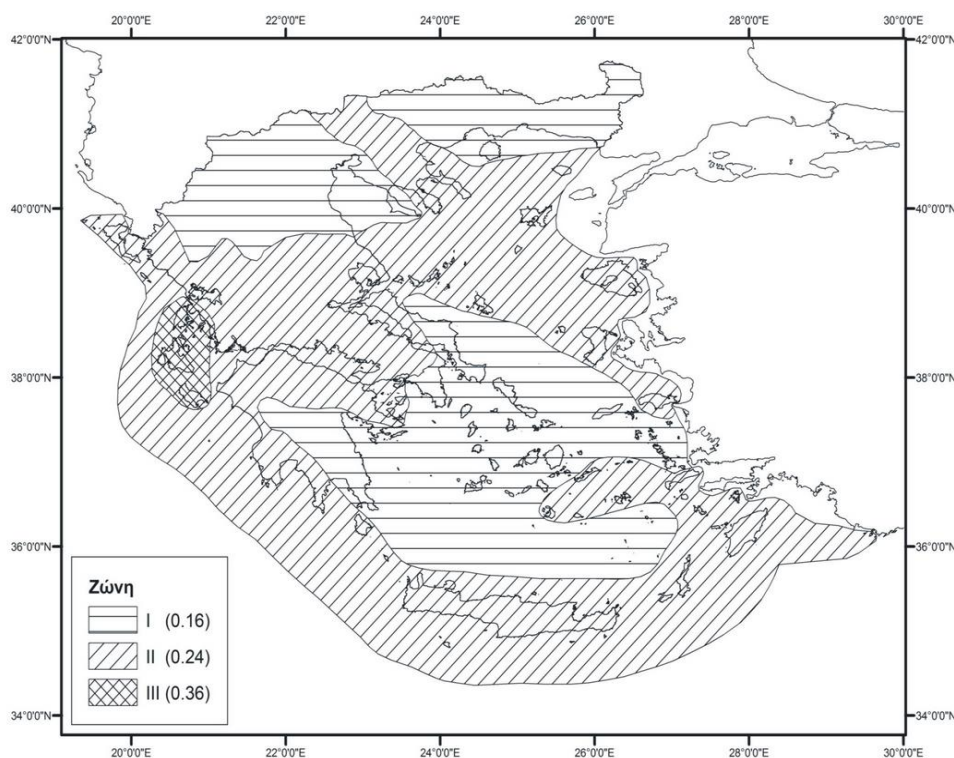
Εικόνα 4.9 Δοκιμή αεροσήραγγας στο Burj Khalifa (κλίμακα 1:500)

4.5 Σεισμικές δράσεις (Ε)

Οι σεισμικές δράσεις, η αλλιώς (Quake loads), κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, αλλά ούτε και με δράσεις ανέμου. Πρόκειται για εδαφικές κινήσεις που οφείλονται στη θραύση των πετρωμάτων στο εσωτερικό της γης, από φυσικά αίτια. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, η γη δονείται τόσο οριζόντια όσο και κατακόρυφα με αποτέλεσμα την εμφάνιση εδαφικών επιταχύνσεων, οριζόντιες και κατακόρυφες, που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις σεισμικές δονήσεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να εξαιρεί ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές.

Η Ελλάδα βρίσκεται σε μια ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή, πράγμα που σημαίνει ότι οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Στον Ευρωκώδικα 8, παρουσιάζονται αναλυτικά όλες οι παράμετροι που χρειάζονται για τον προσδιορισμό των σεισμικών δράσεων. Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} , που αντιστοιχεί σε εδάφος κατηγορίας Α και χαρακτηρίζει τη σεισμική δράση σε κάθε ζώνη.

Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον παρακάτω χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.



Εικόνα 4.10 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας και αντίστοιχες ζώνες Ελλάδος

Πίνακας 4.8 Τιμές εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR}/g ανά ζώνη (όπου g η επιτάχυνση της βαρύτητας)

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

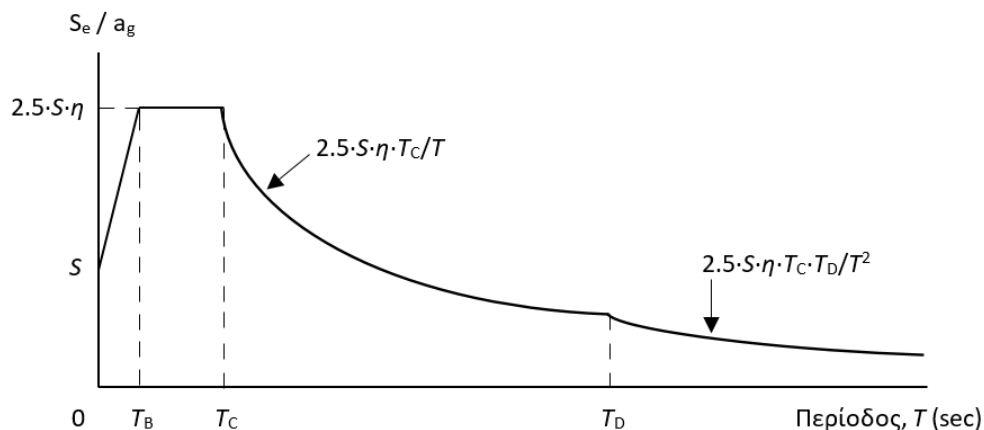
Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, a_g , για έδαφος κατηγορίας A, ισούται με την τιμή a_{gR} επί το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , δηλαδή:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

Πίνακας 4.9 Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων

Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I	Κτίρια
I	0,8	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1,0	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν σε άλλες κατηγορίες.
III	1,2	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1,4	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες, κάθετες μεταξύ τους, και μια κατακόρυφη συνιστώσα, στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους, οι οποίες καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα απόκρισης είναι διαγράμματα τα οποία δίνουν τη μέγιστη τιμή απόκρισης, όπως μετακίνησης, ταχύτητας ή επιτάχυνσης, διαφορετικών μονόροφων κατασκευών υπό τη δράση συγκεκριμένης σεισμικής διέγερσης, για διάφορες τιμές της ιδιοπεριόδου και του λόγου απόσβεσης του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Στο Πρότυπο EN 1998, η κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, το οποίο φαίνεται στη συνέχεια. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης τύπου 1, όπου οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων και του συντελεστή εδάφους φαίνονται παρακάτω.



Εικόνα 4.11 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον ΕΚ8

Πίνακας 4.10 Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης (Φάσμα τύπου 1)

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

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στο σχεδιασμό, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης που βασίζεται σε ένα φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται “φάσμα σχεδιασμού”. Αυτή η μείωση, επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς, q , είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν πλήρως ελαστική με ποσοστό ιξώδους απόσβεσης 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς, q , που λαμβάνουν υπόψη επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα, σύμφωνα με τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα μέρη του Ευρωκώδικα 8. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q , μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, καθορίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8:

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

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

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για} \quad T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου:

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

T είναι η ιδιοπερίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού μονοβάθμιου συστήματος

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

T_B είναι το κατώτερο όριο της περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων

T_C είναι το ανώτερο όριο της περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων

T_D η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης

S είναι ο συντελεστής εδάφους

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, $\beta = 0,2$

Τα αντισεισμικά μεταλλικά κτίρια, βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8, θα σχεδιάζονται σύμφωνα με μια από τις ακόλουθες αρχές:

- Αρχή α) Περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά
- Αρχή β) Πλάστιμη συμπεριφορά

Βάσει των δύο αυτών αρχών σχεδιασμού, οι μεταλλικές κατασκευές κατατάσσονται σε μια κατηγορία πλαστιμότητας, βάσει των οποίων καθορίζονται τα φάσματα των τιμών του συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής, ώστε οι τιμές που θα προκύψουν να εισαχθούν αργότερα στο λογισμικό για τον καθορισμό του φάσματος σχεδιασμού. Όλα τα παραπάνω παρουσιάζονται αναλυτικά στους ακόλουθους πίνακες.

Πίνακας 4.11 Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q
Αρχή α) Περιορισμένη Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή) – DCL	$\leq 1,5 - 2$
Αρχή β) Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΜ (Μέτρια) – DCM	≤ 4 (περιορίζεται επίσης από τις τιμές του Πίνακα 4.12)
	ΚΠΥ (Υψηλή) – DCH	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 4.12

Πίνακας 4.12 Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

Στατικός τύπος	Κατηγορία πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ (DCM)	ΚΠΥ (DCH)
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών – MRF	4	$5a_w/a_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα – CBF Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4	4
	2	2,5
	4	$5a_w/a_1$
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους – EBF	4	$5a_w/a_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2a_w/a_1$

Βάσει του Ευρωκώδικα 8, ανάλογα με τα δομικά χαρακτηριστικά του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής – ελαστικής ανάλυσης:

- η “μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας δύναμης” (δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση, αλλά στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης)
- η “ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης” (πλήρης ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμός μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τέλος τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων)

Στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση και θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν ισχύει ένα από τα ακόλουθα:

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

4.6 Οριακές καταστάσεις

Ως οριακές καταστάσεις ορίζονται οι καταστάσεις των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας, η αλλιώς (Ultimate Limit States – ULS), οι οποίες συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του. Οι καταστάσεις αυτές σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, του φορέα και την προστασία των περιεχομένων και αφορούν επίσης τις παρακάτω καταστάσεις. Την απώλεια ισορροπίας του φορέα, θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος. Την αστοχία λόγω υπερβολικής παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα σε μηχανισμό, θραύση και την απώλεια ευστάθειας του φορέα. Επίσης, την αστοχία λόγω κόπωσης και άλλων επιδράσεων χρονικά εξαρτώμενων.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, η αλλιώς (Serviceability Limit States – SLS), οι οποίες συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού. Οι καταστάσεις αυτές αφορούν την εξωτερική εμφάνιση και την ορθή λειτουργία του φορέα. Ακόμα, σχετίζονται και με την αίσθηση άνεσης των χρηστών που πρόκειται να βρεθούν στον χώρο.

4.7 Συνδυασμοί δράσεων

Με βάση το είδος, τη μορφή και τη θέση μιας κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές, αν πολλαπλασιαστούν με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας, γ , συνδυάζοντας μεταξύ τους και ορθούς συντελεστές συνδυασμού, ψ , για κάθε μια από τις δύο οριακές καταστάσεις, ακολούθως εφαρμόζονται επί του φορέα. Παρακάτω φαίνονται οι πίνακες με τις τιμές των συντελεστών ασφαλείας και των συντελεστών συνδυασμού.

4.7.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, διακρίνονται οι ακόλουθοι συνδυασμοί σχεδιασμού:

α. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

β. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} \text{ (ή } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

γ. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Στον έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας, (ULS), θα ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq R_d$$

όπου:

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, π.χ. εντατικό μέγεθος (N, M, V) ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη

R_d είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

4.7.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, διακρίνονται οι ακόλουθοι συνδυασμοί σχεδιασμού:

α. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

β. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

γ. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους παραπάνω συνδυασμούς είναι τα εξής:

“ + ” σημαίνει “επαλληλία με”

$G_{k,j}$ χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

P	χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,1}$	χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν
A_d	τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_p	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$	συντελεστές συνδυασμού μεταβλητών δράσεων (βλέπε Πίνακα 4.13)

Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας, γ , που προτείνονται για τους ελέγχους είναι οι παρακάτω:

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,35 \quad \text{όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,00 \quad \text{όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)}$$

Στον έλεγχο σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, (SLS), θα ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq C_d$$

όπου:

C_d είναι η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας, και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού

Στον ακόλουθο πίνακα φαίνονται οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού μεταβλητών δράσεων, ψ_i , για κτίρια.

Πίνακας 4.13 Πίνακας προτεινόμενων τιμών των συντελεστών ψ_i για κτίρια

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30 kN \leq βάρος οχημάτων ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000$ m	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός - πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

4.8 Υλικά

4.8.1 Δομικός χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας αποτελεί το βασικό υλικό του φέροντα οργανισμού στις συμβατικές μεταλλικές κατασκευές και στα ψηλά κτίρια. Είναι κράμα με βασικό συστατικό τον σίδηρο και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως άνθρακας, Μαγγάνιο, Πυρίτιο, Νικέλιο, Χαλκός, Χρώμιο, Μολυβδαίνιο, Βανάδιο, Ζιρκόνιο, Θείο, Φωσφόρος. Ορισμένα εκ των οποίων είναι ανεπιθύμητα, επειδή επηρεάζουν δυσμενώς κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Μερικά από τα πλεονεκτήματα του δομικού χάλυβα είναι τα ακόλουθα:

- Έχει μικρό βάρος, δίνοντας την ευχέρεια στην ανέγερση ψηλότερων κατασκευών
- Είναι βιομηχανικό προϊόν με ελεγχόμενη ποιότητα
- Επιτρέπει την πραγματοποίηση μεγάλων ανοιγμάτων, χωρίς ενδιάμεσα υποστυλώματα
- Παρέχει την ικανότητα να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχεί
- Το μικρό βάρος των χαλύβδινων κατασκευών συνεπάγεται μικρότερες αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις, πράγμα που το καθιστά υλικό για αντισεισμικές κατασκευές
- Επιτρέπει τη διάνοιξη οπών, για τη διέλευση διαφόρων εγκαταστάσεων

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων που χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι ακόλουθες:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 21000 \text{ N/mm}^2$
- Μέτρο διάτμησης: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ N/mm}^2$
- Λόγος Poisson: $\nu = 0,3$
- Πυκνότητα: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$

Πίνακας 4.14 Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμό ελατούς χάλυβες

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

Πίνακας 4.15 Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u για κοιλοδοκούς

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490

4.8.2 Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα είναι ένα δομικό υλικό σύνθετο, που αποτελείται από τσιμέντο, νερό και αδρανή. Αρκετές φορές κατά την ανάδευση των υλικών τοποθετούνται διάφορα πρόσθετα υλικά για τη βελτίωση των ιδιοτήτων του. Το σκυρόδεμα συνεργάζεται εξαιρετικά με τις ράβδους οπλισμού από χάλυβα, δίνοντας ως αποτέλεσμα το οπλισμένο σκυρόδεμα. Ο συνδυασμός των δύο υλικών, επιφέρει αρκετά μεγαλύτερη αύξηση αντοχών στην κατασκευή.

Μερικά από τα πλεονεκτήματα του οπλισμένου σκυροδέματος είναι τα ακόλουθα:

- Είναι αρκετά οικονομικό δομικό υλικό
- Έχει μεγάλες αντοχές στις θλιπτικές τάσεις
- Έχει μεγάλη αντοχή στις υψηλές θερμοκρασίες
- Είναι υλικό το οποίο αντέχει στο χρόνο
- Έχει τη δυνατότητα να πάρει διαφορετική μορφή με την κατάλληλη διαμόρφωση των ξυλοτύπων

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι ακόλουθες:

- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Μέση θλιπτική αντοχή: $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$
- Μέση εφελκυστική αντοχή: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
- Μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας: $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson (μη ρηγματωμένο σκυρόδεμα): $\nu = 0,2$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής: $\alpha_t = 10^{-5}$ ανά °C

Πίνακας 4.16 Χαρακτηριστικές τιμές αντοχών σκυροδέματος ανά κατηγορία

Κατηγορία σκυροδέματος	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
C30/37	30	38	2,9	33

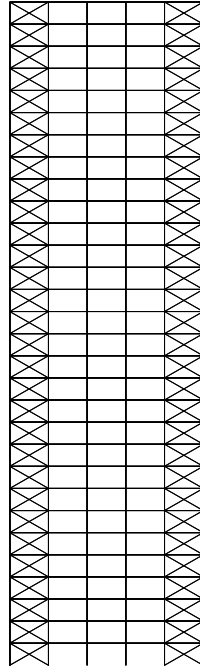
Κεφάλαιο 5

Ανάλυση και διαστασιολόγηση κατασκευής

5.1 Πρόγραμμα ανάλυσης και σχεδιασμού

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία είναι το SAP2000 της εταιρείας Computers & Structures, Inc. Είναι ένα ευρέως διαδεδομένο και εύχρηστο λογισμικό μοντελοποίησης, ανάλυσης και σχεδιασμού φορέων, που συνεχώς εξελίσσεται ραγδαία, καθώς αυξάνει σε μεγάλο βαθμό τις δυνατότητες που παρέχει στο χρήστη, χάρη στο ιδιαίτερα φιλικό γραφικό περιβάλλον που προσφέρει. Με το πρόγραμμα αυτό μπορούν να πραγματοποιηθούν απλές στατικές αναλύσεις μέχρι και πολύπλοκες δυναμικές.

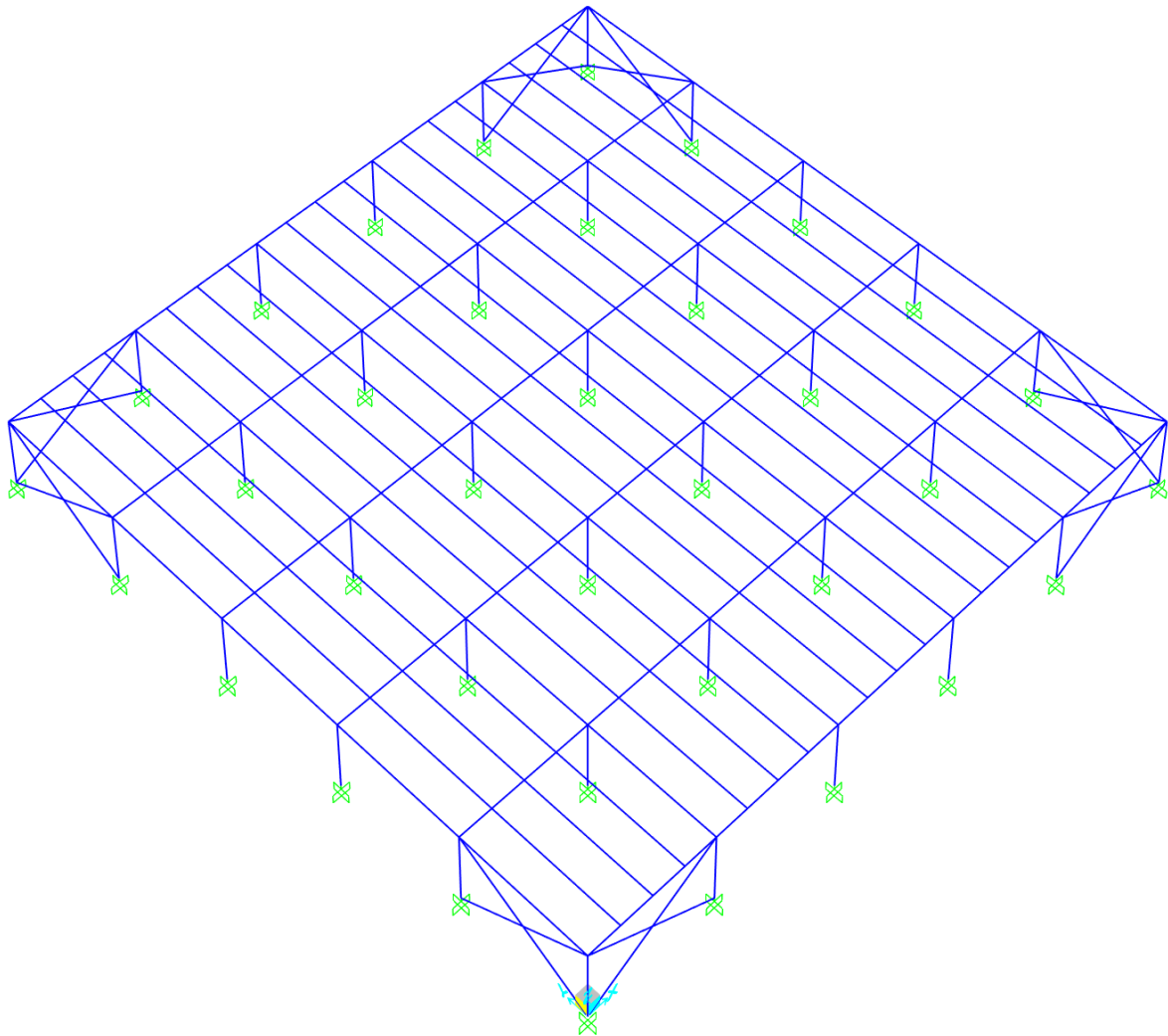
Στην παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιήθηκε η έκδοση 22 του προγράμματος. Το πρόγραμμα, δίνει τη δυνατότητα ο φορέας να εισαχθεί είτε μέσω αρχείου δεδομένων, με τη χρήση κάποιου τρίτου λογισμικού, είτε με γραφικό τρόπο από το γραφικό του περιβάλλον, με τη βοήθεια κανάβου. Ο φορέας της κατασκευής δημιουργήθηκε στο AutoCAD και πραγματοποιήθηκε εξαγωγή του αρχείου σε μορφή DXF, όπου και εισήχθη αυτομάτως στο SAP2000 ώστε να εφαρμοστούν ορισμένα βήματα και στη συνέχεια να εξαχθούν τα αποτελέσματα της ανάλυσης και του σχεδιασμού του κτιρίου.



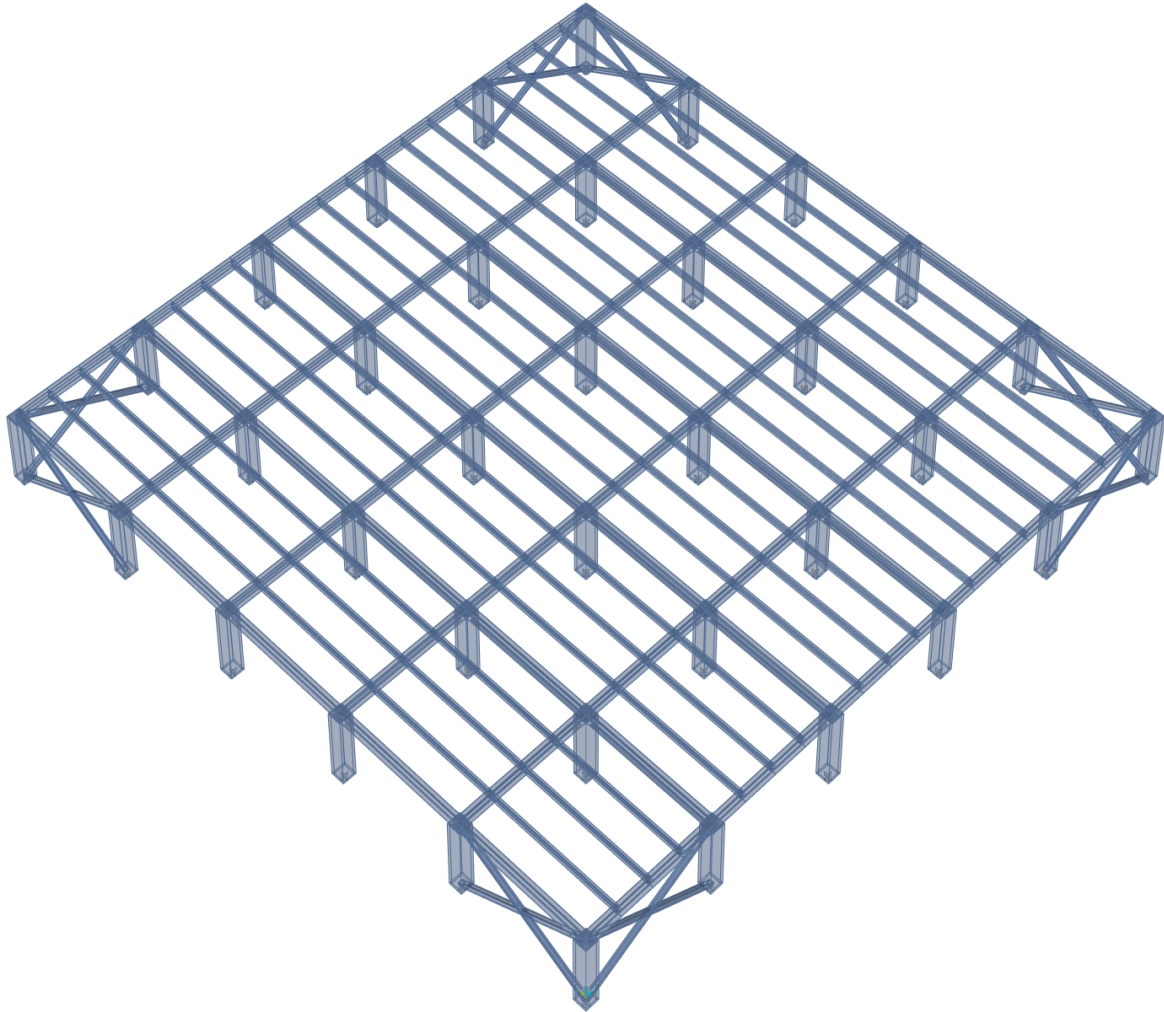
Εικόνα 5.1 Απεικόνιση δομικού συστήματος στο AutoCAD

5.2 Παρουσίαση δομικού συστήματος

Για το μοντέλο του ψηλού κτιρίου επιλέχθηκε το δομικό σύστημα του διατμητικού πλαισίου. Το διατμητικό πλαίσιο ανήκει στην κατηγορία των εσωτερικών δομικών συστημάτων και αποτελείται από συνδέσμους δυσκαμψίας τοποθετημένους κάθετα μεταξύ τους. Συγκεκριμένα, πρόκειται για μια μεταλλική πλαισιακή κατασκευή, ενισχύοντάς την με κατακόρυφους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (braced frame). Η συνολική επιφάνεια της κατασκευής είναι $35 \times 35 = 1225 \text{ m}^2$, διαθέτει 30 ορόφους των 4 m και το συνολικό της ύψος ανέρχεται στα 120 m. Το κτίριο αποτελείται από 5 περιμετρικά πλαίσια με άνοιγμα 7 m. Τα υποστρώματα έχουν τοποθετηθεί περιμετρικά και εσωτερικά ανά 7 m. Οι κύριες δοκοί έχουν άνοιγμα 7 m, ενώ έχουν τοποθετηθεί και δευτερεύουσες δοκοί μεταξύ των κύριων, παράλληλα προς τη διεύθυνση Y, με ελευθερώσεις στα άκρα και σε απόσταση 1,75 m. Η προσθήκη των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας υλοποιήθηκε στο 1^ο και στο 5^ο πλαίσιο κάθε πλευράς του κτιρίου έως την οροφή, με ελευθερώσεις στα άκρα, με σκοπό τον περιορισμό των μετακινήσεων έναντι των πλευρικών φορτίων.

