

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ



Πτυχιακή εργασία

ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ
ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ/ΔΥΣΚΑΜΠΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ
ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

Χριστόδουλος Χριστοδούλου

Λεμεσός 2013

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΓΕΩΠΛΗΡΟΦΟΡΙΚΗΣ

Πτυχιακή εργασία

ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ
ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ/ΔΥΣΚΑΜΠΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ
ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

Χριστόδουλος Χριστοδούλου

Σύμβουλος καθηγητής
Δρ. Χρύσης Παπαλεοντίου

Λεμεσός 2013

Πνευματικά δικαιώματα

Copyright © Χριστόδουλος Χριστοδούλου, 2013

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Η έγκριση της πτυχιακής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Γεωπληροφορικής του Τεχνολογικού Πανεπιστημίου Κύπρου δεν υποδηλώνει απαραίτητως και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα εκ μέρους του Τμήματος.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα πτυχιακή μελέτη έχει σκοπό την σύγκριση δομικών συστημάτων εύκαμπτων και δύσκαμπτων πλαισίων μέσα από την ανάλυση και σχεδιασμό τεσσάρων διαφορετικών τύπων δομικών συστημάτων για τις ανάγκες στέγασης του ίδιου βιομηχανικού κτιρίου. Οι τέσσερις διαφορετικοί τύποι δομικών συστημάτων προσομοιώθηκαν, αναλύθηκαν και διαστασιολογήθηκαν σε εμπορικό λογισμικό (STAAD.Pro) για την οριακή κατάσταση αστοχίας κάτω από την επίδραση μόνιμων – επιβαλλόμενων φορτίων, φορτίων ανέμου και φορτίων σεισμού που καθορίστηκαν σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 και 8. Μέσω των αποτελεσμάτων της ανάλυσης και διαστασιολόγησης των τεσσάρων διαφορετικών τύπων δομικών συστημάτων γίνεται σύγκριση και εξαγωγή συμπερασμάτων ως προς συμπεριφορά τους κάτω από την ταυτόχρονη επίδραση κάθετων και οριζόντιων φορτίων, καθώς για την οικονομία της κατασκευής τους.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iii
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ.....	iv
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ	viii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ	ix
1 Εισαγωγή	1
2 Δομικά Συστήματα.....	2
2.1 Δομικά συστήματα εύκαμπτων πλαισίων (unbraced frames)	3
2.2 Δομικά συστήματα δύσκαμπτων πλαισίων (braced frames).....	4
2.3 Σύγκριση εύκαμπτων και δύσκαμπτων πλαισίων.....	6
2.4 Μεταθετά πλαίσια (sway frames).....	8
2.5 Αμετάθετα πλαίσια (non-sway frames)	9
3 Μοντελοποίηση/Προσομοίωση Δομικών Συστημάτων	10
3.1 Γεωμετρία.....	10
3.2 Διαμόρφωση συμπεριφοράς μελών	11
3.3 Υλικό κατασκευής	11
3.4 Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων	12
3.4.1 Συνδυασμοί φορτίσεων	12
3.4.2 Μόνιμα φορτία.....	14
3.4.3 Μεταβλητά φορτία.....	14
3.4.4 Σεισμικά φορτία.....	15
3.5 Ανάλυση.....	16
3.5.1 Επίδραση ατελειών	16
3.5.2 Φαινόμενα 2 ^{ης} τάξης.....	17
3.6 Διαστασιολόγηση Δομικών Συστημάτων	17

4	Εφαρμογή σε βιομηχανικό κτίριο	19
4.1	Γεωμετρία βιομηχανικού κτιρίου	19
4.2	Υλικό.....	21
4.3	Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων	21
4.3.1	Συνδυασμοί φορτίσεων	21
4.3.2	Μόνιμα φορτία.....	22
4.3.3	Μεταβλητά φορτία.....	22
4.3.4	Σεισμικά φορτία.....	25
4.4	Επιλογές δομικών συστημάτων και παράμετροι σχεδιασμού.....	26
4.4.1	Δομικό σύστημα 1.....	26
4.4.2	Δομικό σύστημα 2.....	34
4.4.3	Δομικό σύστημα 3.....	41
4.4.4	Δομικό σύστημα 4.....	46
5	Ανάλυση – Διαστασιολόγηση - Αποτελέσματα	52
5.1	Διατομές μελών	52
5.2	Έλεγχοι σχεδιασμού μελών.....	53
5.2.1	Δομικό σύστημα 1.....	53
5.2.2	Δομικό σύστημα 2.....	57
5.2.3	Δομικό σύστημα 3.....	60
5.2.4	Δομικό σύστημα 4.....	63
5.3	Έλεγχος για επίδραση ατελειών	67
5.4	Έλεγχος για επίδραση φαινομένων 2 ^{ης} τάξης.....	69
6	Σύγκριση Δομικών Συστημάτων.....	71
6.1	Μεταθετότητα.....	71
6.2	Τυπικά μέλη που σχετίζονται με την λειτουργία των πλαισίων.....	72
6.2.1	Κάθετα μέλη (Υποστυλώματα)	72