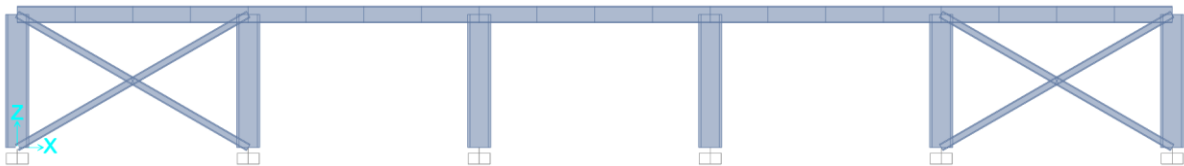


Εικόνα 5.2 Τρισδιάστατη απεικόνιση κάτοψης 1^{ου} ορόφου (standard view)

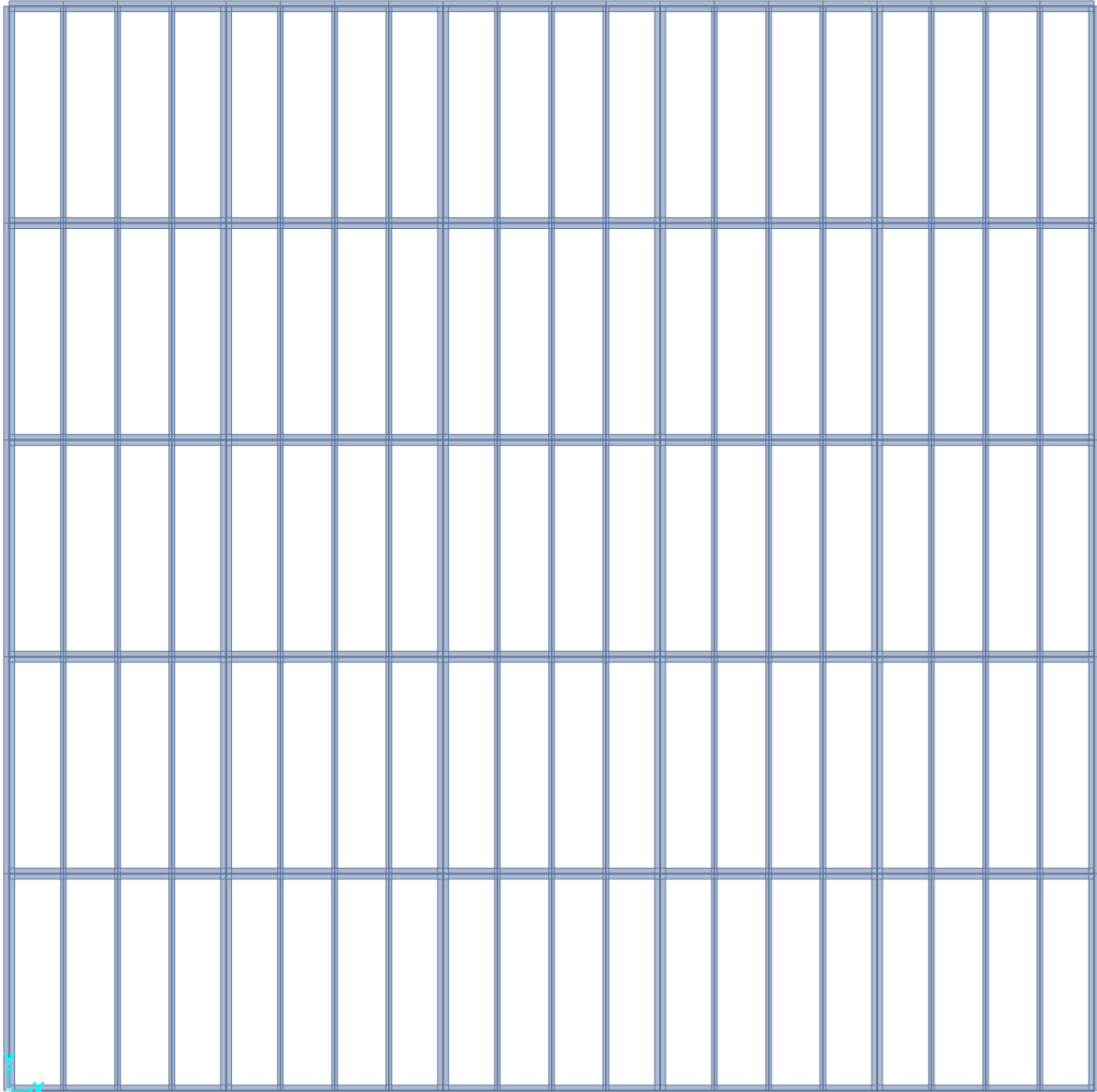


Εικόνα 5.3 Τρισδιάστατη απεικόνιση κάτοψης 1^{ου} ορόφου (extruded view)

Στην παρακάτω εικόνα διακρίνεται η μόρφωση των συνδέσμων δυσκαμψίας στο SAP2000 για το μοντέλο της κατασκευής. Η προσθήκη των συνδέσμων δυσκαμψίας έγινε στα ακραία ανοίγματα της κατασκευής, σε κάθε πλευρά, με σκοπό τον σημαντικό περιορισμό των μετακινήσεων που προέχρχονται από τα ισχυρά πλευρικά φορτία του σεισμού και του ανέμου.



Εικόνα 5.4 Πλάγια όψη 1^{ου} ορόφου (extruded view – διεύθυνση X-Z)



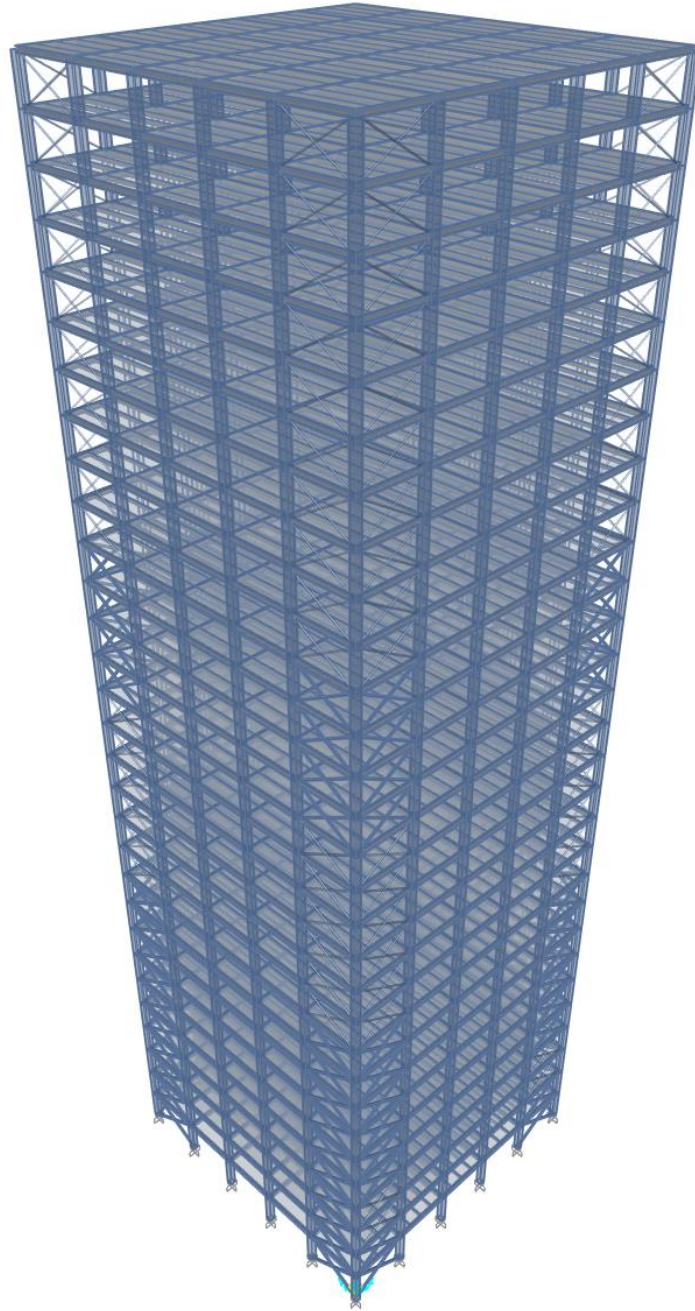
Εικόνα 5.5 Κάτοψη κτιρίου (extruded view – διεύθυνση X-Y)

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα βήματα που εφαρμόστηκαν στο λογισμικό προκειμένου να γίνει η ανάλυση και ο σχεδιασμός του κτιρίου. Τα βήματα της προσομοίωσης είναι τα ακόλουθα:

- Εισαγωγή του φορέα στο λογισμικό
- Ορισμός υλικών
- Ορισμός διατομών
- Προσθήκη στηρίξεων
- Διακριτοποίηση επιφανειακών στοιχείων
- Καθορισμός μορφών φόρτισης
- Προσδιορισμός συνδυασμών φορτίσεων
- Εφαρμογή των φορτίων
- Ανάλυση και σχεδιασμός κατασκευής

5.3 Προσομοίωση δομικών στοιχείων

Η μόρφωση του φορέα του κτιρίου υλοποιήθηκε στο σχεδιαστικό πρόγραμμα AutoCAD με τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τους συνδέσμους δυσκαμψίας να προσομοιώνονται ως ραβδωτά στοιχεία και τις πλάκες σκυροδέματος ως επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Στη συνέχεια ακολούθησε η εισαγωγή του μοντέλου στο στατικό πρόγραμμα SAP2000, ώστε να εφαρμοστούν τα απαραίτητα βήματα προκειμένου να εκτελεστεί η ανάλυση και ο σχεδιασμός της κατασκευής.



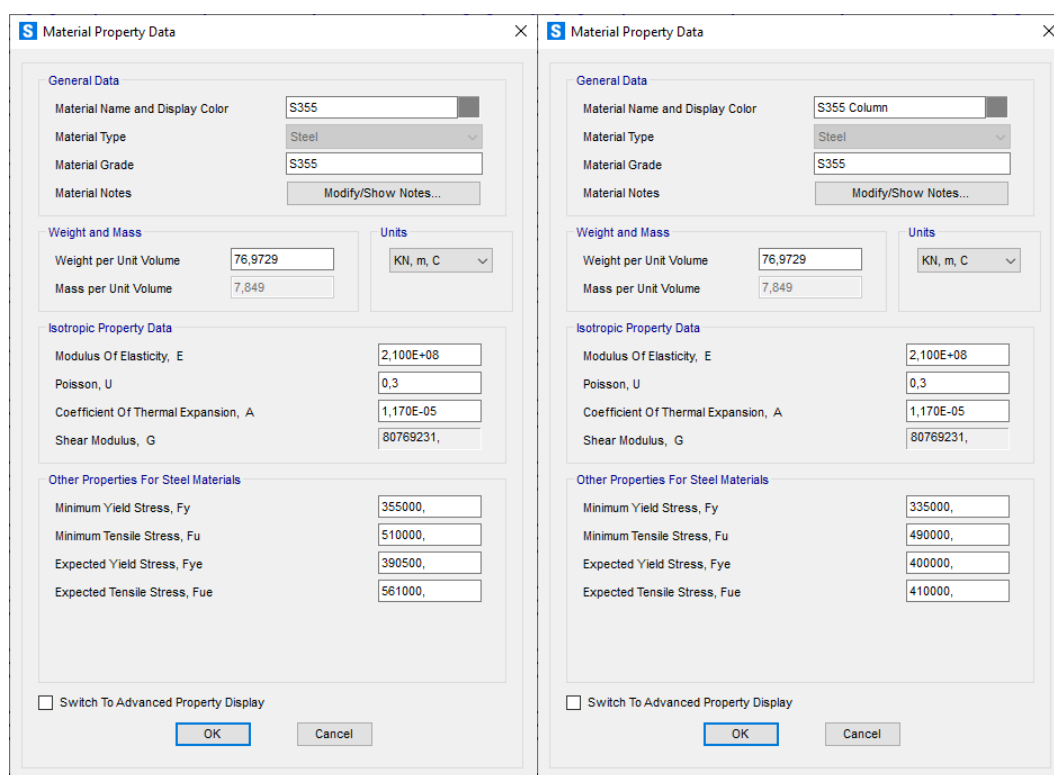
Εικόνα 5.6 Προσομοίωμα διατμητικού συστήματος (CBF) στο SAP2000

5.3.1 Υλικά

Για την προσομοίωση της κατασκευής στο λογισμικό, χρησιμοποιήθηκαν υλικά όπως δομικός χάλυβας και σκυρόδεμα, για τα μεταλλικά στοιχεία και για τις πλάκες σκυροδέματος, αντίστοιχα. Ο ορισμός των υλικών στις τελευταίες εκδόσεις του προγράμματος πραγματοποιείται με αυτοματοποιημένο τρόπο σε σχέση με τις προηγούμενες εκδόσεις. Για τα μεταλλικά στοιχεία του κτιρίου επιλέχθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S355, ενώ για τα επιφανειακά στοιχεία των πλακών επιλέχθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C30/37.

Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται οι ιδιότητες του δομικού χάλυβα S355 που χρησιμοποιήθηκαν για τα στοιχεία με πάχος μικρότερο και μεγαλύτερο από 40 mm.

- Δομικός χάλυβας



Εικόνα 5.7 Χάλυβας S355 για τα μεταλλικά στοιχεία

Στην ακόλουθη εικόνα παρουσιάζονται οι ιδιότητες του σκυροδέματος ποιότητας C30/37 για τα στοιχεία των πλακών.

- Σκυρόδεμα

The screenshot shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

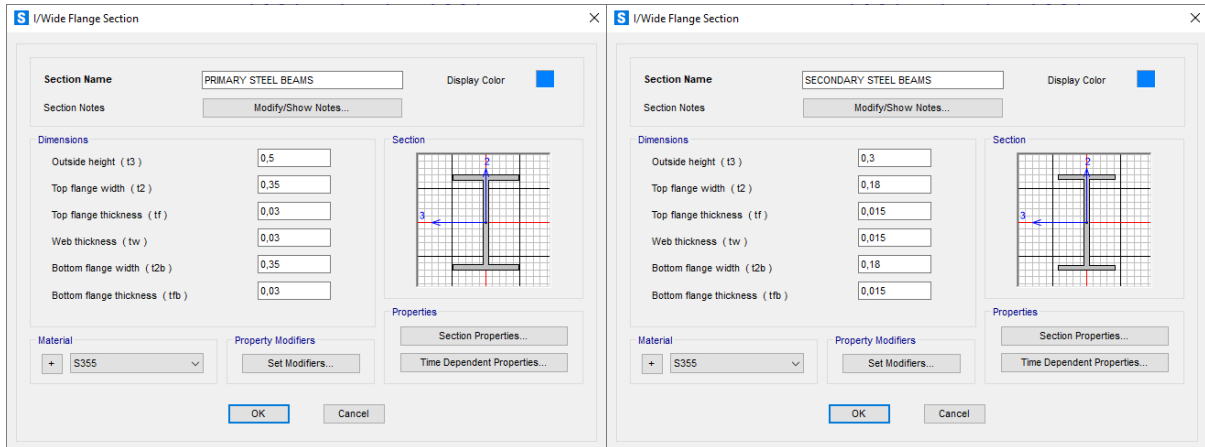
- General Data:**
 - Material Name and Display Color: C30/37
 - Material Type: Concrete
 - Material Grade: C30/37
 - Material Notes: (empty)
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 24,9926
 - Mass per Unit Volume: 2,5485
 - Units: KN, m, C
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus Of Elasticity, E: 33000000
 - Poisson, U: 0,2
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,000E-05
 - Shear Modulus, G: 13750000
- Other Properties For Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 30000
 - Expected Concrete Compressive Strength: 30000
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty)

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked) and 'OK' and 'Cancel' buttons.

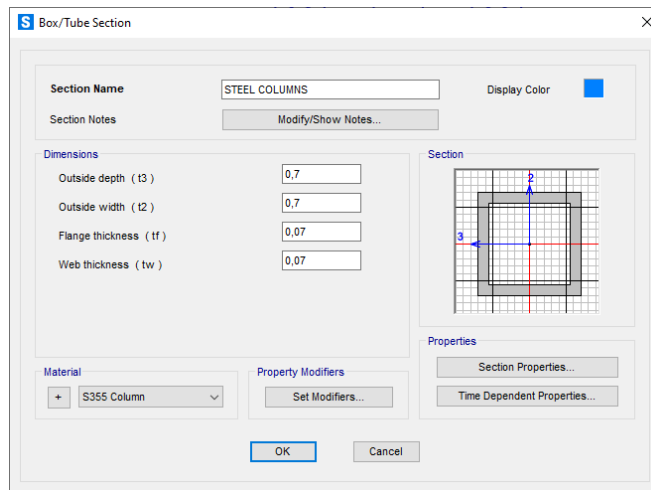
Εικόνα 5.8 Σκυρόδεμα ποιότητας C30/37 για τα στοιχεία των πλακών

5.3.2 Διατομές

Για τα υποστυλώματα και τις δοκούς επισημαίνεται ότι έγινε ειδικός σχεδιασμός διατομών, ενώ για τους συνδέσμους δυσκαμψίας ορίστηκαν τυποποιημένες διατομές και ειδικά διαμορφωμένες διατομές, ώστε να είναι εφικτή η παραλαβή των ισχυρών αξονικών δυνάμεων που προέρχονται από τα κατακόρυφα και τα πλευρικά φορτία, με σκοπό την ασφαλή μεταφορά τους στο έδαφος. Η επιλογή των διατομών έγινε με εκτίμηση και μέσα από μια επαναλαμβανόμενη διαδικασία διαστασιολόγησης του κτιρίου, μέχρις ότου εξαχθούν ικανοποιητικά ποσοστά εκμετάλλευσης των στοιχείων του φορέα αλλά και μέχρις ότου ικανοποιηθεί το κριτήριο της ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς των διαγωνίων συνδέσμων του κτιρίου. Για τη διευκόλυνση επιλογής των διατομών των υποστυλωμάτων και των δοκών πραγματοποιήθηκε ομαδοποίηση των διατομών σε groups, ανάλογα με το όνομα κάθε στοιχείου, ενώ για τις διατομές των συνδέσμων δυσκαμψίας πραγματοποιήθηκε ομαδοποίηση των διατομών σε groups, ανάλογα με τους ορόφους, ώστε να είναι πιο εύκολη η επιλογή τους σε περίπτωση απαίτησης διαφορετικής διατομής. Οι διατομές των μεταλλικών στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν στις κύριες, στις δευτερεύουσες δοκούς και στα υποστυλώματα για τον σχεδιασμό του ψηλού κτιρίου παρουσιάζονται στις ακόλουθες εικόνες.



Εικόνα 5.9 Διατομή κύριων και δευτερευουσών δοκών



Εικόνα 5.10 Διατομή υποστυλωμάτων

Εν συνεχεία, ακολουθούν οι συγκεντρωτικοί πίνακες των χαλύβδινων διατομών που εισήχθησαν στο πρόγραμμα, μαζί με τις διαστάσεις των στοιχείων, τις ποιότητες του χάλυβα και την κατηγορία κλάσης.

Πίνακας 5.1 Διατομές ομαδοποιημένων στοιχείων του κτιρίου

Section name	Section type	t_3	$t_2 = t_{2b}$	$t_f = t_{fb}$	t_w	Structural steel	Section class
STEEL COLUMNS	Tube	700	700	70	70	S355 Column	1
PRIMARY STEEL BEAMS	I	500	350	30	30	S355	1
SECONDARY STEEL BEAMS	I	300	180	15	15	S355	1

Πίνακας 5.2 Διατομές ομαδοποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας στη διεύθυνση X

Stories	Section	Structural steel	Section class
1	TUBO220X220X30	S355	1
2	TUBO220X220X40	S355	1
3-4	TUBO-D250X40	S355	1
5-10	TUBO220X220X30	S355	1
11-14	TUBO-D200X18	S355	1
15-16	TUBO-D200X15	S355	1
17-20	TUBO180X180X10	S355	1
21-22	TUBO-D193.7X4.5	S355	2
23-25	TUBO-D159X4	S355	2
26-30	TUBO-D154X4	S355	2

Πίνακας 5.3 Διατομές ομαδοποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας στη διεύθυνση Y

Stories	Section	Structural steel	Section class
1	TUBO220X220X30	S355	1
2-4	TUBO234X234X40	S355	1
5-10	TUBO220X220X30	S355	1
11-14	TUBO-D220X25	S355	1
15-16	TUBO-D220X23	S355	1
17-20	TUBO180X180X14.2	S355	1
21-22	TUBO-D200X15	S355	1
23-25	TUBO-D168X9	S355	1
26-29	TUBO-D162X6.5	S355	1
30	TUBO-D162X11	S355	1

Για την εύρεση των κατηγοριών των χαλύβδινων διατομών, σημειώνεται ότι δημιουργήθηκε υπολογιστικό φύλλο στο οποίο εισήχθησαν οι διαστάσεις κάθε διατομής και μέσα από μια αυτοματοποιημένη διαδικασία υπολογισμών εξήχθησαν τα αποτελέσματα προκειμένου να γίνει η κατηγοριοποίηση της εκάστοτε διατομής. Ενδεικτικά, παρατίθενται δύο παραδείγματα κατηγοριοποίησης των διατομών του κτιρίου, όπως προέκυψαν από το υπολογιστικό φύλλο.

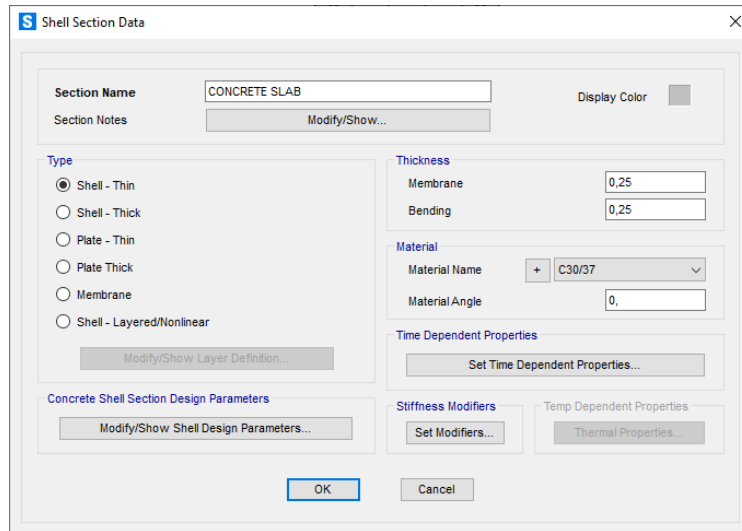
Πίνακας 5.4 Κατηγοριοποίηση χαλύβδινων διατομών I

PRIMARY STEEL BEAMS						
b	=	350	mm			
t _f	=	30	mm			
h	=	500	mm			
t _w	=	30	mm			
Κατηγορία κορμού						
Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα ισχύει:						
c/t =	d/t _w =	14,67	<	33ε	=	14,67 < 26,73
όπου ε =		0,81				
και f _y =		355	MPa			
Ο κορμός ανήκει στην κατηγορία 1						
Κατηγορία πέλματος						
Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα ισχύει:						
c/t =	((b-t _w)/2-r)/t _f =	5,33	<	9ε	=	5,33 < 7,29
όπου ε =		0,81				
και f _y =		355	MPa			
Το πέλμα ανήκει στην κατηγορία 1						

Πίνακας 5.5 Κατηγοριοποίηση χαλύβδινων τετραγωνικών κοίλων διατομών

STEEL COLUMNS						
b	=	700	mm			
t	=	70	mm			
Κατηγορία διατομής						
Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα ισχύει:						
c/t =	d/t =	8,00	<	33ε	=	8,00 < 27,64
όπου ε =		0,84				
και f _y =		335	MPa			
Η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1						

Για την προσομοίωση των πλακών στο πρόγραμμα, ορίστηκαν επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Στον καθορισμό των επιφανειακών στοιχείων εισήχθη πάχος πλάκας 25 cm, όπως διακρίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 5.11 Πλάκα σκυροδέματος πάχους 25 cm

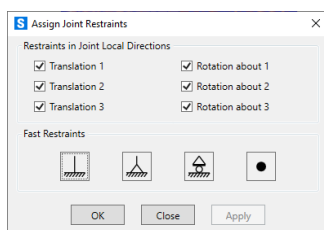
Τα χαρακτηριστικά στοιχεία που ορίστηκαν στο λογισμικό για τα επιφανειακά στοιχεία του κτιρίου παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 5.6 Χαρακτηριστικά στοιχεία επιφανειακών στοιχείων

Section name	Thickness	Concrete
CONCRETE SLAB	25 cm	C30/37

5.3.3 Στηρίξεις

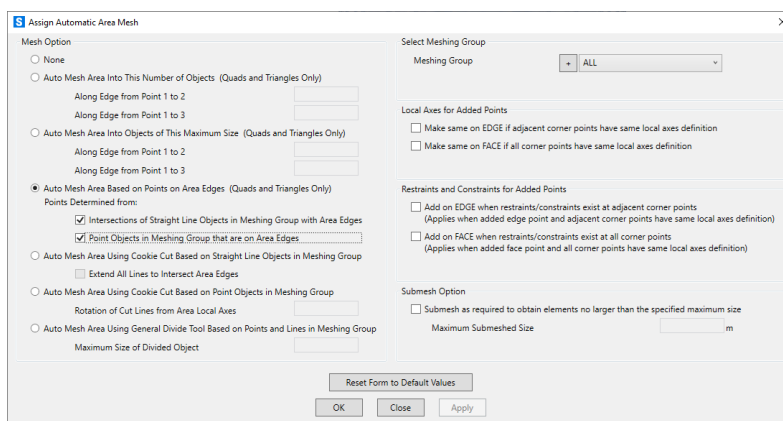
Για το μοντέλο της κατασκευής στη βάση των υποστυλωμάτων ορίστηκαν πακτώσεις ως είδος στήριξης, με σκοπό τη λειτουργία καμπτικού προβόλου. Συγκεκριμένα, η συνθήκη στήριξης αυτή εμποδίζει τις μετακινήσεις και τις περιστροφές, κάνοντας το κτίριο ακόμα πιο δύσκαμπτο σε περιπτώσεις επίδρασης πλευρικών φορτίων. Ο ορισμός των στηρίξεων στο λογισμικό φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 5.12 Προσδιορισμός στηρίξεων κατασκευής

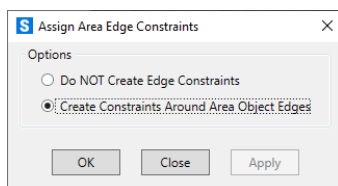
5.3.4 Διακριτοποίηση επιφανειακών στοιχείων

Στα επιφανειακά στοιχεία του φορέα πραγματοποιήθηκε αυτόματη διακριτοποίηση των στοιχείων, με σκοπό την ορθή μεταφορά των φορτίων επί των πλακών στις δοκούς.



Εικόνα 5.13 Διακριτοποίηση επιφανειακών στοιχείων

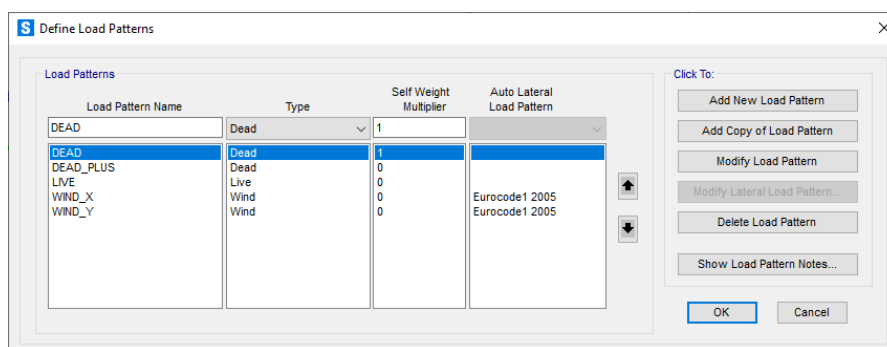
Κατά την προσομοίωση της κατασκευής οι πλάκες σκυροδέματος, επί των μεταλλικών δοκών, σχεδιάστηκαν ως επιφανειακά στοιχεία, όπως έχει αναφερθεί. Οι πλάκες αυτές έχουν επιφάνεια $1,75 \times 7 = 12,25 \text{ m}^2$, κι εδράζονται στις κύριες και στις δευτερεύουσες δοκούς. Το λογισμικό δίνει τη δυνατότητα αυτόματης ένωσης των επιφανειακών στοιχείων μεταξύ τους, επιτυγχάνοντας κοινές μετακινήσεις στα σημεία «σύνδεσής» τους.



Εικόνα 5.14 Προσδιορισμός περιορισμών άκρων επιφανειακών στοιχείων

5.3.5 Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων

Τα κατακόρυφα φορτία που εφαρμόστηκαν στην κατασκευή είναι τα μόνιμα και τα κινητά. Ως μόνιμα φορτία ορίστηκαν στο λογισμικό τα φορτία του ιδίου βάρους από τα δομικά στοιχεία του κτιρίου, τα οποία υπολογίστηκαν αυτόματα από το λογισμικό με την εισαγωγή των διατομών των στοιχείων. Επίσης, εφαρμόστηκε πρόσθετο μόνιμο φορτίο λόγω επικαλύψεων ίσο με 2 kN/m^2 . Τα κινητά φορτία της κατασκευής επιλέχθηκαν και εισήχθησαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, ανάλογα με τη χρήση του κτιρίου (Κατηγορία Β). Συγκεκριμένα, στους ορόφους εφαρμόστηκε κινητό φορτίο 3 kN/m^2 και στη στέγη $0,5 \text{ kN/m}^2$. Στο προσομοίωμα, τα κατακόρυφα φορτία εισήχθησαν στα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία των πλακών. Η εφαρμογή των ανεμικών και των σεισμικών δράσεων αναφέρονται στις παρακάτω ενότητες.



Εικόνα 5.15 Ορισμός φορτίων σε Load Patterns

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που ορίστηκαν για την ανάλυση της κατασκευή βασίστηκαν στον Ευρωκώδικα 1. Οι συνδυασμοί περιλαμβάνουν τα μόνιμα και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, τα κινητά φορτία, τα φορτία του ανέμου και τα σεισμικά φορτία, όπως υπολογίζονται από τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες. Το πρόγραμμα δίνει τη δυνατότητα αυτόματου καθορισμού συνδυασμών φορτίσεων για την ανάλυση και για τον σχεδιασμό της κατασκευής. Επομένως, οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται παρακάτω.

- Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Για τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας, εισήχθησαν οι ακόλουθοι συνδυασμοί:

1. $1,35G$
2. $1,35G + 1,5Q$
3. $1,35G + 1,5Q \pm 0,9W$
4. $1,35G + 1,05Q \pm 1,5W$
5. $1,35G \pm 1,5W$
6. $G \pm 1,5W$
7. $G + 0,3Q \pm E_x \pm 0,3E_y$
8. $G + 0,3Q \pm E_y \pm 0,3E_x$

• Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Για τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, εισήχθησαν οι συνδυασμοί:

1. G
2. $G + Q$

Παρακάτω, παρουσιάζονται οι ονομασίες των φορτιστικών καταστάσεων, όπως έχουν καθοριστεί στο πρόγραμμα.

DEAD: Ίδιο βάρος

DEAD_PLUS: Πρόσθετα μόνιμα φορτία

LIVE: Κινητά φορτία

WIND_X: Άνεμος ως προς τη διεύθυνση X

WIND_Y: Άνεμος ως προς τη διεύθυνση Y

EX: Σεισμός ως προς τη διεύθυνση X

EY: Σεισμός ως προς τη διεύθυνση Y

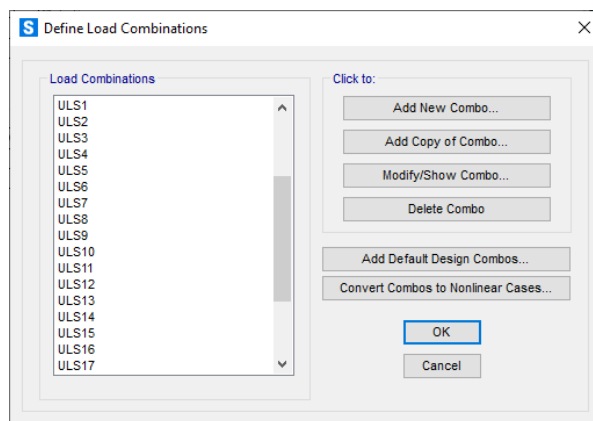
Ακολουθούν οι συγκεντρωτικοί πίνακες των συνδυασμών δράσεων σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, όπως ορίστηκαν στο πρόγραμμα.

Πίνακας 5.7 Συνδυασμοί φορτίσεων κατασκευής στην ΟΚΑ

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	DEAD	DEAD_PLUS	LIVE	WIND_X	WIND_Y	EX	EY
ULS1	1,35	1,35					
ULS2	1,35	1,35	1,5				
ULS3	1,35	1,35	1,5	0,9			
ULS4	1,35	1,35	1,5	-0,9			
ULS5	1,35	1,35	1,5		0,9		
ULS6	1,35	1,35	1,5		-0,9		
ULS7	1,35	1,35	1,05	1,5			
ULS8	1,35	1,35	1,05	-1,5			
ULS9	1,35	1,35	1,05		1,5		
ULS10	1,35	1,35	1,05		-1,5		
ULS11	1,35	1,35		1,5			
ULS12	1,35	1,35		-1,5			
ULS13	1,35	1,35			1,5		
ULS14	1,35	1,35			-1,5		
ULS15	1,00	1,00		1,5			
ULS16	1,00	1,00		-1,5			
ULS17	1,00	1,00			1,5		
ULS18	1,00	1,00			-1,5		
SEISMIC1	1,00	1,00	0,3			1,00	0,3
SEISMIC2	1,00	1,00	0,3			1,00	-0,3
SEISMIC3	1,00	1,00	0,3			-1,00	0,3
SEISMIC4	1,00	1,00	0,3			-1,00	-0,3
SEISMIC5	1,00	1,00	0,3			0,3	1,00
SEISMIC6	1,00	1,00	0,3			-0,3	1,00
SEISMIC7	1,00	1,00	0,3			0,3	-1,00
SEISMIC8	1,00	1,00	0,3			-0,3	-1,00

Πίνακας 5.8 Συνδυασμοί φορτίσεων κατασκευής στην ΟΚΛ

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	DEAD	DEAD_PLUS	LIVE
SLS1	1,00	1,00	
SLS2	1,00	1,00	1,00



Εικόνα 5.16 Συνδυασμοί φορτίσεων

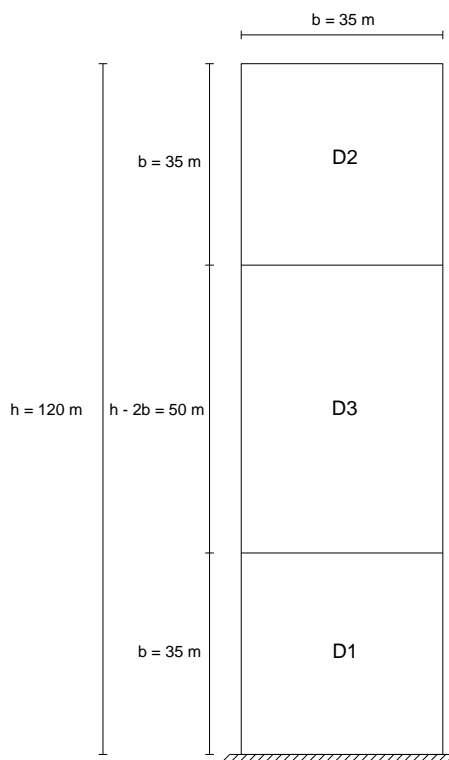
5.4 Δράσεις ανέμου

Στο παρόν κτίριο, το συνολικό ύψος κατασκευής είναι $h = 120 \text{ m}$ και το πλάτος $b = 35 \text{ m}$, όπως και το μήκος, αντίστοιχα. Σύμφωνα με όσα έχουν υποθεί στα παραπάνω κεφάλαια περί ανεμικών δράσεων και σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1, το κτίριο ανήκει στην 3^η περίπτωση των κατακόρυφων τοίχων σε κτίρια ορθογωνικής κάτοψης, διότι:

$$h > 2b \Rightarrow 120 \text{ m} > 2 \cdot 35 \text{ m} \Rightarrow 120 \text{ m} > 70 \text{ m}$$

Συνεπώς, για τον προσδιορισμό των επιφανειών του κτιρίου στην πλευρά D, η πίεση του ανέμου λαμβάνεται σε τρεις κατακόρυφες επιφάνειες. Η πρώτη επιφάνεια, D_1 , λαμβάνεται από τη βάση του κτιρίου $z_e = 0 \text{ m}$, μέχρι το ύψος το οποίο ισούται με το πλάτος του κτιρίου, δηλαδή μέχρι $z_e = b = 35 \text{ m}$. Η δεύτερη επιφάνεια, D_2 , λαμβάνεται από την κορυφή του κτιρίου $z_e = h = 120 \text{ m}$, μέχρι το ύψος το οποίο ισούται με το πλάτος του κτιρίου, δηλαδή μέχρι $z_e = b = 35 \text{ m}$, μετρούμενο από την κορυφή προς τα κάτω. Η τελευταία επιφάνεια, D_3 , λαμβάνεται μεταξύ των παραπάνω δύο επιφανειών, σε ύψος που προκύπτει από τη σχέση:

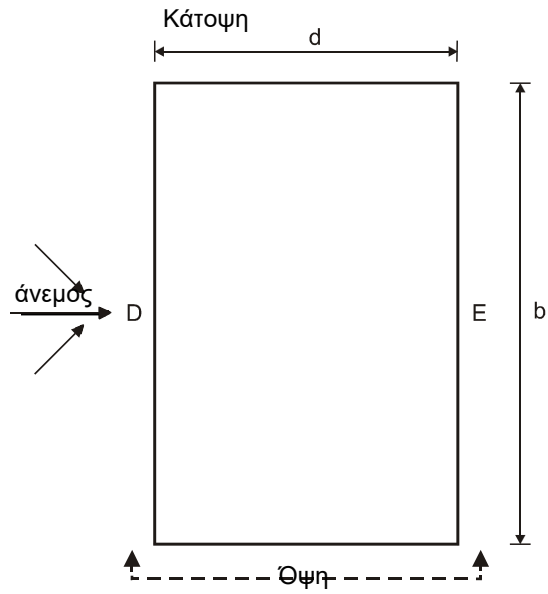
$$h - 2b = 120 \text{ m} - 2 \cdot 35 \text{ m} = 120 \text{ m} - 70 \text{ m} = 50 \text{ m}$$



Εικόνα 5.17 Διαχωρισμός επιφανειών κτιρίου στην πλευρά D

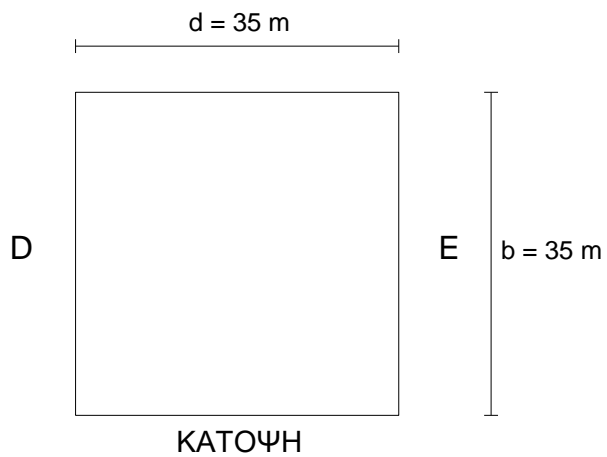
Για τον προσδιορισμό των συντελεστών εξωτερικής πίεσης στις επιφάνειες του παραπάνω κατακόρυφου τοίχου, δημιουργήθηκε υπολογιστικό φύλλο στο οποίο εισήχθησαν οι διαστάσεις του κτιρίου και με μια αυτοματοποιημένη διαδικασία υπολογισμών εξήχθησαν οι παρακάτω συντελεστές:

$$\begin{aligned} h &= 120 \text{ m} \\ d &= 35 \text{ m} \\ h/d &= 3,429 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} D &= 0,80 \\ E &= -0,62 \end{aligned}$$

Εικόνα 5.18 Συντελεστές εξωτερικών πιέσεων στις επιφάνειες D , E



Εικόνα 5.19 Κάτοψη ψηλού κτιρίου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 και με τις διαστάσεις του κτιρίου, προκύπτει ότι:

$$e = \min(b; 2h) = \min(35; 2 \cdot 120) \Rightarrow e = 35 \text{ m}$$

και

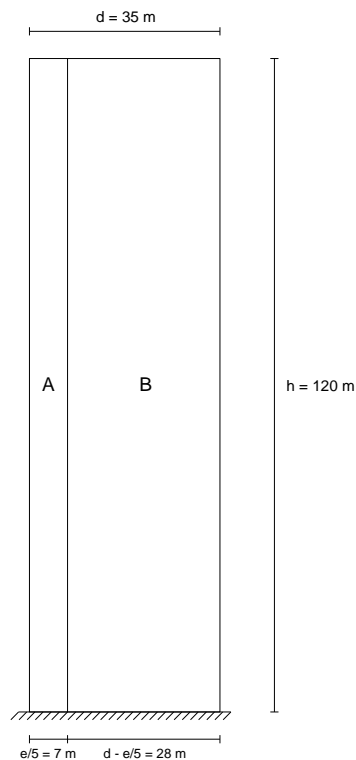
$$e \geq d \Rightarrow 35 \text{ m} \geq 35 \text{ m}$$

Οπότε, ο διαχωρισμός των επιφανειών στην όψη του κτιρίου λαμβάνεται σε δύο κάθετες επιφάνειες A και B, οι οποίες εκτείνονται από τη βάση του κτιρίου έως την κορυφή του. Η πρώτη επιφάνεια, A, λαμβάνεται από τη βάση του κτιρίου, δηλαδή $z_e = 0 \text{ m}$, μέχρι την κορυφή του κτιρίου $z_e = h = 120 \text{ m}$. Το πλάτος της προκύπτει από τη σχέση:

$$e/5 = 35/5 = 7 \text{ m}$$

Όσον αφορά τη δεύτερη επιφάνεια, B, λαμβάνεται από τη βάση του κτιρίου, δηλαδή $z_e = 0 \text{ m}$, μέχρι την κορυφή του κτιρίου $z_e = h = 120 \text{ m}$. Το πλάτος της προκύπτει από τη σχέση:

$$d - \frac{e}{5} = 35 - \frac{35}{5} = 35 - 7 = 28 \text{ m}$$

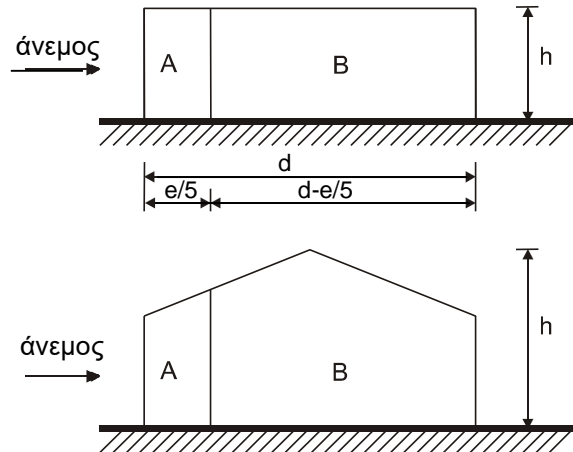


Εικόνα 5.20 Διαχωρισμός επιφανειών κτιρίου στις πλευρές A, B

Αντίστοιχα, για τον προσδιορισμό των συντελεστών εξωτερικής πίεσης στις επιφάνειες του παραπάνω κατακόρυφου τοίχου, χρησιμοποιήθηκε υπολογιστικό φύλλο στο οποίο εισήχθησαν οι διαστάσεις του κτιρίου και εξήχθησαν οι παρακάτω συντελεστές:

$$\begin{aligned} b &= 35 \text{ m} \\ d &= 35 \text{ m} \\ e &= 35 \text{ m} \end{aligned}$$

Όψη για $e \geq d$



$$\begin{aligned} \mathbf{A} &= \mathbf{-1,2} \\ \mathbf{B} &= \mathbf{-0,8} \end{aligned}$$

Εικόνα 5.21 Συντελεστές εξωτερικών πιέσεων στις επιφάνειες A και B

Ακολουθεί ο συγκεντρωτικός πίνακας των συντελεστών εξωτερικής πίεσης στις φορτιζόμενες επιφάνειες του κτιρίου.