6.2.2	Μέλη ζυγώματος (Δικτυώματα, Δοκοί).....	73
6.2.3	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	73
6.3	Οικονομία.....	73
7	Συμπεράσματα.....	74
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	76
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ.....	77
8	Πληροφορίες για υλικό κατασκευής.....	77
9	Αναλυτικοί υπολογισμοί φορτίσεων.....	81
9.1	Φορτία ανέμου.....	81
9.2	Σεισμικά φορτία.....	93
10	Έλεγχοι για το σχεδιασμό μελών.....	97
10.1	Οριακή κατάσταση αστοχίας - Έλεγχοι σε επίπεδο διατομής.....	97
10.1.1	Ταξινόμηση διατομής.....	97
10.1.2	Εφελκυσμός.....	103
10.1.3	Θλίψη.....	104
10.1.4	Μονοαξονική κάμψη.....	105
10.1.5	Διάτμηση.....	106
10.1.6	Αντίσταση λυγισμού σε τέμνουσα.....	107
10.1.7	Κάμψη και διάτμηση.....	107
10.1.8	Κάμψη και αξονική δύναμη.....	108
10.1.9	Διαξονική κάμψη.....	108
10.1.10	Κάμψη, τέμνουσα και αξονική δύναμη.....	109
10.2	Οριακή κατάσταση αστοχίας - Έλεγχοι σε επίπεδο μέλους.....	109
10.2.1	Λυγισμός λόγω αξονικής θλίψης.....	109
10.2.2	Λυγισμός λόγω κάμψης.....	112
10.2.3	Λυγισμός λόγω συνδυασμού κάμψης και θλίψης.....	115

10.3	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	116
10.3.1	Κάθετες μετακινήσεις	116
10.3.2	Οριζόντιες μετακινήσεις.....	117
10.3.3	Ταλαντώσεις	118
11	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών	119
11.1	Δομικό σύστημα 1	119
11.2	Δομικό σύστημα 2	122
11.3	Δομικό σύστημα 3	123
11.4	Δομικό σύστημα 4	124

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1: Συνδυασμοί φορτίσεων	21
Πίνακας 2: Διατομές μελών.....	52
Πίνακας 3: Έλεγχος επίδρασης ατελειών	68
Πίνακας 4: Έλεγχος επίδρασης φαινομένων 2 ^{ης} τάξης	69
Πίνακας 5: Μεταθετότητα σε σχέση με παισιακή λειτουργία	71
Πίνακας 6: Συνολικό βάρος διατομών	73
Πίνακας 7: Ονομαστικές τιμές τάσης διαρροής f_y και οριακής εφελκυστικής τάσης f_u για εν θερμώ εξηλασμένους χάλυβες.....	79
Πίνακας 8: Ονομαστικές τιμές τάσης διαρροής f_y και οριακής εφελκυστικής τάσης f_u για δομικό χάλυβα κοιλοδοκών (κατά EN10210 – εν θερμώ εξηλασμένων και EN10210 – εν ψυχρώ διαμορφωμένων).....	80
Πίνακας 9: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους.....	85
Πίνακας 10: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε δικλινείς στέγες για $\Theta=0^\circ$ και $\Theta=90^\circ$	88
Πίνακας 11: Κατηγορίες Εδαφών	93
Πίνακας 12: Τιμές S , T_B , T_C , T_D	94
Πίνακας 13: Συντελεστής σπουδαιότητας.....	94
Πίνακας 14: Συντελεστής συμπεριφοράς q	95
Πίνακας 15: Πίνακας μέγιστων κάθετων μετακινήσεων	116
Πίνακας 16: Πίνακας μέγιστων οριζόντιων μετακινήσεων.....	117
Πίνακας 17: Πίνακας ελάχιστων ταλαντώσεων.....	118