Πίνακας 5.9 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στις φορτιζόμενες επιφάνειες της κατασκευής

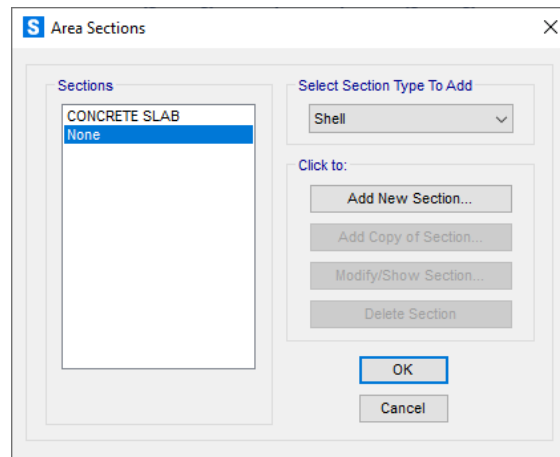
Φορτιζόμενη επιφάνεια	Συντελεστής εξωτερικής πίεσης (c_{pe})
A	-1,2
B	-0,8
D	0,8
E	-0,62

Τα χαρακτηριστικά που εισήχθησαν στο πρόγραμμα για τον καθορισμό της ανεμικής δράσης βάσει του Ευρωκώδικα 1 για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις X και Y, αναγράφονται παρακάτω:

- Ταχύτητα ανέμου: $V_b = 33 \text{ m/s}$
- Κατηγορία εδάφους: 0
- Συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους: $c_o(z) = 1,00$
- Συντελεστής στροβιλισμού: $k_1 = 1,00$
- Συντελεστής κατασκευής: $c_s c_d = 1,00$
- Πυκνότητα αέρα: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

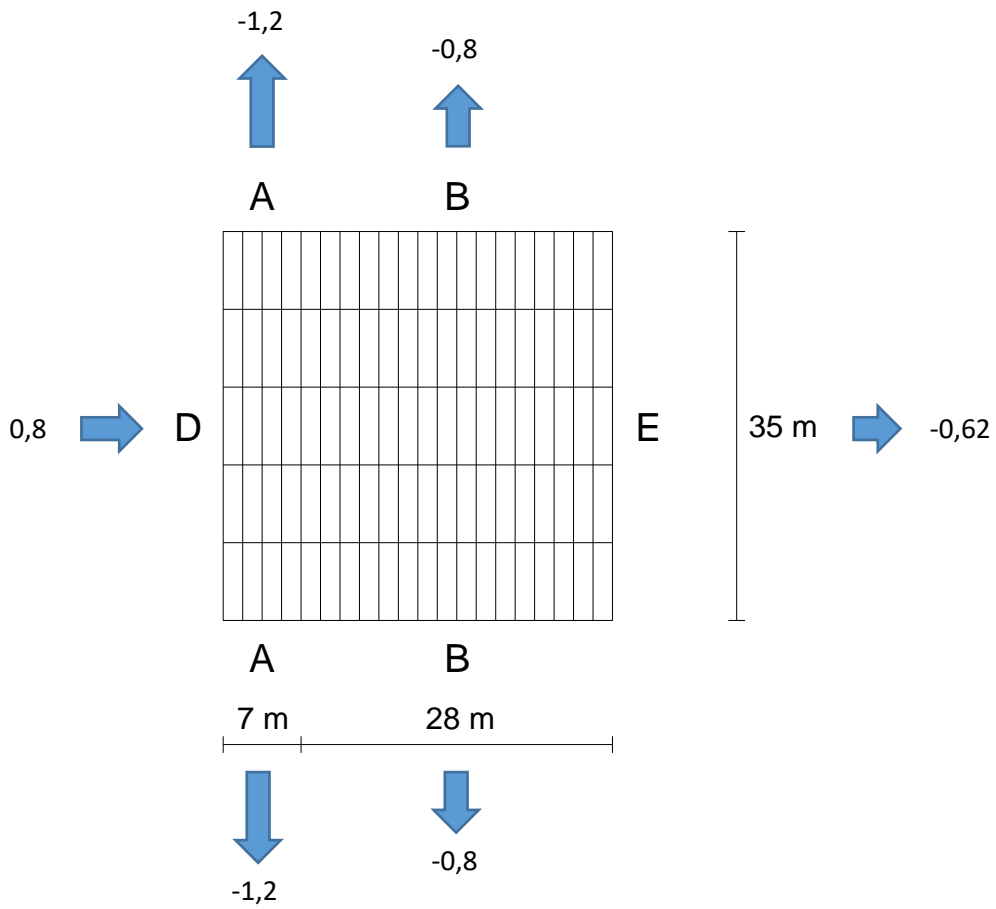
Εικόνα 5.22 Εισαγωγή χαρακτηριστικών για την ανεμική δράση στο SAP2000

Τα φορτία του ανέμου δρούν στους περιμετρικούς κατακόρυφους τοίχους της κατασκευής που καθορίστηκαν στο πρόγραμμα. Για την προσομοίωση των κατακόρυφων τοίχων ορίστηκαν περιμετρικά επιφανειακά στοιχεία (shell elements), μηδενικών ιδιοτήτων σε όλες τις πλευρές του κτιρίου, με βάση τον διαχωρισμό που αναλύθηκε παραπάνω, ώστε να ακολουθήσει η εφαρμογή των συντελεστών εξωτερικής πίεσης στα επιφανειακά στοιχεία.

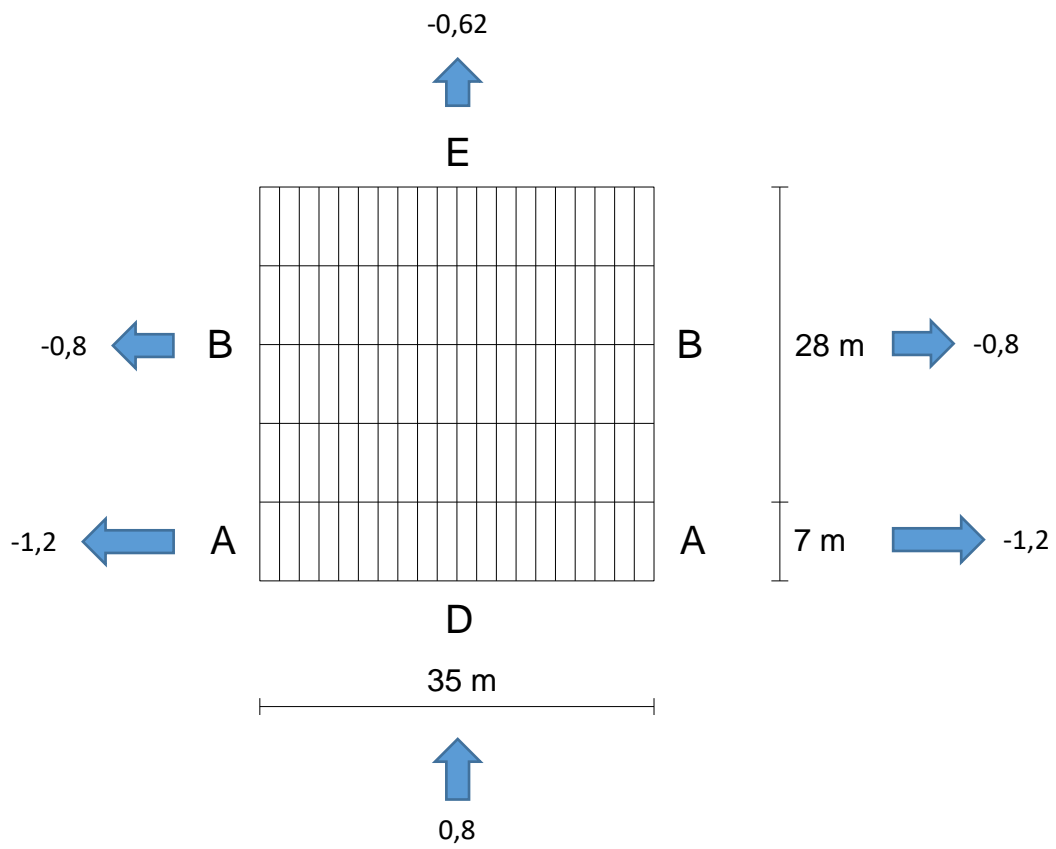


Εικόνα 5.23 Ορισμός επιφανειακού στοιχείου μηδενικών ιδιοτήτων

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι συντελεστές εξωτερικών πιέσεων επί των κατακόρυφων τοίχων και οι διευθύνσεις με τις οποίες ορίστηκαν στις επιφάνειες της κατασκευής στο πρόγραμμα.



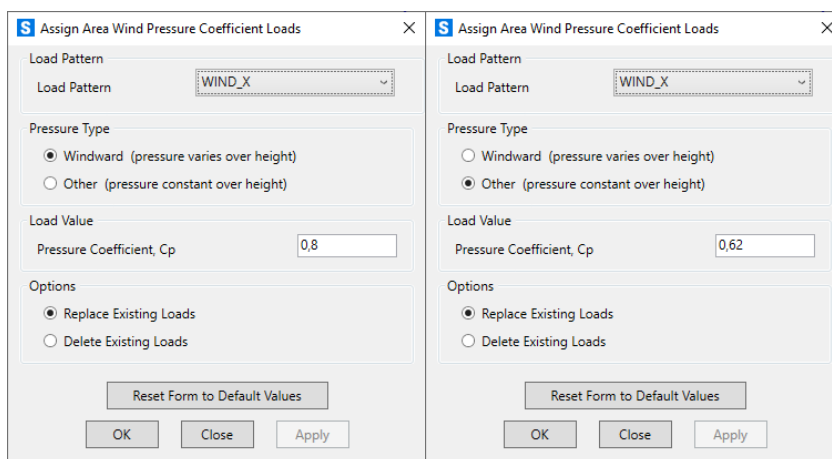
Εικόνα 5.24 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για την ανεμική δράση στη διεύθυνση X (Κάτοψη κτιρίου)



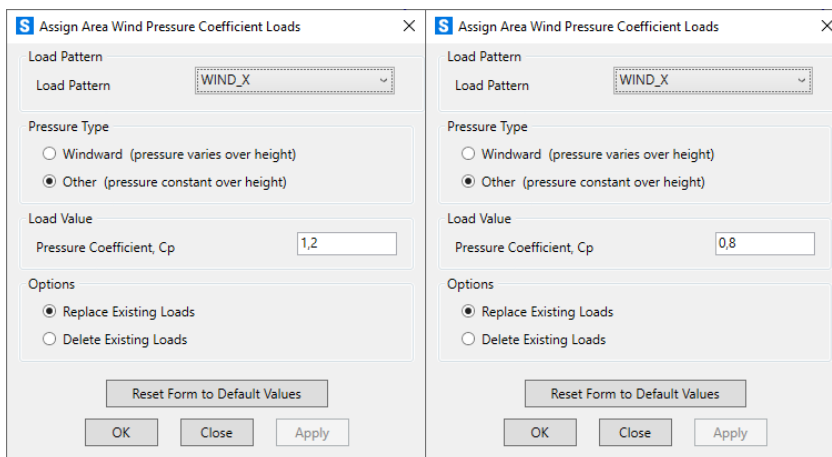
Εικόνα 5.25 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για την ανεμική δράση στη διεύθυνση Y (Κάτοψη κτιρίου)

Για την εφαρμογή των συντελεστών εξωτερικής πίεσης στην κατασκευή, έχει προηγηθεί ορθή μελέτη όσον αφορά τον διαχωρισμό των επιφανειών ως προς όλες τις επιφάνειες του κτιρίου, ώστε στην κάθε επιφάνεια να οριστεί η κατάλληλη τιμή του συντελεστή. Επειδή το κτίριο έχει ίδιες διαστάσεις και στις δύο οριζόντιες πλευρές X και Y, οι συντελεστές εξωτερικών πιέσεων κατά τις φορτιστικές καταστάσεις του ανέμου ως προς X και Y, θα είναι όμοιοι.

Παρακάτω, φαίνεται η εισαγωγή των συντελεστών εξωτερικής πίεσης στις επιφάνειες του κτιρίου στο SAP2000 για τη δράση του ανέμου στη διεύθυνση X (*WIND_X*), σύμφωνα με τη φορά του τοπικού άξονα 3 (local axes 3).



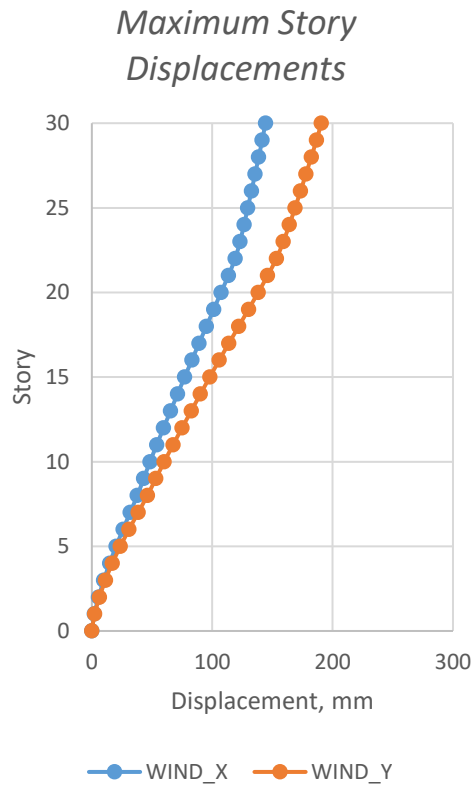
Εικόνα 5.26 Εισαγωγή συντελεστών εξωτερικής πίεσης στις επιφάνειες D, E



Εικόνα 5.27 Εισαγωγή συντελεστών εξωτερικής πίεσης στις επιφάνειες A, B

Κατά τον ίδιο τρόπο, γίνεται η εισαγωγή των συντελεστών εξωτερικής πίεσης στις ανάλογες επιφάνειες του κτιρίου για τη δράση του ανέμου στη διεύθυνση Y (*WIND_Y*), προσέχοντας τις φορές του τοπικού άξονα 3 (local axes 3).

Στο παρακάτω διάγραμμα απεικονίζονται οι μετακινήσεις των επιπέδων κάθε ορόφου του κτιρίου, υπό τη δράση του ανέμου ($WIND_X$, $WIND_Y$) στη διεύθυνση X και στη διεύθυνση Y αντίστοιχα, σύμφωνα με τα αποτελέσματα που εξήχθησαν από την ανάλυση.

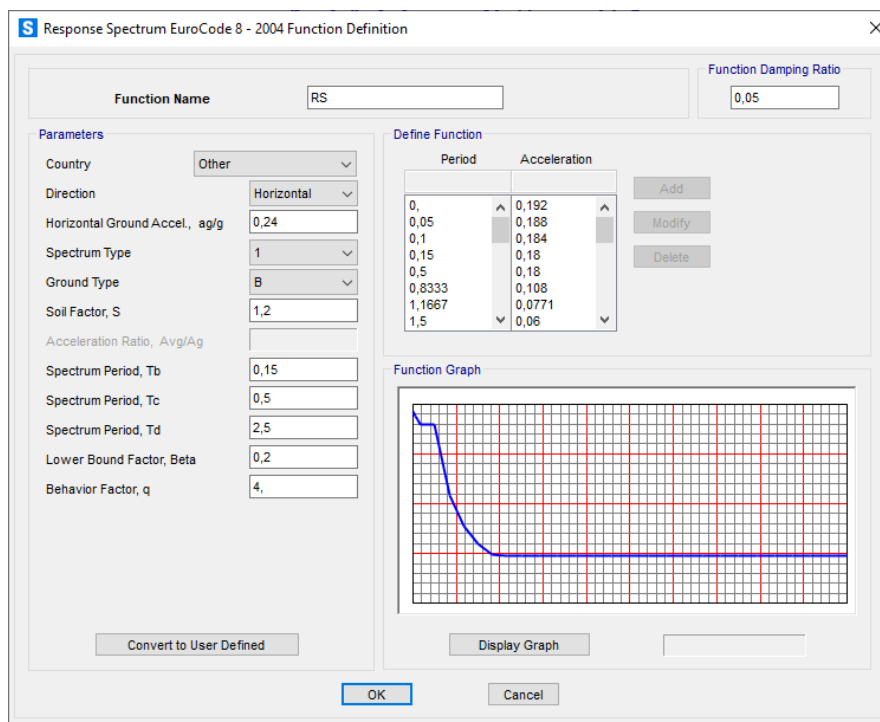


Εικόνα 5.28 Διάγραμμα μετακινήσεων ορόφων υπό τη δράση WIND_X, WIND_Y

5.5 Σεισμικές δράσεις

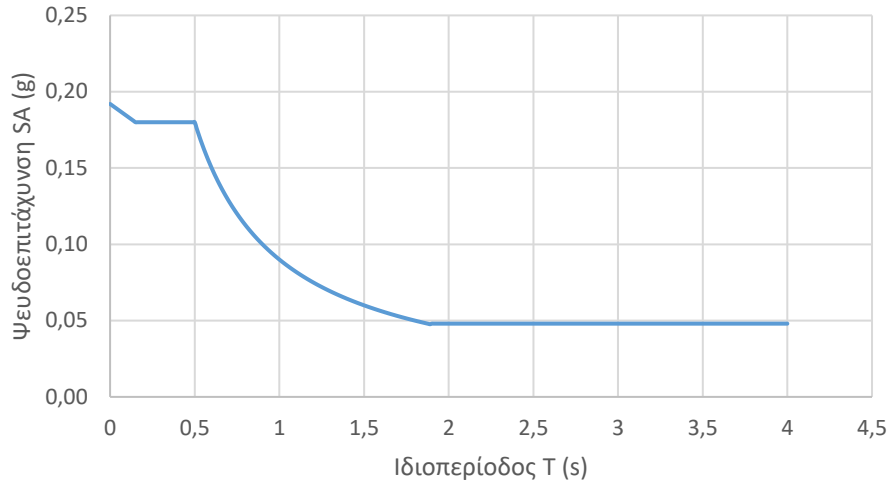
Το ψηλό κτίριο σχεδιάστηκε για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 (Αττική), με κατηγορία εδάφους B και με κατηγορία σπουδαιότητας II (κτίρια γραφείων). Παρακάτω, αναγράφονται τα χαρακτηριστικά για τον ορισμό του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 (τύπου 1) στο λογισμικό για τις οριζόντιες διευθύνσεις X και Y.

- Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς: $a_{gR} = 0,24 g$
- Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma_I = 1,00$
- Συντελεστής εδάφους: $S = 1,2$
- Κάτω όριο περιόδου σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων: $T_B = 0,15 s$
- Άνω όριο περιόδου σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων: $T_C = 0,5 s$
- Περίοδος στην αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης: $T_D = 2,5 s$
- Συντελεστής συμπεριφοράς: $q = 4$ (πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα – διαγώνιοι σύνδεσμοι)



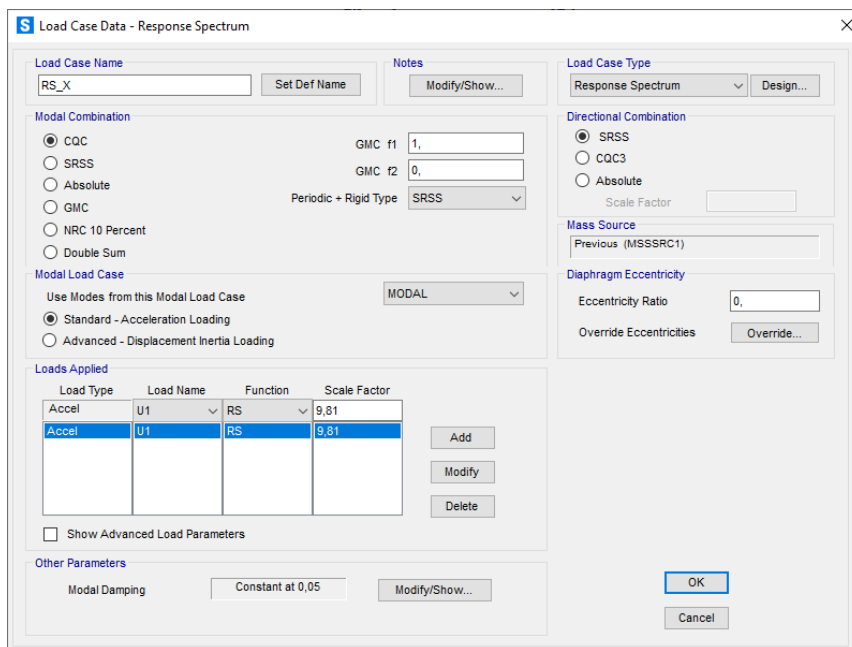
Εικόνα 5.29 Εισαγωγή χαρακτηριστικών φάσματος σχεδιασμού στο SAP2000

Στην ακόλουθη εικόνα δίνεται το φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, το οποίο σχεδιάστηκε σε υπολογιστικό φύλλο, βάσει των παραμέτρων και των χαρακτηριστικών τιμών που αναφέρθηκαν παραπάνω.

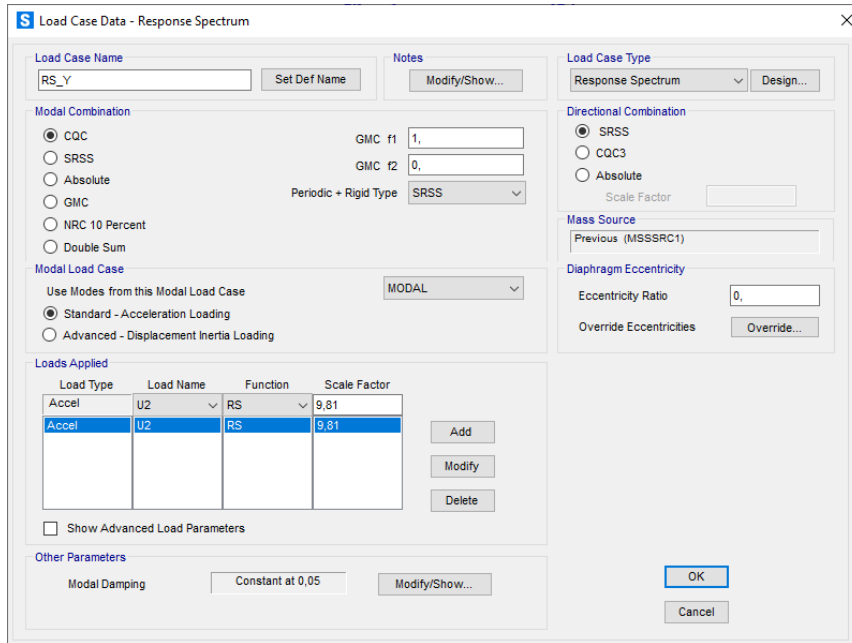


Εικόνα 5.30 Φάσμα σχεδιασμού επιταχύνσεων για $q = 4$ (τύπου 1)

Οι οριζόντιες διευθύνσεις X και Y της σεισμικής δράσης, εισάγονται στο πρόγραμμα ως δυναμικές φορτίσεις με τις παραμέτρους που διακρίνονται στις παρακάτω εικόνες. Συγκεκριμένα, για τη σεισμική δράση ως προς τη διεύθυνση X (RS_X) στο φάσμα σχεδιασμού ορίζεται η εγκάρσια διεύθυνση U_1 , ενώ για τη σεισμική δράση ως προς τη διεύθυνση Y (RS_Y) η διαμήκης διεύθυνση U_2 . Επίσης, εισάγεται και η τιμή της επιτάχυνσης της βαρύτητας ίση με $9,81 \text{ m/s}^2$.

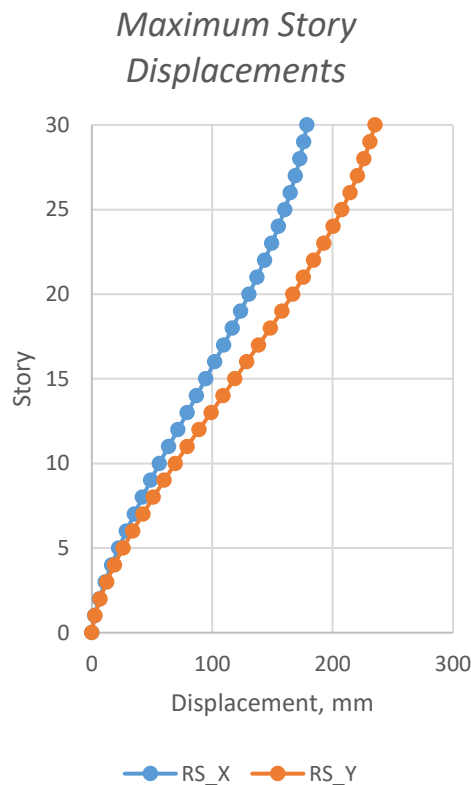


Εικόνα 5.31 Εισαγωγή σεισμικής δράσης ως προς τη διεύθυνση X



Εικόνα 5.32 Εισαγωγή σεισμικής δράσης ως προς τη διεύθυνση Y

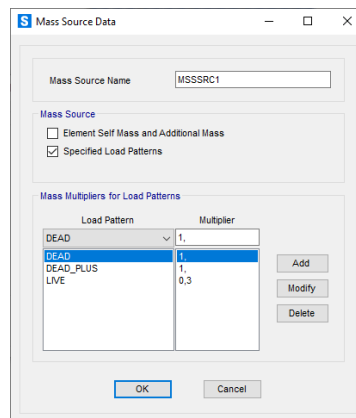
Στο παρακάτω διάγραμμα απεικονίζονται οι ελαστικές μετακινήσεις, d_e , των επιπέδων κάθε ορόφου του κτιρίου, υπό τη δράση της σεισμικής φόρτισης (RS_X , RS_Y) στη διεύθυνση X και στη διεύθυνση Y αντίστοιχα, σύμφωνα με τα αποτελέσματα που εξήχθησαν από την ανάλυση.



Εικόνα 5.33 Διάγραμμα μετακινήσεων ορόφων υπό τη δράση RS_X , RS_Y

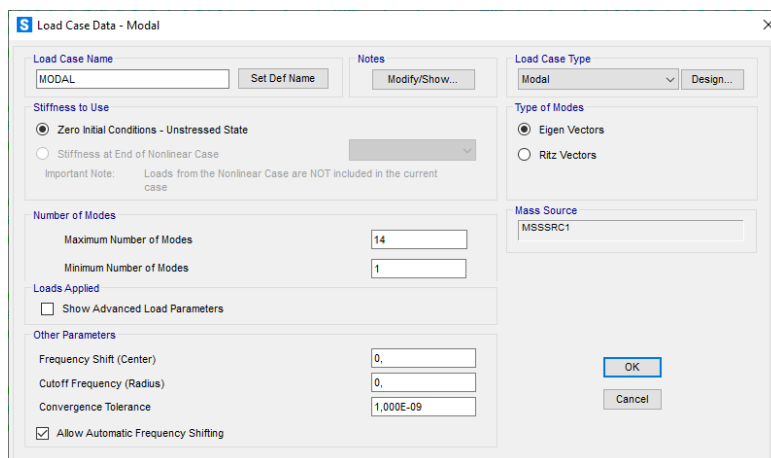
5.6 Ιδιομορφική ανάλυση

Ο ορισμός της ιδιομορφικής ανάλυσης της κατασκευής είναι απαραίτητος για την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης. Προϋπόθεση της ιδιομορφικής ανάλυσης αποτελεί ο καθορισμός της μάζας του κτιρίου στο λογισμικό, για την οποία χρησιμοποιήθηκε ο συνδυασμός των κατακόρυφων φορτίων $G + 0,3Q$, όπου στην προκειμένη περίπτωση ορίστηκε ως $DEAD + DEAD_PLUS + 0,3LIVE$. Ο καθορισμός της μάζας καθιστά αναγκαία την εφαρμογή της στην προσομοίωση, ώστε να πραγματοποιηθεί η ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής και να εξαχθούν οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές της για την εκτίμηση της συμπεριφοράς του κτιρίου.



Εικόνα 5.34 Καθορισμός μάζας

Από την ιδιομορφική ανάλυση, προκύπτει ο βαθμός συμμετοχής της κάθε ιδιομορφής στην απόκριση του φορέα, ως ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας ανά διεύθυνση κίνησης. Κατά την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, υπάρχει απαίτηση ενεργοποίησης ποσοστού μάζας 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου ανά διεύθυνση, ενώ παράλληλα πρέπει να συνυπολογίζονται όλες οι ιδιομορφές με ποσοστό ενεργοποίησης μάζας μεγαλύτερο του 5%.



Εικόνα 5.35 Καθορισμός παραμέτρων ιδιομορφικής ανάλυσης

Τα αποτελέσματα που εξήχθησαν από την ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

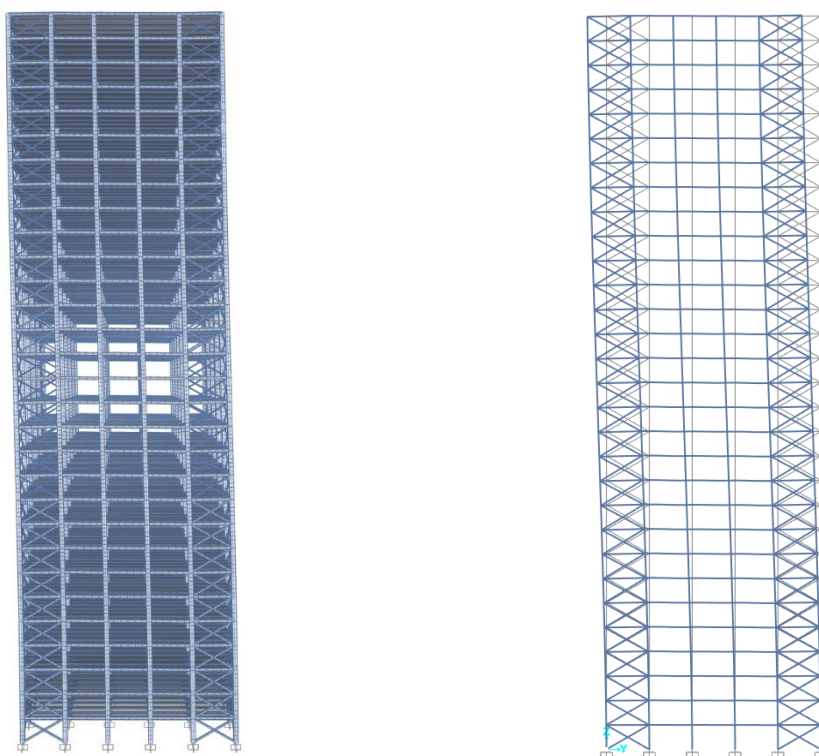
Πίνακας 5.10 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών

Mode	Period (sec)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	3,753	0,0000	0,7144	0,0000	0,0000	0,7144	0,0000
2	3,292	0,7261	0,0000	0,0000	0,7261	0,7144	0,0000
3	2,406	0,0000	0,0000	0,6934	0,7261	0,7144	0,6934
4	1,139	0,0000	0,1347	0,0000	0,7261	0,8490	0,6934
5	1,032	0,1296	0,0000	0,0000	0,8557	0,8490	0,6934
6	0,763	0,0000	0,0000	0,1415	0,8557	0,8490	0,8349
7	0,621	0,0000	0,0514	0,0000	0,8557	0,9004	0,8349
8	0,579	0,0502	0,0000	0,0000	0,9060	0,9004	0,8349
9	0,428	0,0000	0,0000	0,0602	0,9060	0,9004	0,8951
10	0,418	0,0000	0,0281	0,0000	0,9060	0,9285	0,8951
11	0,398	0,0239	0,0000	0,0000	0,9299	0,9285	0,8951
12	0,312	0,0000	0,0160	0,0000	0,9299	0,9445	0,8951
13	0,300	0,0157	0,0000	0,0000	0,9456	0,9445	0,8951
14	0,295	0,0000	0,0000	0,0291	0,9456	0,9445	0,9242

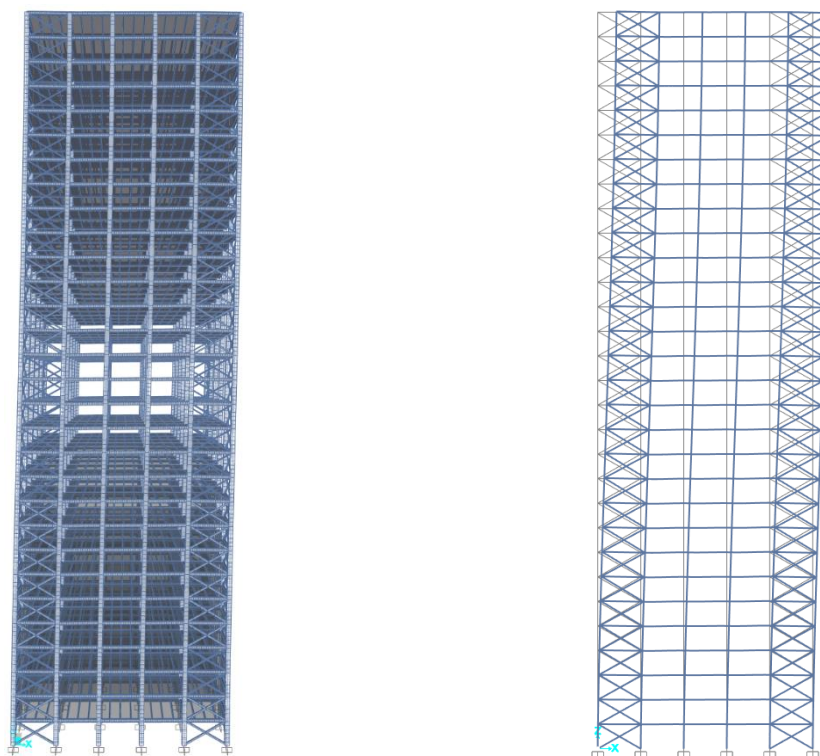
Βάσει των παραπάνω, διακρίνεται ότι στη διεύθυνση X το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας υπερβαίνει το 90% στην 8^η ιδιομορφή, ενώ στη διεύθυνση Y στην 7^η ιδιομορφή. Συγκεκριμένα, η 1^η ιδιομορφή ($T_1 = 3,753$ s) και η 2^η ιδιομορφή ($T_2 = 3,292$ s) είναι μεταφορικές ως προς τη διεύθυνση Y και X αντίστοιχα, ενώ η 3^η ιδιομορφή ($T_3 = 2,406$ s) είναι στρεπτική.

Το συμπέρασμα που προκύπτει από τις παραπάνω παρατηρήσεις είναι ότι η κατασκευή έχει μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο στη διεύθυνση Y, συνεπώς θα είναι πιο ευάλωτη σε αυτή τη διεύθυνση, πράγμα που σημαίνει ότι πρόκειται να προκύψουν μεγαλύτερες μετακινήσεις ως προς τη διεύθυνση Y σε σχέση με τη διεύθυνση X.

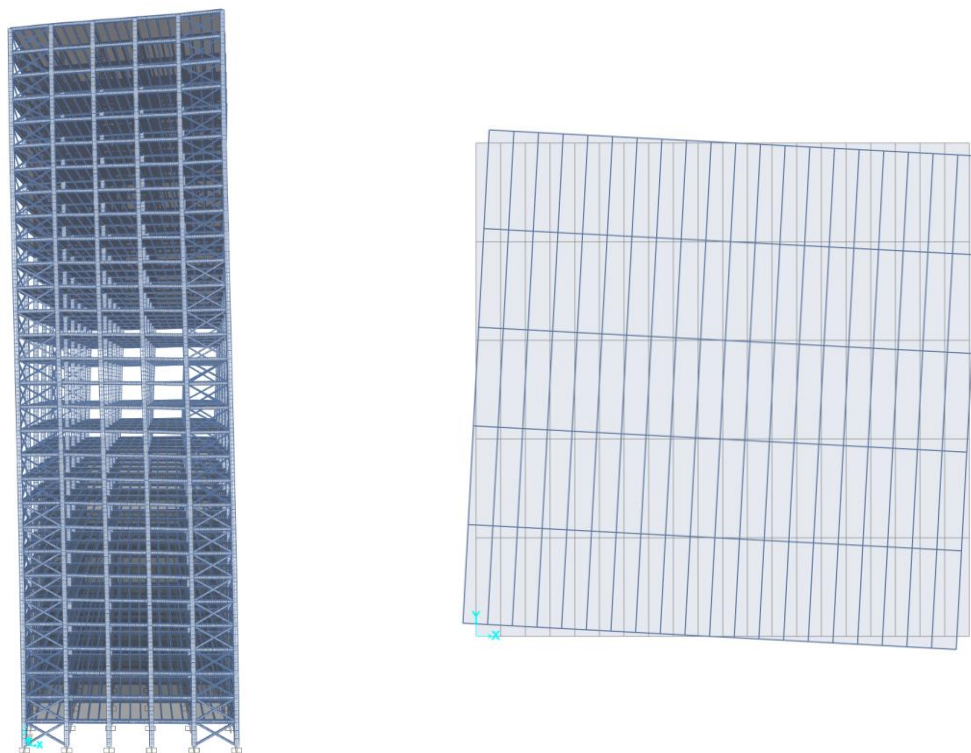
Στις ακόλουθες εικόνες δίνονται οι παραμορφώσεις του κτιρίου όπως εξήχθησαν από την ιδιομορφική ανάλυση, σύμφωνα με τις τρεις πρώτες ιδιομορφές.



Εικόνα 5.36 1^η ιδιομορφή $T_1 = 3,753$ s (μεταφορική ως προς Y)



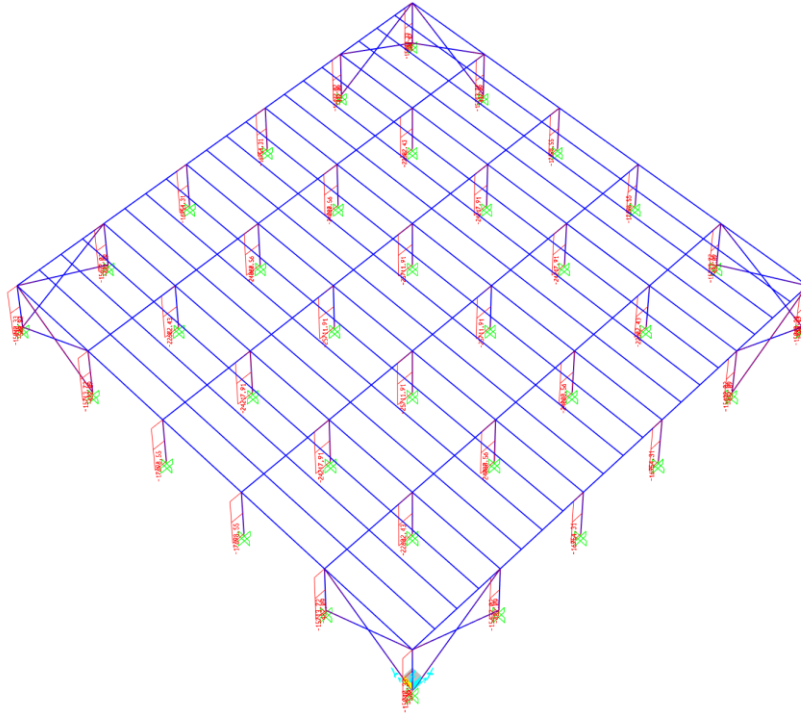
Εικόνα 5.37 2^η ιδιομορφή $T_2 = 3,292$ s (μεταφορική ως προς X)



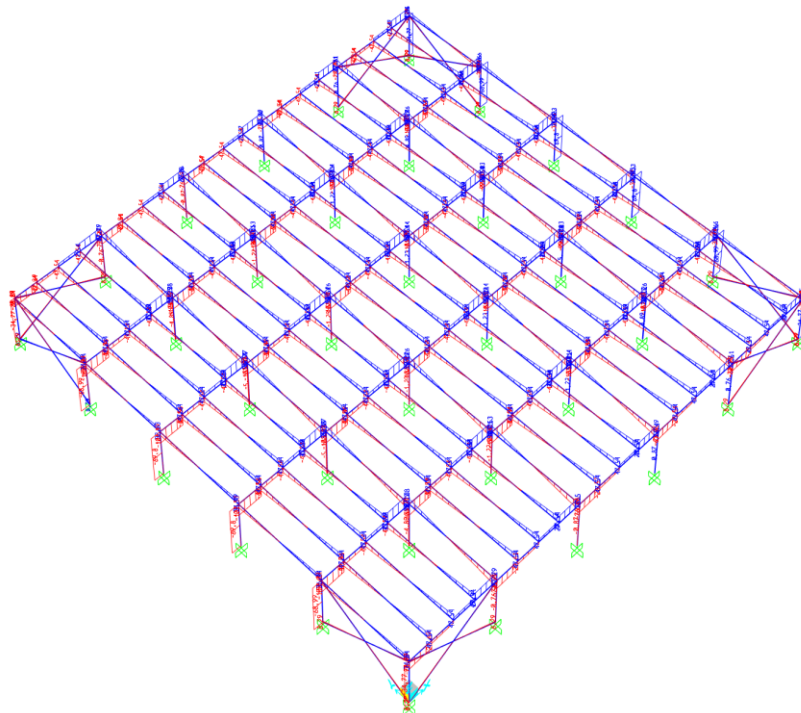
Εικόνα 5.38 3^η ιδιομορφή $T_3 = 2,406$ s (στρεπτική)

5.7 Ανάλυση – Εντατικά μεγέθη

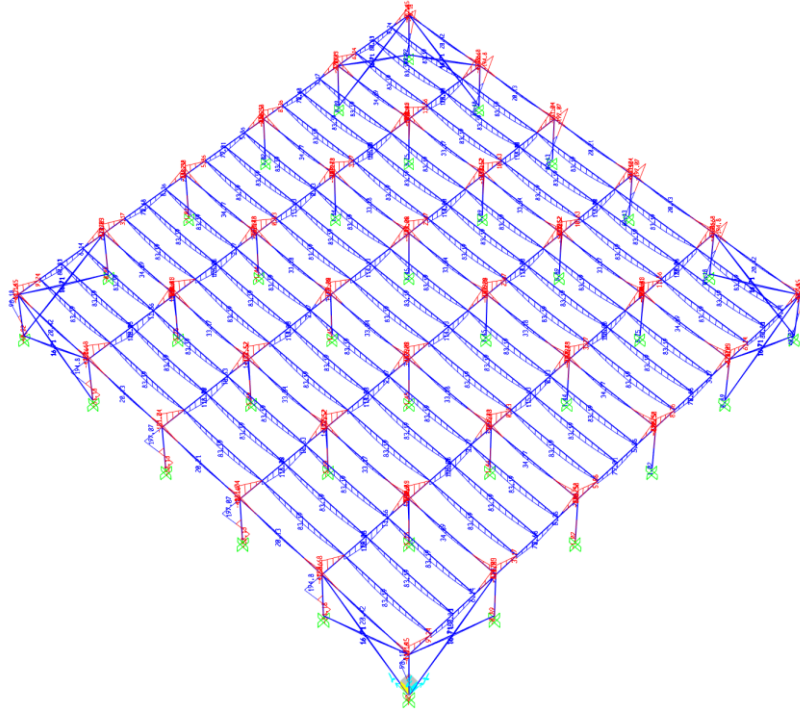
Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται ενδεικτικά τα εντατικά μεγέθη, αξονικές, τέμνουσες και ροπές κάμψης, αντίστοιχα, όπως προέκυψαν από τη στατική ανάλυση του κτιρίου για το βασικό συνδυασμό (ULS2), στη βάση του κτιρίου.



Εικόνα 5.39 Διάγραμμα αξονικών [N] (ULS2)



Εικόνα 5.40 Διάγραμμα τέμνουσών [V] (ULS2)

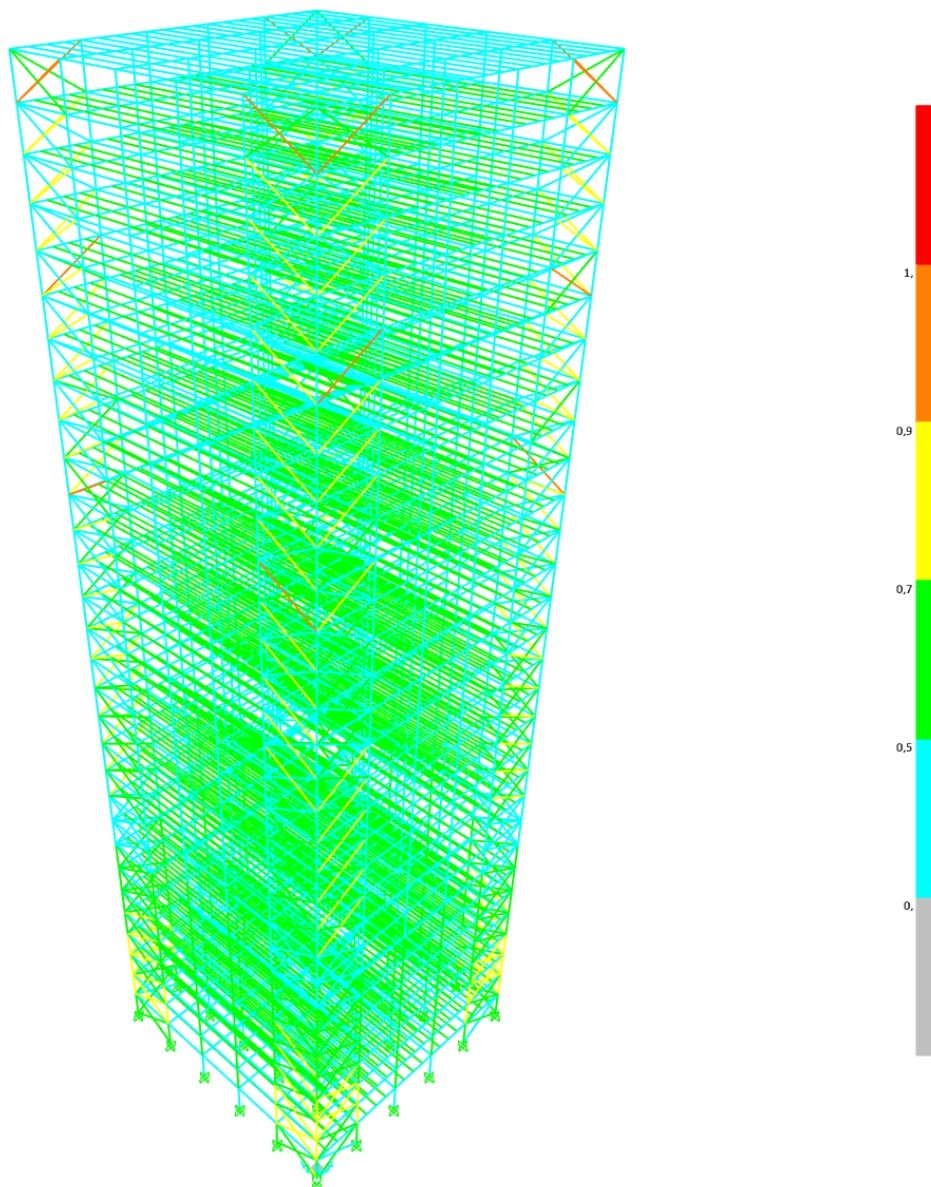


Εικόνα 5.41 Διάγραμμα ροπών [M] (ULS2)

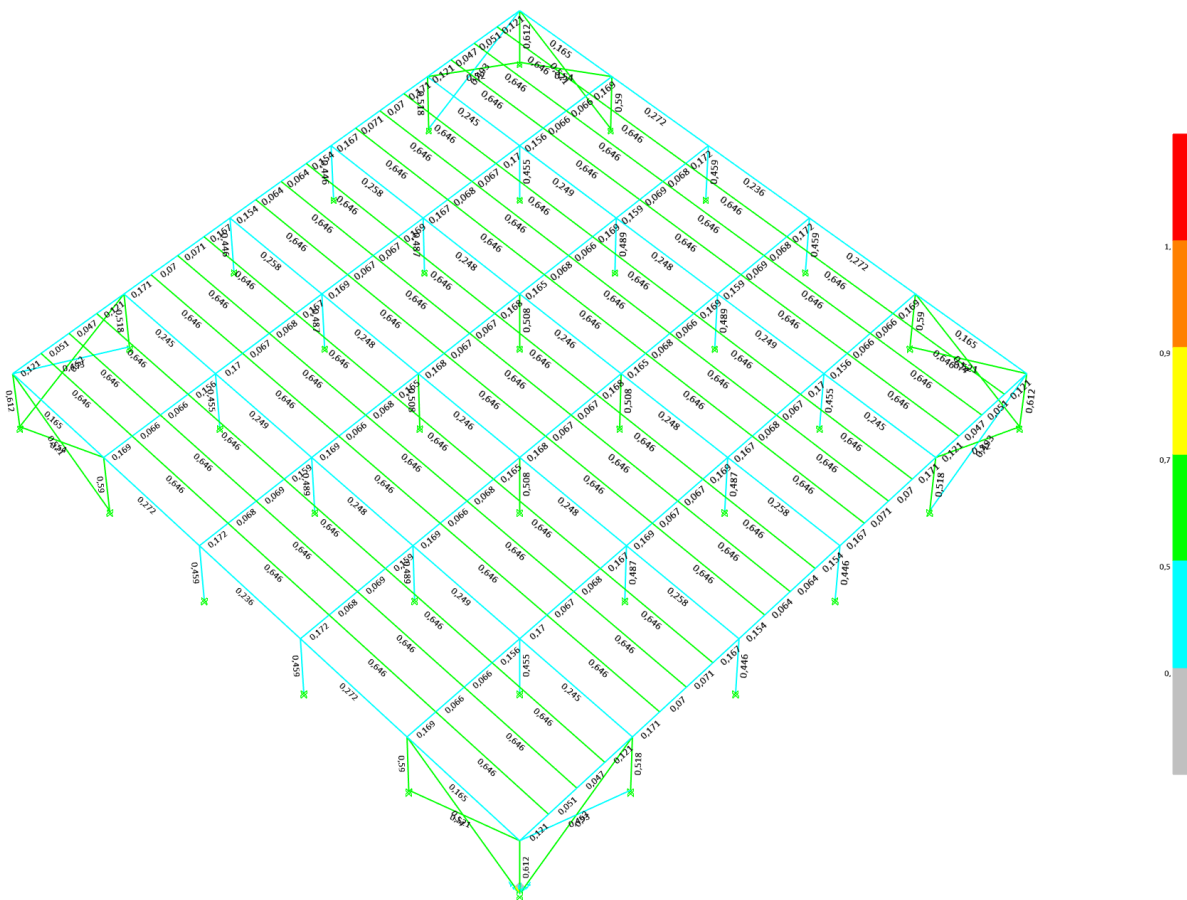
Παρατηρείται ότι τα ισχυρά κατακόρυφα φορτία που δρουν στην κατασκευή, σε μεγάλο βαθμό παραλαμβάνονται από τα υποστυλώματα. Συγκεκριμένα, στα εσωτερικά υποστυλώματα εμφανίζονται αρκετά μεγάλες αξονικές δυνάμεις, βάσει της ανάλυσης και του διαγράμματος των αξονικών δυνάμεων, σε σχέση με τα εξωτερικά, της τάξεως των 25711,91 kN. Οι τιμές των εντατικών μεγεθών σε ένα ψηλό κτίριο, αλλά και το πλήθος των δομικών του στοιχείων είναι αρκετά μεγάλο σε σύγκριση με τις απλές συμβατικές μεταλλικές κατασκευές, όπου ένα τέτοιο μέγεθος θεωρείται παράλογο.