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1: Παραδείγματα δομικών συστημάτων με εύκαμπτα πλαίσια (Liew J Y R, 2000) .	3
Σχήμα 2: Παραδείγματα δομικών συστημάτων με άκαμπτα πλαίσια (Liew J Y R, 2000) ..	5
Σχήμα 3: Παραδείγματα δομικών συστημάτων και διαγράμματα εντατικών μεγεθών	7
Σχήμα 4: Απομονωμένο πλαίσιο υπό την επίδραση φαινομένων 2 ^{ης} τάξης.....	8
Σχήμα 5: Εξωτερικές διαστάσεις του υπό μελέτη βιομηχανικού κτιρίου	19
Σχήμα 6: Κοινή διάταξη υποστυλωμάτων και στέγης	20
Σχήμα 7: Τελικές πιέσεις σε KN/m ² για κατακόρυφους τοίχους για $\Theta=0^\circ$	23
Σχήμα 8: Τελικές πιέσεις σε KN/m ² για κατακόρυφους τοίχους για $\Theta=90^\circ$	23
Σχήμα 9: Τελικές πιέσεις στέγης σε KN/m ² για $\Theta=0^\circ$ και $\Theta=90^\circ$	24
Σχήμα 10: Φάσμα σχεδιασμού για $q=4$	25
Σχήμα 11: Ισομετρική προβολή Δομικού Συστήματος 1	26
Σχήμα 12: Κάτοψη οροφής Δομικού Συστήματος 1	27
Σχήμα 13: Δομικό Σύστημα 1 - Τομή Α-Α'	28
Σχήμα 14: Δομικό Σύστημα 1 - Τομή Β-Β'	28
Σχήμα 15: Δομικό Σύστημα 1 - Τομή Γ-Γ'	28
Σχήμα 16: Ισομετρική προβολή Δομικού Συστήματος 2	34
Σχήμα 17: Κάτοψη οροφής Δομικού Συστήματος 2	35
Σχήμα 18: Δομικό Σύστημα 2 - Τομή Α-Α'	36
Σχήμα 19: Δομικό Σύστημα 2 - Τομή Β-Β'	36
Σχήμα 20: Δομικό Σύστημα 2 - Τομή Γ-Γ'	36
Σχήμα 21: Δομικό Σύστημα 2 - Τομή Δ-Δ'	36
Σχήμα 22: Ισομετρική προβολή Δομικού Συστήματος 3	41
Σχήμα 23: Κάτοψη οροφής Δομικού Συστήματος 3	42
Σχήμα 24: Δομικό Σύστημα 3 - Τομή Α-Α'	43

Σχήμα 25: Δομικό Σύστημα 3 - Τομή Β-Β'	43
Σχήμα 26: Δομικό Σύστημα 3 - Τομή Γ-Γ'	43
Σχήμα 27: Ισομετρική προβολή Δομικού Συστήματος 4	46
Σχήμα 28: Κάτοψη οροφής Δομικού Συστήματος 4	47
Σχήμα 29: Δομικό Σύστημα 4 - Τομή Α-Α'	48
Σχήμα 30: Δομικό Σύστημα 4 - Τομή Β-Β'	48
Σχήμα 31: Δομικό Σύστημα 4 - Τομή Γ-Γ'	48
Σχήμα 32: Τιμές του συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_0 = 1,0$ και $k_1 = 1,0$	82
Σχήμα 33: Σύμβαση πρόσημου για τις πιέσεις που ασκεί ο άνεμος στις επιφάνειες	82
Σχήμα 34: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας Α	83
Σχήμα 35: Ύψος αναφοράς z_e συναρτήσει των h και b , και κατανομή πιέσεων	84
Σχήμα 36: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους	85
Σχήμα 37: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες	87
Σχήμα 38: Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανεμημένα ανοίγματα	90
Σχήμα 39: Τελικές πιέσεις σε KN/m^2 για κατακόρυφους τοίχους για $\Theta=0^\circ$	91
Σχήμα 40: Τελικές πιέσεις σε KN/m^2 για κατακόρυφους τοίχους για $\Theta=90^\circ$	92
Σχήμα 41: Τελικές πιέσεις στέγης σε KN/m^2 για $\Theta=0^\circ$ και $\Theta=90^\circ$	92
Σχήμα 42: Χάρτης σεισμικών ζωνών Κύπρου	94
Σχήμα 43: Φάσμα σχεδιασμού για $q=4$ και $\alpha_g=1$	96
Σχήμα 44: Περιορισμός κλάσης διατομής	96
Σχήμα 45: Γραφική απεικόνιση στροφικής ικανότητας - ροπής αντίστασης για τις 4 κλάσεις	98
Σχήμα 46: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους για εσωτερικά τμήματα	100
Σχήμα 47: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους για προεξέχοντα τμήματα	101
Σχήμα 48: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους για γωνιακά και σωληνωτά τμήματα	102
Σχήμα 49: Υπολογισμός k_σ για εσωτερικά τμήματα	102