5.8 Σχεδιασμός κατασκευής

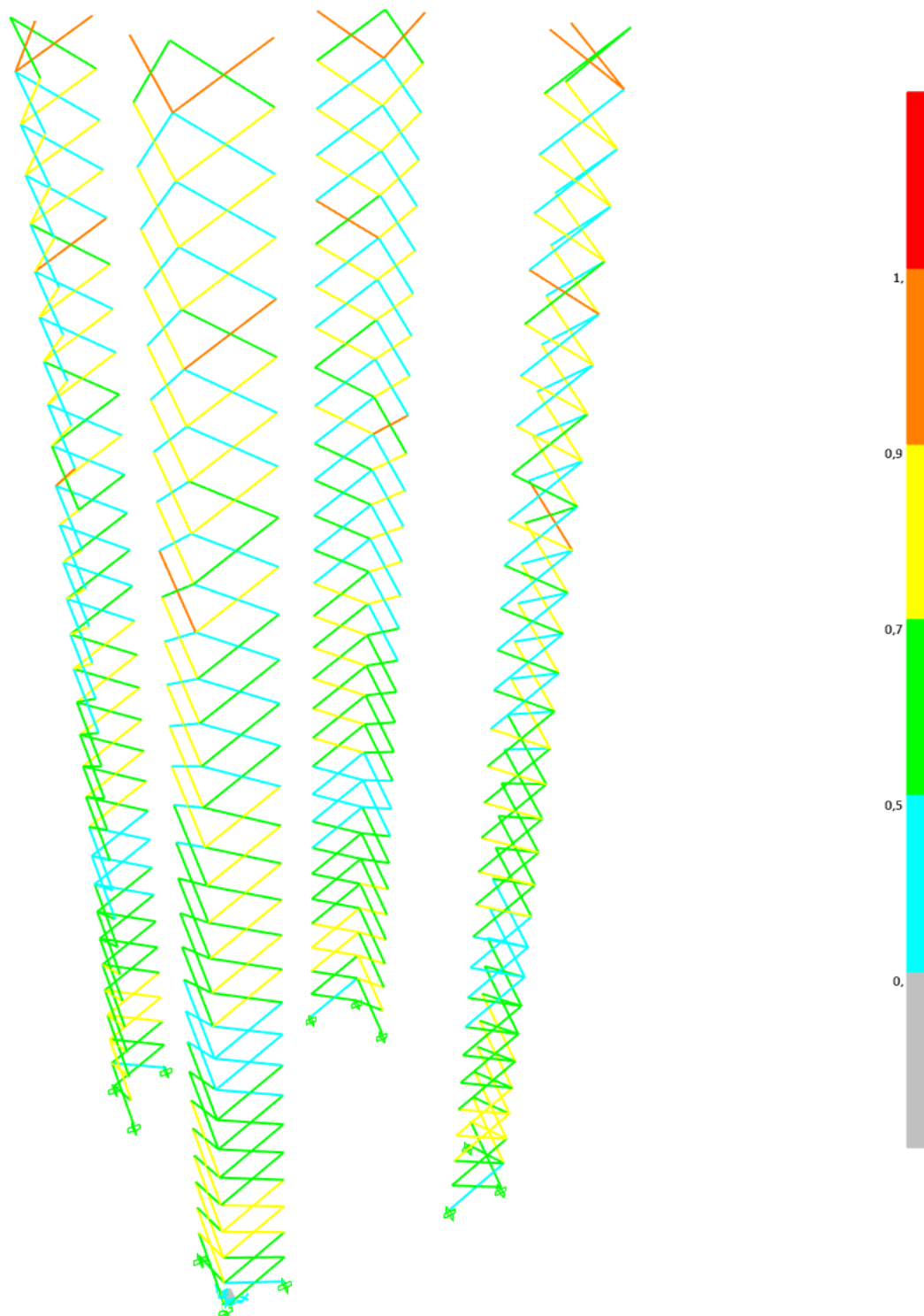
Ο σχεδιασμός των δομικών στοιχείων της κατασκευής υλοποιήθηκε στο πρόγραμμα SAP2000 σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3. Οι διατομές των μελών της κατασκευής επιλέχθηκαν μέσα από μια επαναληπτική διαδικασία ανάλυσης και σχεδιασμού, προκειμένου να εξαχθούν ικανοποιητικά ποσοστά εκμετάλλευσης, ώστε να επαρκούν στους απαραίτητους ελέγχους. Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τον σχεδιασμό του μεταλλικού ψηλού κτιρίου, με τους συνδυασμούς φορτίσεων που έχουν οριστεί, ως ποσοστά εκμετάλλευσης (δράση/αντοχή) των μελών από διαφορετικές όψεις.



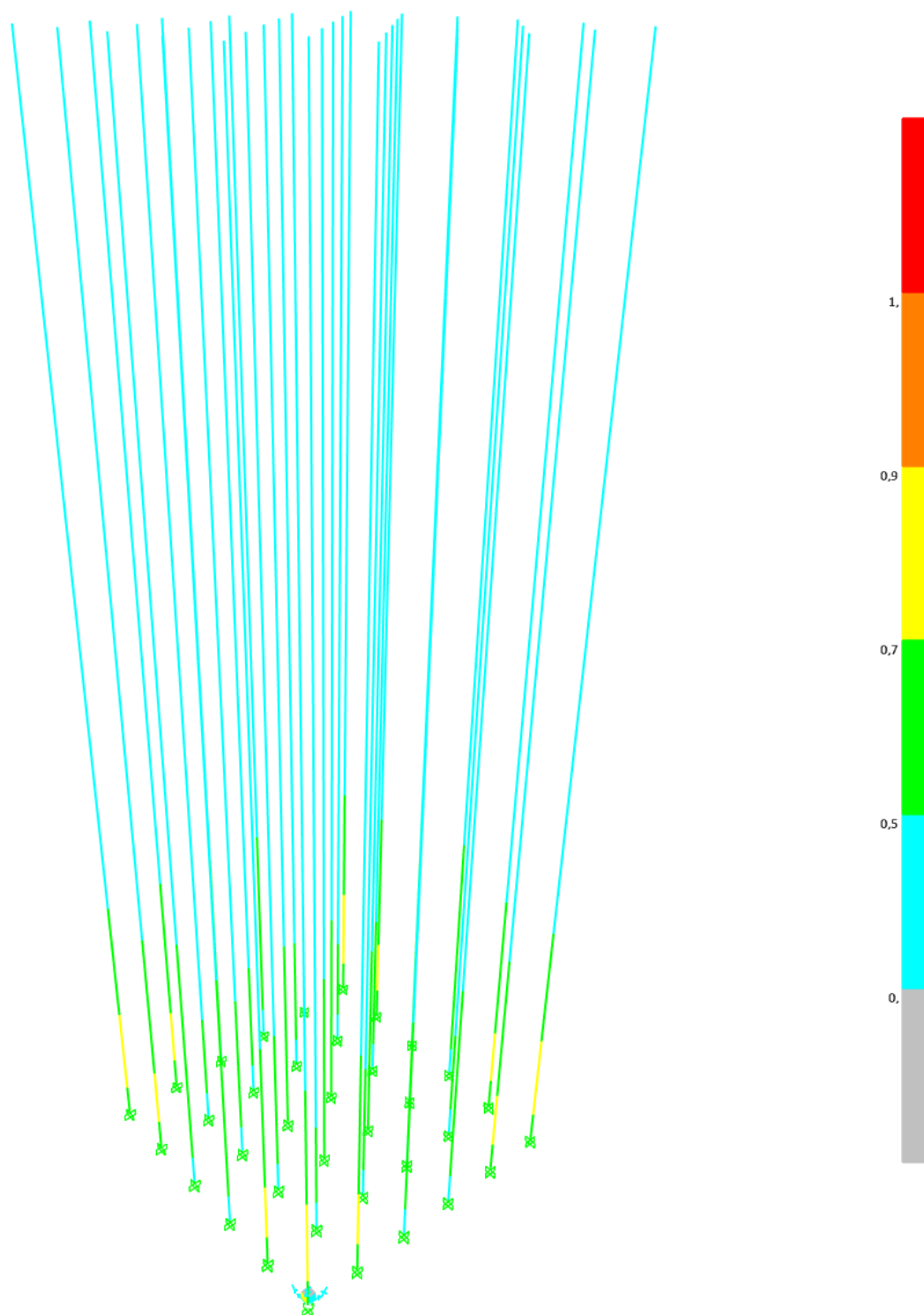
Εικόνα 5.42 Εικονικά ποσοστά εκμετάλλευσης στοιχείων για όλη την κατασκευή



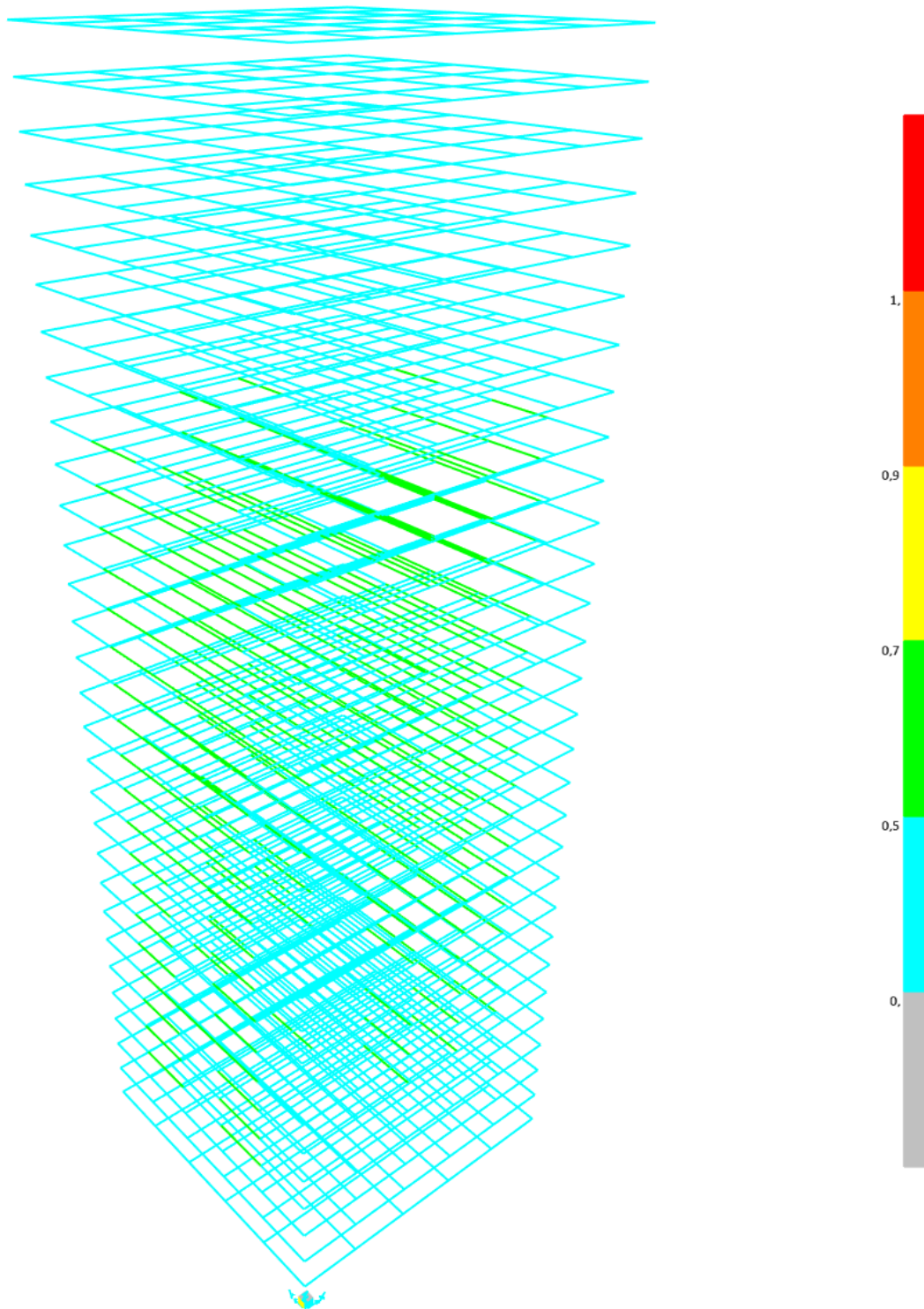
Εικόνα 5.43 Ποσοστά εκμετάλλευσης στοιχείων στη βάση του ψηλού κτιρίου



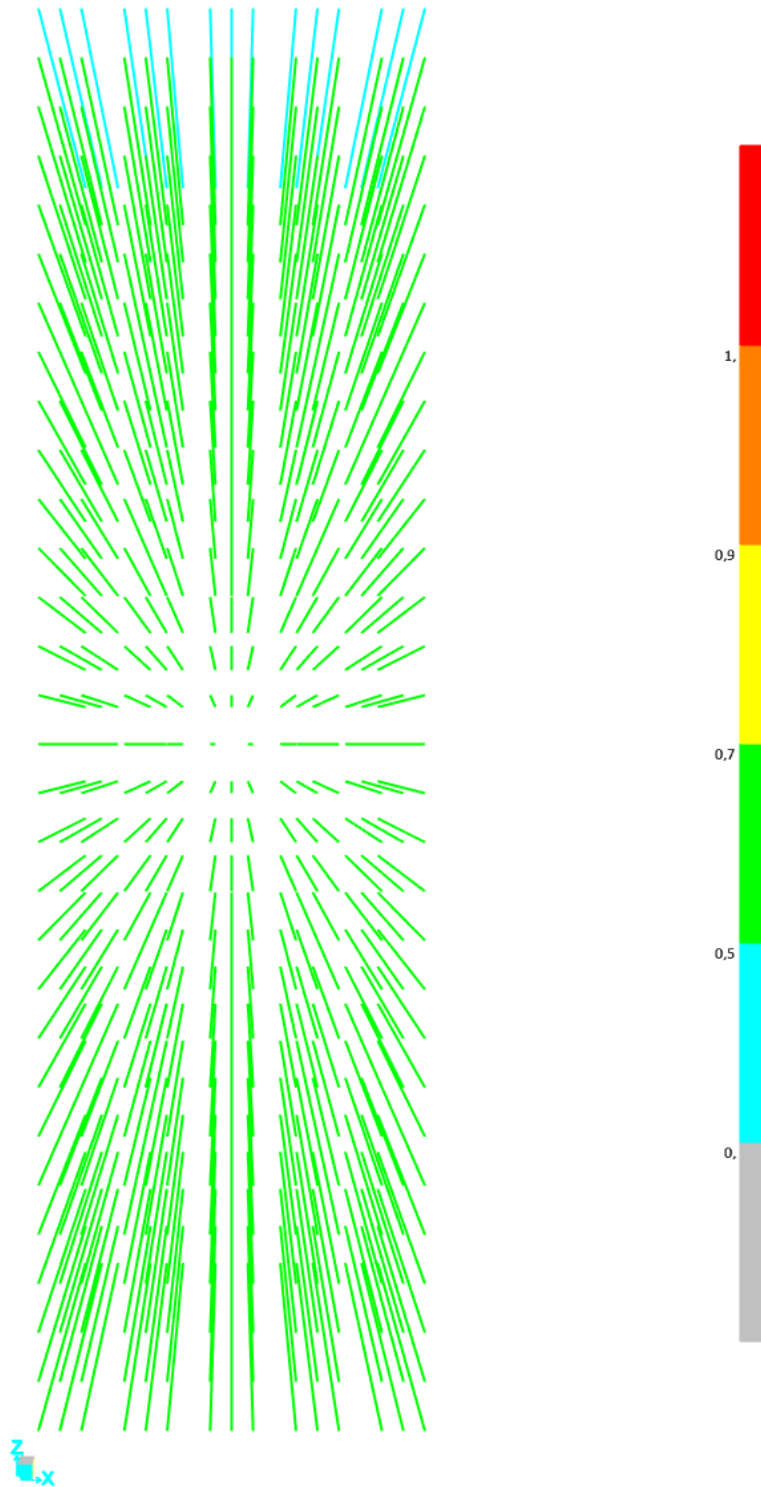
Εικόνα 5.44 Ποσοστά εκμετάλλευσης χιαστί συνδέσμων



Εικόνα 5.45 Ποσοστά εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων



Εικόνα 5.46 Ποσοστά εκμετάλλευσης κύριων δοκών

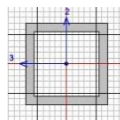


Εικόνα 5.47 Ποσοστά εκμετάλλευσης δευτερευουσών δοκών

5.9 Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών της κατασκευής

Τέλος, επιλέγεται ένα υποστύλωμα, μια κύρια δοκός, μια δευτερεύουσα δοκός κι ένας σύνδεσμος δυσκαμψίας με το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης και παρουσιάζονται οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στο πρόγραμμα ανάλυσης για τα παραπάνω μέλη του φορέα.

Επιλέγεται το γωνιακό υποστύλωμα του 2^{ου} ορόφου με ποσοστό εκμετάλλευσης 0,872.



```

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK      (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 97      X Mid: 0,      Combo: ULS10      Design Type: Column
Length: 4,      Y Mid: 0,      Shape: STEEL COLUMNS      Frame Type: DCM-CBF
Loc : 0,      Z Mid: 6,      Class: Class 1      Rolled : No

Country=CEN Default      Combination=Eq. 6.10      Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1,      GammaM1=1,      GammaM2=1,25
An/Ag=1,      RLLF=1,      PLLF=0,75      D/C Lim=1,

Aeff=0,176      eNy=0,      eNz=0,
A=0,176      Iyy=0,012      Izz=0,259      Wel,yy=0,034      Weff,yy=0,034
It=0,018      Izz=0,012      Izz=0,259      Wel,zz=0,034      Weff,zz=0,034
Iw=0,      Iyz=0,      h=0,7      Wpl,yy=0,042      Av,y=0,098
E=210000000,      fy=335000,      fu=490000,      Wpl,zz=0,042      Av,z=0,094

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
0,      -27377,272      -106,852      -369,75      -50,114      -71,18      0,

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO      (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,872 = 0,852 + 0,002 + 0,018 < 1,      OK
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1)      (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -27377,272      59094,      59094,

      Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      59094,      62233,92      10555454,97      59839,818      1,

      Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)      c      0,49      59839,818      0,994      1,188      0,544      32122,006
MajorB (y-y)      c      0,49      1571194,188      0,194      0,517      1,      59094,
Minor (z-z)      c      0,49      59839,818      0,994      1,188      0,544      32122,006
MinorB (z-z)      c      0,49      1571194,188      0,194      0,517      1,      59094,
Torsional TF      c      0,49      59839,818      0,994      1,188      0,544      32122,006

MOMENT DESIGN
      Med      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      -106,852      -106,852      14018,41      14018,41      9673,602      14018,41
Minor (z-z)      -369,75      -369,75      14018,41      14018,41      9673,602

      Curve      AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      Iw      Mcr
LTB      d      0,76      0,143      0,488      1,      0,      687084,311

Factors      kw      C1      C2      C3
1,      2,711      0,      0,672
za      zs      zg      zz
0,35      0,      0,35      -1,      -1,

Factors      kyy      kyz      kzy      kzz
0,399      0,414      0,239      0,69

      Ved      Vpl,Rd      Ved/Vpl,Rd      rho
    
```

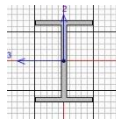

Σχεδιασμός μεταλλικού ψηλού κτιρίου

	Force	Capacity	Ratio	Factor
Major (z)	50,114	18196,224	0,003	1,
Minor (y)	71,18	18954,401	0,004	1,

SHEAR DESIGN					
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	50,114	0,	18196,224	0,003	OK
Minor (y)	71,18	0,	18954,401	0,004	OK

	Vpl,Rd Capacity	Eta Factor	LambdaBar Ratio	Chi Factor
Minor (y)	18196,224	1,2	0,111	1,2
Major (y)	18954,401	1,2	0,	1,

Για τις κύριες δοκούς επιλέγεται μια δοκός του 17^{ου} ορόφου με ποσοστό εκμετάλλευσης 0,680.



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 1800 X Mid: 35, Combo: ULS9 Design Type: Beam
Length: 7, Y Mid: 24,5 Shape: PRIMARY STEEL BEFrame Type: DCM-CBF
Loc : 7, Z Mid: 68, Class: Class 1 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1, GammaM1=1, GammaM2=1,25
An/Ag=1, RLLF=1, PLLF=0,75 D/C Lim=1,

Aeff=0,034 eNy=0, eNz=0, Weff,yy=0,005
A=0,034 Iyy=0,001 iyy=0,2 Weff,zz=0,001
It=9,750E-06 Izz=2,154E-04 izz=0,079 Weff,zz=0,001
Iw=1,189E-05 Iyz=0, h=0,5 Wpl,yy=0,006 Av,y=0,021
E=210000000, fy=355000, fu=510000, Wpl,zz=0,002 Av,z=0,016

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
7,	0,	-935,949	0,	286,449	0,	-0,007

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,68 = 0, + 0,68 + 0, < 1, OK
= Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	0,	12141,	12141,

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	12141,	12558,24	27765,592	27765,592	1,

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,34	58128,868	0,457	0,648	0,903	10960,634
MajorB (y-y)	b	0,34	58128,868	0,457	0,648	0,903	10960,634
Minor (z-z)	c	0,49	9109,574	1,154	1,4	0,456	5537,236
MinorB (z-z)	c	0,49	9109,574	1,154	1,4	0,456	5537,236
Torsional TF	c	0,49	27765,592	0,661	0,832	0,749	9087,664

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	-935,949	-935,949	2267,385	2267,385	2267,385	1376,594
Minor (z-z)	0,	0,	687,458	687,458	687,458	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	c	0,49	0,888	1,063	0,607	1,189E-05	2874,417

Factors	kw	C1	C2	C3
	1,	1,132	0,459	0,525
	za	zs	zg	zz
	0,25	0,	0,25	0,

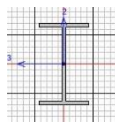
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0,4	0,6	1,	1,

	Ved	Vpl.Rd	Ved/Vpl.Rd	rho

Σχεδιασμός μεταλλικού ψηλού κτιρίου

	Force	Capacity	Ratio	Factor	
Major (z)	286,449	3246,555	0,088	1,	
Minor (y)	0,	4304,144	0,	1,	
SHEAR DESIGN					
	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	286,449	0,007	3246,555	0,088	OK
Minor (y)	0,	0,007	4304,144	0,	OK
	Vpl,Rd	Eta	Lambdabar	Chi	
	Capacity	Factor	Ratio	Factor	
Minor (y)	3246,555	1,2	0,209	1,2	
Major (y)	4304,144	1,2	0,	1,	
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS					
	VMajor	VMajor			
	Left	Right			
Major (V2)	225,741	286,449			

Για τις δευτερεύουσες δοκούς επιλέγεται μια δοκός του 1^{ου} ορόφου με ποσοστό εκμετάλλευσης 0,646.



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 10151 X Mid: 1,75 Combo: ULS6 Design Type: Beam
Length: 7, Y Mid: 3,5 Shape: SECONDARY STEEL Frame Type: DCM-CBF
Loc : 7, Z Mid: 4, Class: Class 1 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1, GammaM1=1, GammaM2=1,25
An/Ag=1, RLLF=1, PLLF=0,75 D/C Lim=1,

Aeff=0,009 eNy=0, eNz=0, We1,yy=8,957E-04 Weff,yy=8,957E-04
A=0,009 Iyy=1,344E-04 iyy=0,119 Wel,zz=1,628E-04 Weff,zz=1,628E-04
It=0, Izz=1,466E-05 izz=0,039 h=0,3 Wpl,yy=0,001 Av,y=0,005
Iw=0, Iyz=0, fu=510000, Wpl,zz=2,582E-04 Av,z=0,005
E=210000000, fy=355000,

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
7,	0,	0,	0,	47,537	0,	0,004

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,646 = 0, + 0,646 + 0, < 1, OK
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) / (EC3 6.3.3(4)-6.62)
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	0,	3354,75	3354,75				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	3354,75	3470,04	4265,236	4265,236	1,		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,34	5683,147	0,768	0,892	0,744	2495,231
MajorB (y-y)	b	0,34	5683,147	0,768	0,892	0,744	2495,231
Minor (z-z)	c	0,49	619,921	2,326	3,727	0,151	505,368
MinorB (z-z)	c	0,49	619,921	2,326	3,727	0,151	505,368
Torsional TF	c	0,49	4265,236	0,887	1,062	0,608	2039,427

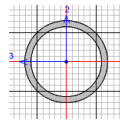
MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0,	83,19	370,221	370,221	370,221	128,747	
Minor (z-z)	0,	0,	91,657	91,657	91,657		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	c	0,49	1,404	1,781	0,348	0,	187,825
	Factors	kw	C1	C2	C3		
		1,	1,132	0,459	0,525		
		za	zs	zg	zz		
		0,15	0,	0,15	0,		
		kyy	kyz	kzy	kzz		
		0,95	0,6	1,	1,		
		Ved	Vpl.Rd	Ved/Vpl.Rd	rho		

Σχεδιασμός μεταλλικού ψηλού κτιρίου

Major (z)	Force	Capacity	Ratio	Factor	
Minor (y)	47,537	996,102	0,048	1,	
	0,	1106,78	0,	1,	
SHEAR DESIGN					
	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
Major (z)	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Minor (y)	47,537	0,004	996,102	0,048	OK
	0,	0,004	1106,78	0,	OK
	Vpl,Rd	Eta	Lambdabar	Chi	
Minor (y)	Capacity	Factor	Ratio	Factor	
Major (y)	996,102	1,2	0,256	1,2	
	1106,78	1,2	0,	1,	
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS					
	VMajor	VMajor			
	Left	Right			
Major (V2)	47,537	47,537			

Για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέγεται ο εφελκόμενος σύνδεσμος του 30^{ου} ορόφου με ποσοστό εκμετάλλευσης 0,982.



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 2305	X Mid: 35,	Combo: G+0,3Q-RS_y-0,3R	Design Type: Brace
Length: 8,062	Y Mid: 3,5	Shape: TUBO-D162X11	Frame Type: DCM-CBF
Loc : 0,	Z Mid: 118,	Class: Class 1	Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1,	GammaM1=1,	GammaM2=1,25	D/C Lim=1,
An/Ag=1,	RLLF=1,	PLLF=0,75	

Aeff=0,005	eNy=0,	eNz=0,	W _{el,yy} =1,846E-04	W _{eff,yy} =1,846E-04
A=0,005	Iyy=1,495E-05	iyy=0,054	W _{el,zz} =1,846E-04	W _{eff,zz} =1,846E-04
It=2,990E-05	Izz=1,495E-05	izz=0,054	W _{pl,yy} =2,513E-04	Av,y=0,003
Iw=0,	Iyz=0,	h=0,162	W _{pl,zz} =2,513E-04	Av,z=0,003
E=210000000,	fy=355000,	fu=510000,		

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,	-345,76	0,	0,	-1,406	0,	-0,078

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)
D/C Ratio: 0,982 = 0,928 + sqrt[(0,054)^2 + (0,)^2] < 1, OK
= Ned/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1))^2 + (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (EC3 6.3.3(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-345,76	1852,456	1852,456				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1852,456	1916,118	421468,821	476,747	1,		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,49	476,747	1,971	2,877	0,201	372,577
MajorB (y-y)	c	0,49	476,747	1,971	2,877	0,201	372,577
Minor (z-z)	c	0,49	476,747	1,971	2,877	0,201	372,577
MinorB (z-z)	c	0,49	476,747	1,971	2,877	0,201	372,577
Torsional TF	c	0,49	476,747	1,971	2,877	0,201	372,577

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0,	2,833	89,195	89,195	89,195	89,195	
Minor (z-z)	0,	0,	89,195	89,195	89,195	89,195	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	d	0,76	0,243	0,546	0,966	0,	1506,168
	kw	C1	C2	C3			
Factors	1,	1,132	0,459	0,525			
	za	zs	zg	zz			
	0,081	0,	0,081	-1,	1,		
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1,655	1,045	0,993	1,742			

Σχεδιασμός μεταλλικού ψηλού κτιρίου

	Ved Force	Vpl.Rd Capacity	Ved/Vpl.Rd Ratio	rho Factor	
Major (z)	1,406	680,875	0,002	1,	
Minor (y)	0,	680,875	0,	1,	
SHEAR DESIGN					
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	1,406	0,019	680,875	0,002	OK
Minor (y)	0,	0,019	680,875	0,	OK
	Vpl,Rd Capacity	Eta Factor	Lambdabar Ratio	Chi Factor	
Minor (y)	680,875	1,2	0,	1,	
Major (y)	680,875	1,2	0,	1,	
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS					
	P Comp	P Tens			
Axial	-345,76	172,703			

5.10 Έλεγχοι κτιρίου

5.10.1 Περιορισμός βλαβών

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

α) για κτίρια με μη – φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$d_r v \leq 0,005h$$

β) για κτίρια με πλάστιμα μη – φέροντα στοιχεία:

$$d_r v \leq 0,0075h$$

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

$$d_r v \leq 0,010h$$

όπου:

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης του ορόφου

h είναι το ύψος του ορόφου

v είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Για κατηγορία σπουδαιότητας II λαμβάνεται 0,5

Σε γραμμικές αναλύσεις, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d d_e$$

όπου:

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

q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q

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

Σημειώνεται πως στην παρούσα εργασία, για την επιλογή των διατομών του κτιρίου δεν λήφθηκε υπόψη μόνο το κριτήριο της αντοχής τους έναντι των ελέγχων κατά τη διαστασιολόγηση, αλλά και ο έλεγχος περιορισμού βλαβών όπως και το κριτήριο της ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς των διαγωνίων.

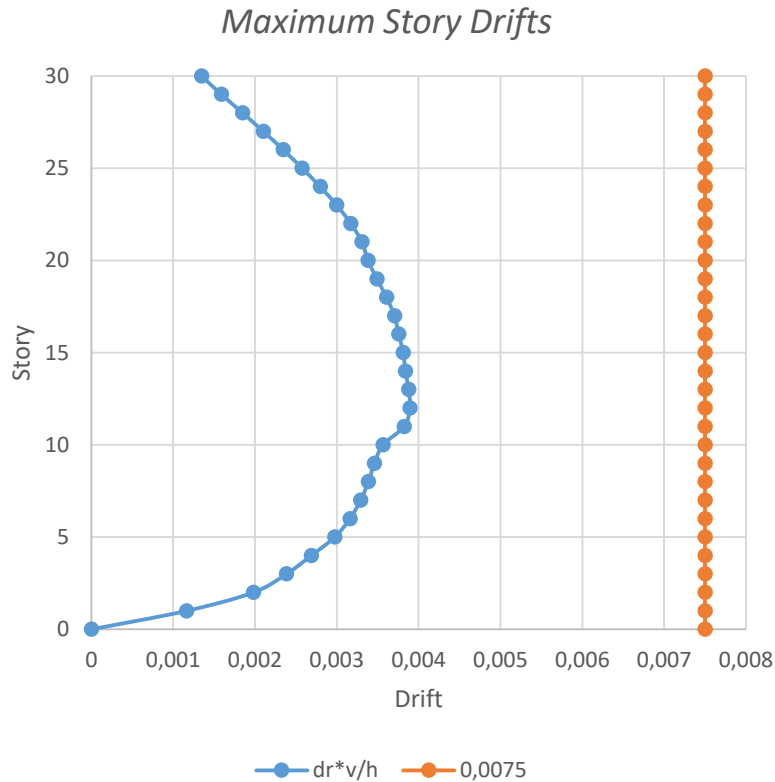
Ακολουθεί ο πίνακας με τα αποτελέσματα του ελέγχου, σύμφωνα με τις μετακινήσεις των ορόφων του κτιρίου υπό τη σεισμική δράση *RS_X*.

Πίνακας 5.11 Έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης ορόφου υπό τη σεισμική δράση *RS_X*

Story	h (mm)	q	d _e (mm)	d _s (mm)	d _r (mm)	d _r ·v	0,0075·h	Check
30	4000	4	178,6320	714,5280	10,7720	5,3860	30	OK
29	4000	4	175,9390	703,7560	12,7120	6,3560	30	OK
28	4000	4	172,7610	691,0440	14,7800	7,3900	30	OK
27	4000	4	169,0660	676,2640	16,8120	8,4060	30	OK
26	4000	4	164,8630	659,4520	18,7600	9,3800	30	OK
25	4000	4	160,1730	640,6920	20,6120	10,3060	30	OK
24	4000	4	155,0200	620,0800	22,3680	11,1840	30	OK
23	4000	4	149,4280	597,7120	23,9840	11,9920	30	OK
22	4000	4	143,4320	573,7280	25,3680	12,6840	30	OK
21	4000	4	137,0900	548,3600	26,4640	13,2320	30	OK
20	4000	4	130,4740	521,8960	27,0480	13,5240	30	OK
19	4000	4	123,7120	494,8480	27,9200	13,9600	30	OK
18	4000	4	116,7320	466,9280	28,8640	14,4320	30	OK
17	4000	4	109,5160	438,0640	29,6320	14,8160	30	OK
16	4000	4	102,1080	408,4320	30,0480	15,0240	30	OK
15	4000	4	94,5960	378,3840	30,4880	15,2440	30	OK
14	4000	4	86,9740	347,8960	30,7120	15,3560	30	OK
13	4000	4	79,2960	317,1840	31,0120	15,5060	30	OK
12	4000	4	71,5430	286,1720	31,1560	15,5780	30	OK
11	4000	4	63,7540	255,0160	30,5840	15,2920	30	OK
10	4000	4	56,1080	224,4320	28,5240	14,2620	30	OK
9	4000	4	48,9770	195,9080	27,6760	13,8380	30	OK
8	4000	4	42,0580	168,2320	27,0920	13,5460	30	OK
7	4000	4	35,2850	141,1400	26,3280	13,1640	30	OK
6	4000	4	28,7030	114,8120	25,2920	12,6460	30	OK
5	4000	4	22,3800	89,5200	23,8000	11,9000	30	OK
4	4000	4	16,4300	65,7200	21,5120	10,7560	30	OK
3	4000	4	11,0520	44,2080	19,0760	9,5380	30	OK
2	4000	4	6,2830	25,1320	15,8400	7,9200	30	OK
1	4000	4	2,3230	9,2920	9,2920	4,6460	30	OK
0	4000	4	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	30	OK

Συνεπώς, ο έλεγχος περιορισμού βλαβών για τη σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση X ικανοποιείται.

Στο παρακάτω διάγραμμα απεικονίζονται οι τιμές που προέκυψαν από τον έλεγχο απαίτησης περιορισμού βλαβών σε κάθε όροφο, υπό τη σεισμική δράση RS_X στη διεύθυνση X.



Εικόνα 5.48 Διάγραμμα τιμών ελέγχου περιορισμού βλαβών ορόφων υπό τη δράση RS_X

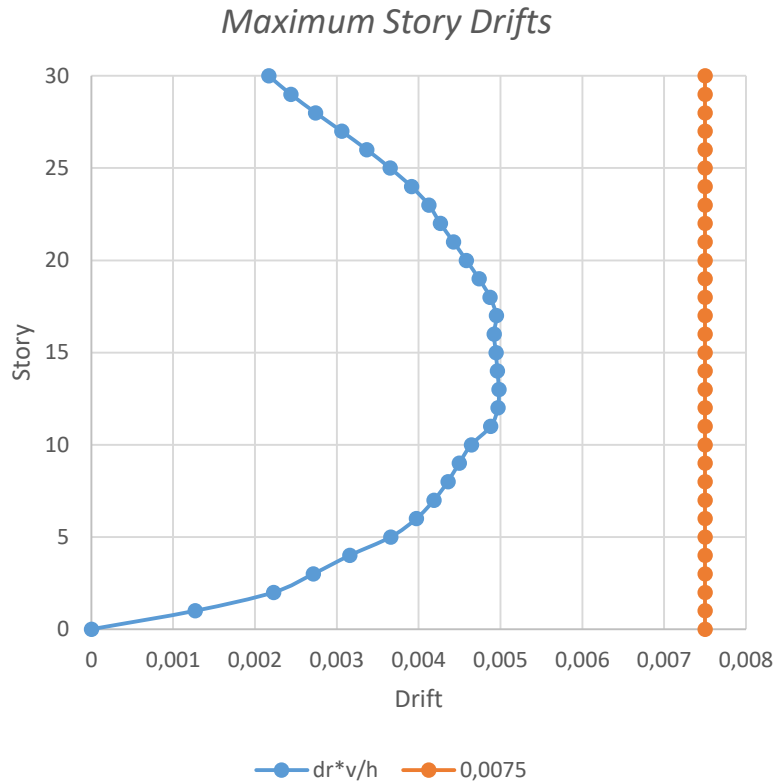
Εν συνεχεία, παρατίθεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα του ελέγχου απαίτησης βλαβών, σύμφωνα με τις μετακινήσεις των ορόφων του κτιρίου υπό τη σεισμική δράση RS_Y .

Πίνακας 5.12 Έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης ορόφου υπό τη σεισμική δράση RS_Y

Story	h (mm)	q	d _e (mm)	d _s (mm)	d _r (mm)	d _r ·v	0,0075·h	Check
30	4000	4	235,2640	941,0560	17,3440	8,6720	30	OK
29	4000	4	230,9280	923,7120	19,5000	9,7500	30	OK
28	4000	4	226,0530	904,2120	21,9240	10,9620	30	OK
27	4000	4	220,5720	882,2880	24,4640	12,2320	30	OK
26	4000	4	214,4560	857,8240	26,9280	13,4640	30	OK
25	4000	4	207,7240	830,8960	29,2120	14,6060	30	OK
24	4000	4	200,4210	801,6840	31,2920	15,6460	30	OK
23	4000	4	192,5980	770,3920	32,9960	16,4980	30	OK
22	4000	4	184,3490	737,3960	34,1200	17,0600	30	OK
21	4000	4	175,8190	703,2760	35,4080	17,7040	30	OK
20	4000	4	166,9670	667,8680	36,6640	18,3320	30	OK
19	4000	4	157,8010	631,2040	37,9080	18,9540	30	OK
18	4000	4	148,3240	593,2960	38,9840	19,4920	30	OK
17	4000	4	138,5780	554,3120	39,5840	19,7920	30	OK
16	4000	4	128,6820	514,7280	39,3680	19,6840	30	OK
15	4000	4	118,8400	475,3600	39,5520	19,7760	30	OK
14	4000	4	108,9520	435,8080	39,7000	19,8500	30	OK
13	4000	4	99,0270	396,1080	39,8360	19,9180	30	OK
12	4000	4	89,0680	356,2720	39,7600	19,8800	30	OK
11	4000	4	79,1280	316,5120	39,0480	19,5240	30	OK
10	4000	4	69,3660	277,4640	37,1520	18,5760	30	OK
9	4000	4	60,0780	240,3120	35,9600	17,9800	30	OK
8	4000	4	51,0880	204,3520	34,8560	17,4280	30	OK
7	4000	4	42,3740	169,4960	33,5080	16,7540	30	OK
6	4000	4	33,9970	135,9880	31,7840	15,8920	30	OK
5	4000	4	26,0510	104,2040	29,2760	14,6380	30	OK
4	4000	4	18,7320	74,9280	25,2560	12,6280	30	OK
3	4000	4	12,4180	49,6720	21,7040	10,8520	30	OK
2	4000	4	6,9920	27,9680	17,8120	8,9060	30	OK
1	4000	4	2,5390	10,1560	10,1560	5,0780	30	OK
0	4000	4	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	30	OK

Οπότε, ο έλεγχος περιορισμού βλαβών για τη σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση Y ικανοποιείται.

Στο παρακάτω διάγραμμα απεικονίζονται οι τιμές που προέκυψαν από τον έλεγχο απαίτησης περιορισμού βλαβών σε κάθε όροφο, υπό τη σεισμική δράση RS_Y στη διεύθυνση Y .



Εικόνα 5.49 Διάγραμμα τιμών ελέγχου περιορισμού βλαβών ορόφων υπό τη δράση RS_Y

5.10.2 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

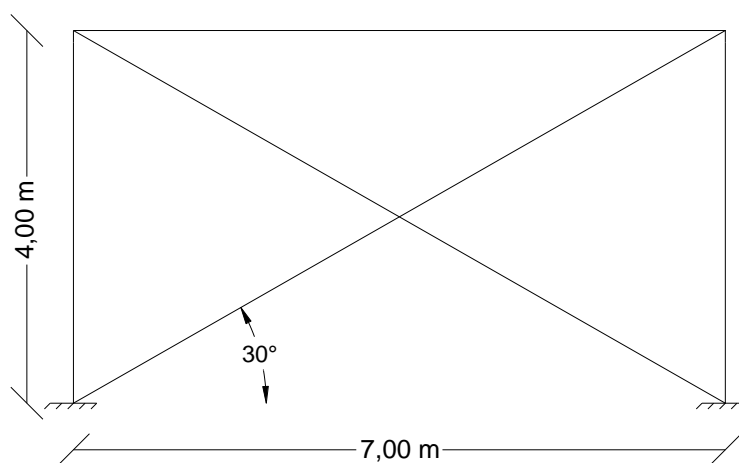
Για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων που προέρχονται από τις σεισμικές δράσεις, στην κατασκευή τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα σε συγκεκριμένα σημεία και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, ούτως ώστε να περιοριστούν σε σημαντικό βαθμό οι πλευρικές μετακινήσεις του κτιρίου. Βάσει του Ευρωκώδικα 8, το κτίριο ανήκει στην κατηγορία των πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα (Concentrically Braced Frame – CBF).

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρέπει να τοποθετούνται με τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να εμφανίζει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο υπό τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης. Συνεπώς, πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας σε κάθε όροφο:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05$$

όπου A^+ και A^- είναι οι περιοχές των οριζόντιων προβολών των διατομών των εφελκόμενων διαγωνίων, όταν οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις έχουν θετική ή αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα.

Επισημαίνεται ότι οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά την προσομοίωση της κατασκευής στο SAP2000, τοποθετήθηκαν στο 1^ο και στο 5^ο πλαίσιο κάθε πλευράς έως την κορυφή της δομής. Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται ένας από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας στη βάση της κατασκευής.



Εικόνα 5.50 Κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας

Σε όλους τους ορόφους του κτιρίου, στους συνδέσμους δυσκαμψίας έχουν οριστεί ίδιες διατομές (εφελκόμενες και θλιβόμενες) κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, επομένως ο παραπάνω κανόνας ικανοποιείται, διότι:

$$0 \leq 0,05$$

Ακόμα, στα πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους (X), η αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$, θα πρέπει να περιορίζεται σε:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$$

Σημειώνεται πως το κατώτατο όριο 1,3 ορίζεται ώστε να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από μια ανάλυση στο οριακό στάδιο αστοχίας, όπου λαμβάνεται ως ενεργή μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος.

Στους ακόλουθους πίνακες δίνονται οι διατομές των ομαδοποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας βάσει ορόφων που ορίστηκαν στο πρόγραμμα, για τις διευθύνσεις X και Y, αντίστοιχα, μαζί με τις λυγηρότητες.

Πίνακας 5.13 Διατομές ομαδοποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας στη διεύθυνση X

Stories	Section	Structural steel	Section class	$\bar{\lambda}$
1	TUBO220X220X30	S355	1	1,344
2	TUBO220X220X40	S355	1	1,402
3-4	TUBO-D250X40	S355	1	1,396
5-10	TUBO220X220X30	S355	1	1,344
11-14	TUBO-D200X18	S355	1	1,632
15-16	TUBO-D200X15	S355	1	1,608
17-20	TUBO180X180X10	S355	1	1,518
21-22	TUBO-D193.7X4.5	S355	2	1,577
23-25	TUBO-D159X4	S355	2	1,925
26-30	TUBO-D154X4	S355	2	1,989

Πίνακας 5.14 Διατομές ομαδοποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας στη διεύθυνση Y

Stories	Section	Structural steel	Section class	$\bar{\lambda}$
1	TUBO220X220X30	S355	1	1,344
2-4	TUBO234X234X40	S355	1	1,305
5-10	TUBO220X220X30	S355	1	1,344
11-14	TUBO-D220X25	S355	1	1,518
15-16	TUBO-D220X23	S355	1	1,505
17-20	TUBO180X180X14.2	S355	1	1,553
21-22	TUBO-D200X15	S355	1	1,608
23-25	TUBO-D168X9	S355	1	1,874
26-29	TUBO-D162X6.5	S355	1	1,918
30	TUBO-D162X11	S355	1	1,971

Συνεπώς, όλες οι διατομές των χιαστί συνδέσμων της κατασκευής ικανοποιούν το κριτήριο περιορισμού της λυγηρότητας, καθώς σε όλους τους ορόφους η λυγηρότητα, $\bar{\lambda}$, είναι μεταξύ του 1,3 και 2.

Η λυγηρότητα για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3 προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

όπου:

λ είναι η λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$$

λ_1 είναι η οριακή (χαρακτηριστική) λυγηρότητα

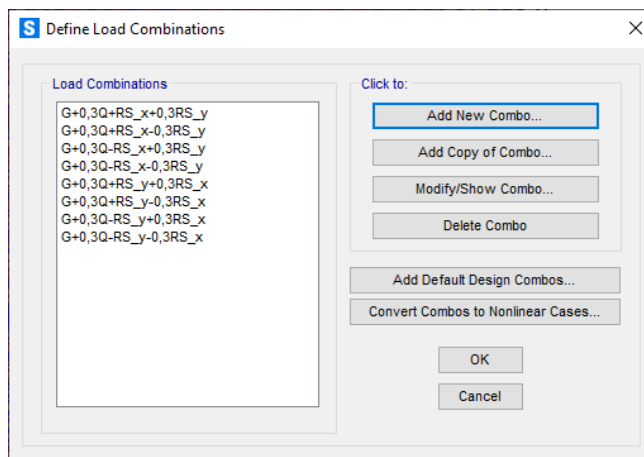
$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

όπου:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Ακόμα, οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ελέγχθηκαν και στους παρακάτω συνδυασμούς σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, προκειμένου να βρεθεί ο κρίσιμος σεισμικός συνδυασμός για τον σχεδιασμό των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας και να προσδιοριστεί η υπεραντοχή τους.

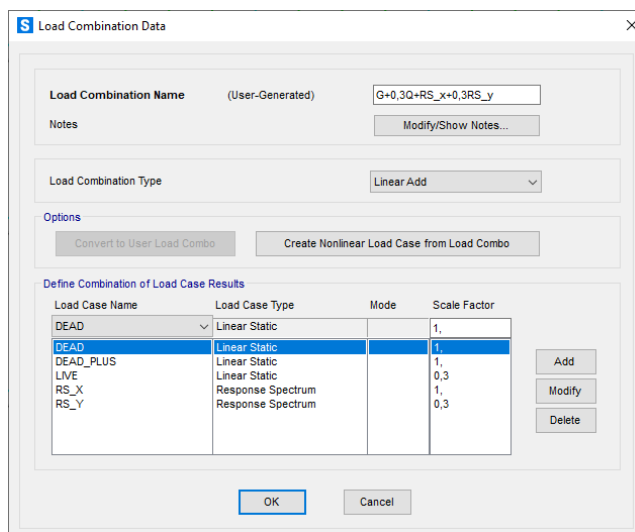
- $G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y$
- $G + 0,3Q + E_x - 0,3E_y$
- $G + 0,3Q - E_x + 0,3E_y$
- $G + 0,3Q - E_x - 0,3E_y$
- $G + 0,3Q + E_y + 0,3E_x$
- $G + 0,3Q + E_y - 0,3E_x$
- $G + 0,3Q - E_y + 0,3E_x$
- $G + 0,3Q - E_y - 0,3E_x$



Εικόνα 5.51 Σεισμικοί συνδυασμοί για τον έλεγχο των συνδέσμων δυσκαμψίας

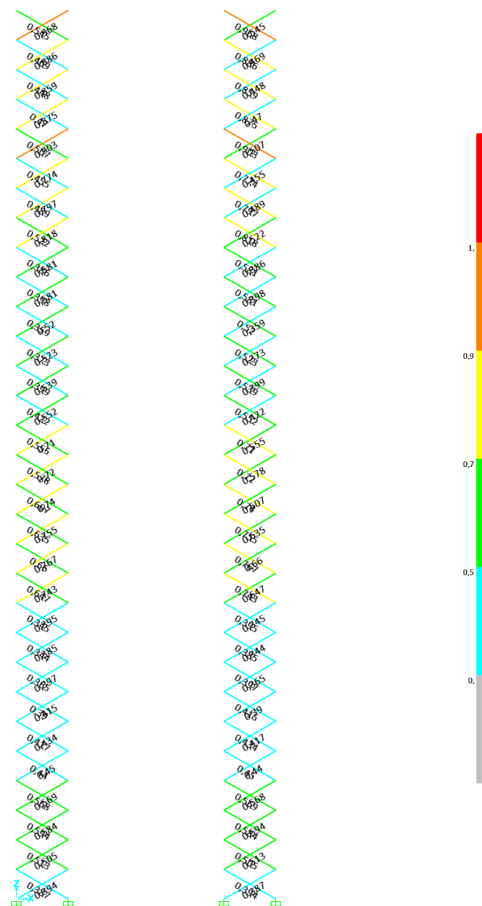
Όπως φαίνεται στην ακόλουθη εικόνα, η εισαγωγή του σεισμικού συνδυασμού στο πρόγραμμα γίνεται με βάση τη σχέση $G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y$, η οποία παίρνει τη μορφή:

$$DEAD + DEAD_PLUS + 0,3LIVE + RS_X + 0,3RS_Y$$



Εικόνα 5.52 Εισαγωγή σεισμικών συνδυασμών

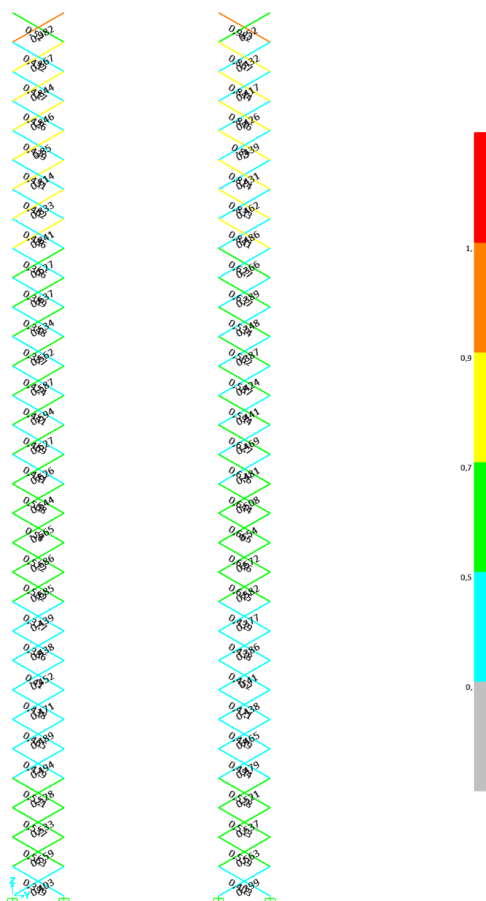
Από τον σχεδιασμό του κτιρίου με βάση τον παραπάνω σεισμικό συνδυασμό, όπου αποδείχθηκε ότι είναι και ο κρίσιμος για τους συνδέσμους δυσκαμψίας ως προς τη διεύθυνση X, τα χιαστί στοιχεία παρουσιάζουν ικανοποιητικά ποσοστά εκμετάλλευσης σε όλους τους ορόφους, όπως φαίνεται στην ακόλουθη εικόνα.



Εικόνα 5.53 Ποσοστά εκμετάλλευσης χιαστί συνδέσμων κατά X υπό το σεισμικό συνδυασμό (SEISMIC1)

Παρατηρείται ότι οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που καταπονούνται περισσότερο από το σεισμικό συνδυασμό (SEISMIC1), βρίσκονται στον 26^ο και στον 30^ο όροφο του κτιρίου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι επιλέχθηκαν διατομές ώστε να ικανοποιούν το κριτήριο της ομοιογενούς πλαστικής συμπεριφοράς των διαγωνίων του κτιρίου και να παρουσιάζουν αποδεκτά ποσοστά εκμετάλλευσης.

Για τα χιαστί στοιχεία που βρίσκονται στη διεύθυνση Y, κρίσιμος σεισμικός συνδυασμός αποδείχθηκε ο $G + 0,3Q + E_y + 0,3E_x$ και τα ποσοστά εκμετάλλευσής τους φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 5.54 Ποσοστά εκμετάλλευσης χιαστί συνδέσμων κατά Y υπό το σεισμικό συνδυασμό (SEISMIC5)

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάσטיμη συμπεριφορά των διαγωνίων, βάσει του Ευρωκώδικα 8, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω_i δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω περισσότερο από 25%. Ως υπεραντοχή, (Ω), ορίζεται η ελάχιστη τιμή του Ω_i για όλες τις διαγωνίους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, η οποία προκύπτει από τη σχέση:

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

όπου:

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

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

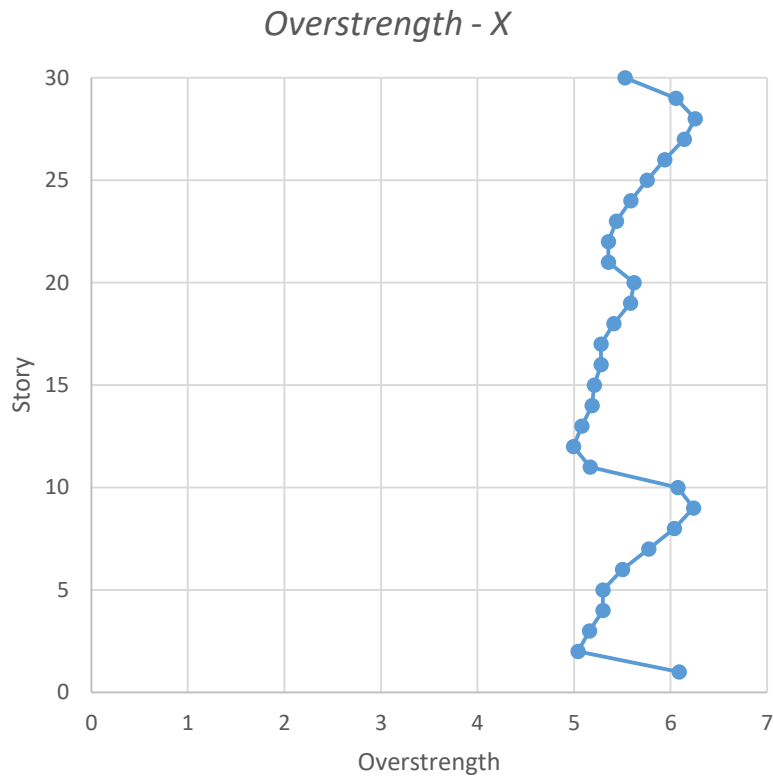
Στους ακόλουθους πίνακες φαίνονται οι διατομές των διαγωνίων κάθε ορόφου, οι τιμές αντοχής σχεδιασμού των διαγωνίων, οι τιμές σχεδιασμού της αξονικής δύναμης σε κάθε διαγώνιο στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού κατά X και κατά Y, οι τιμές Ω_i και η τιμή του Ω για τους κατακόρυφους συνδέσμους που βρίσκονται στο 1^ο πλαίσιο του κτιρίου.

Πίνακας 5.15 Τιμές υπεραντοχής χιαστί συνδέσμων ως προς X

Story	Section	$N_{pl,Rd,i}$	$N_{Ed,i}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	$\Omega = \Omega_{min}$
1	TUBO220X220X30	8094	1329,29	6,089	1,25	4,994
2	TUBO220X220X40	10224	2028,32	5,041		
3	TUBO-D250X40	9368,23	1816,02	5,159		
4	TUBO-D250X40	9368,23	1768,11	5,298		
5	TUBO220X220X30	8094	1527,54	5,299		
6	TUBO220X220X30	8094	1470,96	5,503		
7	TUBO220X220X30	8094	1401,80	5,774		
8	TUBO220X220X30	8094	1340,45	6,038		
9	TUBO220X220X30	8094	1297,48	6,238		
10	TUBO220X220X30	8094	1332,74	6,073		
11	TUBO-D200X18	3653,61	707,26	5,166		
12	TUBO-D200X18	3653,61	731,56	4,994		
13	TUBO-D200X18	3653,61	719,10	5,081		
14	TUBO-D200X18	3653,61	704,30	5,188		
15	TUBO-D200X15	3094,86	594,20	5,208		
16	TUBO-D200X15	3094,86	586,13	5,280		
17	TUBO180X180X10	2414	457,29	5,279		
18	TUBO180X180X10	2414	446,11	5,411		
19	TUBO180X180X10	2414	432,42	5,582		
20	TUBO180X180X10	2414	429,60	5,619		
21	TUBO-D193.7X4.5	949,63	177,32	5,355		
22	TUBO-D193.7X4.5	949,63	177,35	5,354		
23	TUBO-D159X4	691,54	127,20	5,437		
24	TUBO-D159X4	691,54	123,76	5,588		
25	TUBO-D159X4	691,54	120,12	5,757		
26	TUBO-D154X4	669,16	112,68	5,939		
27	TUBO-D154X4	669,16	108,99	6,140		
28	TUBO-D154X4	669,16	107,02	6,252		
29	TUBO-D154X4	669,16	110,52	6,054		
30	TUBO-D154X4	669,16	121,09	5,526		

Συνεπώς, το κριτήριο της ομοιογενούς πλαστικής συμπεριφοράς των διαγωνίων του κτιρίου εξασφαλίζεται στη διεύθυνση X.

Στο παρακάτω διάγραμμα απεικονίζονται οι τιμές υπεραντοχής που προέκυψαν από τον έλεγχο των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας ανά όροφο ως προς X, βάσει του κρίσιμου συνδυασμού (SEISMIC1).



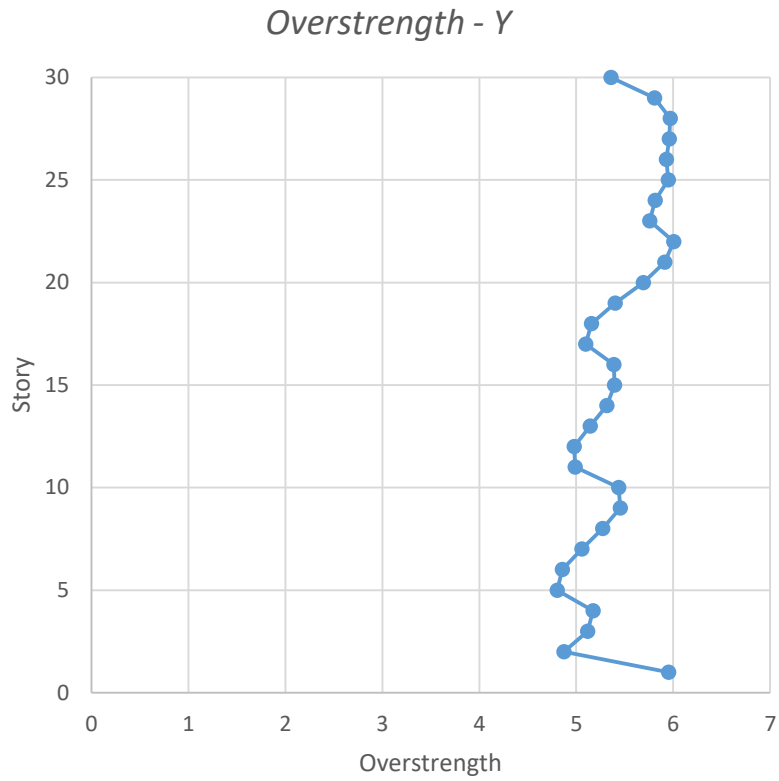
Εικόνα 5.55 Διάγραμμα τιμών υπεραντοχής χιαστί συνδέσμων ως προς X

Πίνακας 5.16 Τιμές υπεραντοχής χιαστί συνδέσμων ως προς Υ

Story	Section	$N_{pl,Rd,i}$	$N_{Ed,i}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	$\Omega = \Omega_{min}$
1	TUBO220X220X30	8094	1359,92	5,952	1,25	4,803
2	TUBO234X234X40	11019,20	2260,68	4,874		
3	TUBO234X234X40	11019,20	2153,99	5,116		
4	TUBO234X234X40	11019,20	2129,72	5,174		
5	TUBO220X220X30	8094	1685,17	4,803		
6	TUBO220X220X30	8094	1667,17	4,855		
7	TUBO220X220X30	8094	1600,67	5,057		
8	TUBO220X220X30	8094	1535,61	5,271		
9	TUBO220X220X30	8094	1483,98	5,454		
10	TUBO220X220X30	8094	1488,50	5,438		
11	TUBO-D220X25	5436,92	1090,12	4,987		
12	TUBO-D220X25	5436,92	1091,90	4,979		
13	TUBO-D220X25	5436,92	1056,82	5,145		
14	TUBO-D220X25	5436,92	1022,88	5,315		
15	TUBO-D220X23	5053,27	936,48	5,396		
16	TUBO-D220X23	5053,27	937,90	5,388		
17	TUBO180X180X14.2	3343,04	655,74	5,098		
18	TUBO180X180X14.2	3343,04	648,35	5,156		
19	TUBO180X180X14.2	3343,04	618,87	5,402		
20	TUBO180X180X14.2	3343,04	587,51	5,690		
21	TUBO-D200X15	3094,86	523,28	5,914		
22	TUBO-D200X15	3094,86	515,38	6,005		
23	TUBO-D168X9	1595,95	277,26	5,756		
24	TUBO-D168X9	1595,95	274,44	5,815		
25	TUBO-D168X9	1595,95	268,21	5,950		
26	TUBO-D162X6.5	1127,25	190,11	5,929		
27	TUBO-D162X6.5	1127,25	189,22	5,957		
28	TUBO-D162X6.5	1127,25	188,89	5,968		
29	TUBO-D162X6.5	1127,25	194,07	5,809		
30	TUBO-D162X11	1852,46	345,76	5,358		

Συνεπώς, το κριτήριο της ομοιογενούς πλαστικής συμπεριφοράς των διαγωνίων του κτιρίου εξασφαλίζεται και στη διεύθυνση Υ.

Στο παρακάτω διάγραμμα απεικονίζονται οι τιμές υπεραντοχής που προέκυψαν από τον έλεγχο των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας ανά όροφο ως προς Υ, βάσει του κρίσιμου συνδυασμού (SEISMIC5).



Εικόνα 5.56 Διάγραμμα τιμών υπεραντοχής χιαστί συνδέσμων ως προς Υ

5.11 Ίδιο βάρος κατασκευής

Από το πρόγραμμα ανάλυσης και σύμφωνα με τις διατομές των μεταλλικών στοιχείων και των επιφανειακών στοιχείων της κατασκευής, εξήχθησαν τα βάρη κάθε στοιχείου και προσδιορίστηκε το συνολικό βάρος του κτιρίου. Οι διατομές των χαλύβδινων μελών είναι ομαδοποιημένες, ανάλογα με το όνομα του κάθε στοιχείου, για τη διευκόλυνση στους υπολογισμούς. Οι τιμές για τα ίδια βάρη κάθε μέλους φαίνονται αναλυτικά στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5.17 Ίδια βάρη ομαδοποιημένων στοιχείων της κατασκευής

Στοιχεία	Ίδια βάρη (ton)
PRIMARY BEAMS	3316,91
SECONDARY BEAMS	1145,64
COLUMNS	5865,70
BRACES	385,53
CONCRETE SLAB	22968,75
Σύνολο	33682,54

Ακολουθεί το διάγραμμα του συνολικού βάρους της κατασκευής και των στοιχείων, σύμφωνα με τις τιμές του παραπάνω πίνακα. Η 1^η στήλη αφορά τα βάρη των μεταλλικών στοιχείων του κτιρίου, η 2^η στήλη αφορά τα βάρη των πλακών από σκυρόδεμα και η 3^η στήλη απεικονίζει το συνολικό βάρος της κατασκευής.



Εικόνα 5.57 Διάγραμμα ίδιου βάρους συνολικής κατασκευής και στοιχείων

Κεφάλαιο 6

Συμπεράσματα

Η παρούσα διπλωματική εργασία είχε σκοπό την προσομοίωση και τον σχεδιασμό ενός μεταλλικού ψηλού κτιρίου ύψους 120 m, σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων. Στα πλαίσια της μελέτης υπήρξαν αρκετές δυσκολίες και τροποποιήσεις καθ' όλη τη διάρκεια του σχεδιασμού της κατασκευής, πράγμα που δίνει έναυσμα στον μελετητή να αναπτύξει κριτική ικανότητα ώστε να φέρει εις πέρας τα προβλήματα με τα οποία θα έρθει αντιμέτωπος. Το δομικό σύστημα που επιλέχθηκε ήταν μονόδρομος για τις απαιτήσεις του κτιρίου, καθώς σε ψηλά κτίρια έως 30 ορόφους, το συγκεκριμένο δομικό σύστημα των ενισχυμένων πλαισίων με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF) χαρακτηρίζεται βέλτιστο και αποδοτικό.

Ο σχεδιασμός της κατασκευής ήταν αρκετά δύσκολος και πραγματοποιήθηκε με επαναλαμβανόμενη διαδικασία αλλαγής διατομών σε κάθε μέλος, ώστε να εξαχθούν ικανοποιητικά ποσοστά εκμετάλλευσης και παράλληλα να ικανοποιούνται τα κριτήρια του περιορισμού βλαβών, περιορισμού της λυγηρότητας των διαγωνίων αλλά και το κριτήριο της ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς των διαγωνίων του κτιρίου, πράγμα που καθιστά τη διαδικασία αρκετά χρονοβόρα, καθώς απαιτείται έλεγχος μεγάλου πλήθους δομικών στοιχείων.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του κτιρίου, στα ακραία πλαίσια κάθε πλευράς έως τον τελευταίο όροφο, προσφέροντας αρκετή δυσκαμψία στην κατασκευή, περιορίζοντας έτσι τις μετακινήσεις του κτιρίου υπό τις πλευρικές δράσεις του σεισμού και του ανέμου. Στα χιαστί κατακόρυφα στοιχεία εισήχθησαν κοίλες τετραγωνικές και κυκλικές διατομές, ώστε να ικανοποιείται το κριτήριο περιορισμού της λυγηρότητας αλλά και το κριτήριο της ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς των διαγωνίων, με τις κατάλληλες υπεραντοχές, όπου και αποδείχθηκε ότι ήταν τα κρίσιμα κριτήρια κατά τον σχεδιασμό. Επίσης, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διαστασιολογήθηκαν και με βάση τη δυσμενέστερη φόρτιση, η οποία έδωσε τις μεγαλύτερες μετακινήσεις στις οριζόντιες διευθύνσεις X και Y.

Κατά την ανάλυση, παρατηρήθηκε ότι το κτίριο είναι πιο εύκαμπτο στη διεύθυνση Y και κατά συνέπεια παρουσιάστηκαν μεγαλύτερες μετακινήσεις σε αυτή τη διεύθυνση, παρ' όλο που το κτίριο έχει τις ίδιες διαστάσεις και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις X και Y, κι εφόσον οι δευτερεύουσες δοκοί τοποθετήθηκαν παράλληλα στη διεύθυνση Y. Η εν λόγω παρατήρηση διαπιστώθηκε και με την εισαγωγή οριζόντιων συγκεντρωμένων φορτίων ίδιου μεγέθους στους κόμβους (κύριων δοκών – υποστυλωμάτων) της οροφής του κτιρίου και στις δύο οριζόντιες πλευρές, αντίστοιχα, όπου και φάνηκε η ευκαμψία της κατασκευής προς τη διεύθυνση Y. Μια λύση στην εν λόγω παρατήρηση θα αποτελούσε η εναλλαγή της διεύθυνσης των δευτερευουσών δοκών στην κάτοψη της κατασκευής ανά πλαίσιο, ούτως ώστε να σχηματιστεί απόλυτη συμμετρία μεταξύ των δευτερευουσών δοκών σε όλη την επιφάνεια του κτιρίου, ωστόσο δεν δοκιμάστηκε καθώς θα δημιουργούσε κατασκευαστικά εμπόδια.

Συνεπώς, από την παρούσα εργασία συμπεραίνεται ότι χρειάζεται ιδιαίτερη μελέτη και κριτική ικανότητα από τον μελετητή, ώστε να αντιμετωπίσει τα προβλήματα που εμφανίζονται κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού τέτοιου είδους κατασκευών.

Βιβλιογραφία

- [1] Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). *Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής*. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [2] Πνευματικός Ν. (2018). *Εισαγωγή στη μελέτη αντισεισμικών κατασκευών*. Εκδόσεις Λύχνος, Αθήνα
- [3] EN 1991-1-1, *Ευρωκώδικας 1, Δράσεις στις κατασκευές*, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, 2002
- [4] EN 1991-1-3, *Ευρωκώδικας 1, Δράσεις επί των κατασκευών*, Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, 2003
- [5] EN 1991-1-4, *Ευρωκώδικας 1, Δράσεις στις κατασκευές*, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις-Δράσεις ανέμου, CEN, 2005
- [6] EN 1993-1-1, *Ευρωκώδικας 3, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα*, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, 2005
- [7] EN 1998-1, *Ευρωκώδικας 8, Αντισεισμικός Σχεδιασμός*, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, 2004
- [8] Κίρτας Ε., Παναγόπουλος Γ. (2015). *Προσομοίωση Κατασκευών σε Πρόγραμμα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή. Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP 2000*. Εκδόσεις Σύνδεσμος Ελληνικών Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών, Αθήνα
- [9] Feng Fu. (2018). *Design and analysis of tall and complex structures*. Butterworth-Heinemann An imprint of Elsevier
- [10] Mehmet Halis Günel., Hüseyin Emre Ilgin. (2014). *Tall Buildings: Structural Systems and Aerodynamic Form*. Routledge
- [11] Jayachandran P. (2009). *Design of Tall Buildings – Preliminary Design and Optimization*. Worcester Polytechnic Institute
- [12] Mir M. Ali., Kyoung Sun Moon. (2018). *Advances in Structural Systems for Tall Buildings: Emerging Developments for Contemporary Urban Giants*
- [13] Jason A. Cook. (2006). *Structural Steel Framing Options for Mid- and High Rise Buildings*. Massachusetts Institute of Technology
- [14] Kermin Chok. (2004). *Lateral Systems for Tall Buildings*. Massachusetts Institute of Technology
- [15] Nathaniel Hollister. (2013). *The History of the European Skyscraper*. CTBUH
- [16] Erik Hallebrand., Wilhelm Jakobsson. (2016). *Structural Design of High-Rise Buildings*. Lund University
- [17] Mark Sarkisian. (2016). *Designing Tall Buildings – Structure as Architecture: 2nd edition*. Routledge
- [18] Fib Task Group 1.6. (2014). *Tall buildings – Structural Design of Concrete Buildings Up to 300 m Tall*. A working group from The Concrete Centre and the fib
- [19] Mir M. Ali., Kyoung Sun Moon. (2007). *Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects*. Architectural Science Review
- [20] Μαυροκαπνίδης Δ. (2017). *Βέλτιστος δομικός σχεδιασμός και ενεργειακή αξιολόγηση δομικών συστημάτων υψηλών κτιρίων*. Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- [21] Αβαρικιώτη Γ., Μπαχλαβάς Ε. (2014). *Δομοστατικός Σχεδιασμός Υψηλών Κτηρίων*. Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

- [22] www.wikipedia.org
- [23] www.ctbuh.org
- [24] www.elsevier.com
- [25] www.researchgate.net
- [26] www.slideshare.net
- [27] www.emporis.com
- [28] www.fastcompany.com
- [29] www.ace-hellas.gr
- [30] www.csiamerica.com/support/watch-and-learn
- [31] <http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~pmoze/ESDEP/master/wg01b/l0720.htm>
- [32] www.kallipos.gr
- [33] www.pixabay.com
- [34] www.rmjm.com
- [35] www.unsplash.com
- [36] www.thetowerinfo.com
- [37] www.commercialinteriordesign.com
- [38] www.core77.com
- [39] www.liberaldictionary.com
- [40] www.atlasobscura.com
- [41] www.chinese-architects.com
- [42] www.pinterest.com
- [43] www.app.vts.com
- [44] www.omicsonline.org
- [45] www.semanticscholar.org
- [46] www.modlar.com
- [47] www.tol.com.gr
- [48] www.nomoskopio.gr
- [49] www.mdpi.com
- [50] www.sciencedirect.com
- [51] www.bigapplesecrets.com
- [52] www.archiexpo.com
- [53] www.archilovers.com