Σχήμα 50: Υπολογισμός $k\sigma$ για προεξέχοντα τμήματα.....	103
Σχήμα 51: Καθορισμός κλάσης διατομής σύμφωνα με συντελεστή συμπεριφοράς q	103
Σχήμα 52: Καμπύλες λυγισμού και συντελεστές ατελειών α	110
Σχήμα 53: Θεωρητικές και προτεινόμενες τιμές συντελεστή K	111
Σχήμα 54: Μήκη λυγισμού αμφίπακτου μέλους και μέλους με μεταθετό άκρο	111
Σχήμα 55: Τιμές συντελεστή K για μέλη σε αμετάθετο πλαίσιο (αριστερά) και μεταθετό (δεξιά).....	112
Σχήμα 56: Πλευρική μετακίνηση & στροφή δοκού υπό την επίδραση εγκάρσιου φορτίου	113
Σχήμα 57: Συντελεστής C_1	115
Σχήμα 58: Συντελεστής ατελειών α_{LT}	115
Σχήμα 59: Συμβολισμοί κατακόρυφων μετακινήσεων	117
Σχήμα 60: Συμβολισμοί οριζόντιων μετακινήσεων.....	118
Σχήμα 61: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+LL.....	119
Σχήμα 62: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+WX.....	119
Σχήμα 63: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+WZ	120
Σχήμα 64: Περιβάλλουσα διαγραμμάτων κύριων ροπών	120
Σχήμα 65: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων συνδυασμού DL+LL.....	121
Σχήμα 66: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων συνδυασμού DL+WZ	121
Σχήμα 67: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+WZ	122
Σχήμα 68: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων συνδυασμού DL+LL.....	122
Σχήμα 69: Διαγράμματα ροπών συνδυασμού DL+WZ	123
Σχήμα 70: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+WX.....	123
Σχήμα 71: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+LL.....	124
Σχήμα 72: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+WX.....	124
Σχήμα 73: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων συνδυασμού DL+WZ	124

1 Εισαγωγή

Γενικά τα δομικά συστήματα χωρίζονται σε δύο κατηγορίες ανάλογα με την λειτουργία τους υπό την επίδραση οριζόντιων φορτίων. Την πρώτη κατηγορία αποτελούν τα δομικά συστήματα εύκαμπτων πλαισίων και την δεύτερη κατηγορία αποτελούν τα δομικά συστήματα δύσκαμπτων πλαισίων. Η επιλογή του τύπου του δομικού συστήματος γίνεται από τον μηχανικό στο αρχικό στάδιο μιας μελέτης, και επηρεάζει άμεσα τη συμπεριφορά, λειτουργία, μοντελοποίηση και τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες που θα προκύψουν στο πέρας της μελέτης. Συγκεκριμένα τα εύκαμπτα πλαίσια οφείλουν την πλευρική ευστάθεια τους στο γεγονός ότι αναπτύσσονται ροπές στις άκαμπτες ενώσεις δοκών-υποστυλωμάτων και ως εκ τούτου τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται μέσω κάμψης των μελών του πλαισίου. Τα δύσκαμπτα πλαίσια που δεν απαιτούν άκαμπτους κόμβους δοκού-υποστυλώματος οφείλουν την ευστάθειά τους στους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας οι οποίοι σχηματίζουν ένα κάθετο δικτύωμα-πρόβολο με βάση στη θεμελίωση, και παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία μέσω της αξονικής δυσκαμψίας των μελών τους.

Η παρούσα μελέτη αποτελεί πτυχιακή εργασία και αφορά στην ανάλυση και το σχεδιασμό δομικών συστημάτων κατασκευών από Χάλυβα με την χρήση ενός εμπορικού λογισμικού ανάλυσης και διαστασιολόγησης, του STAAD.Pro. Αναλύθηκαν και διαστασιολογήθηκαν για την οριακή κατάσταση αστοχίας με βάση τον Ευρωκώδικα 3, τέσσερις διαφορετικοί τύποι δομικών συστημάτων για την στέγαση του ίδιου βιομηχανικού κτηρίου κάτω από την επίδραση μόνιμων και επιβαλλόμενων φορτίων, φορτίων ανέμου και φορτίων σεισμού τα οποία προσδιορίστηκαν βάσει των Ευρωκωδίκων 1 και 8.

Σκοπός της μελέτης είναι μέσα από το σχεδιασμό να εξαχθούν συμπεράσματα για τα διαφορετικά είδη των δομικών συστημάτων ως προς συμπεριφορά τους κάτω από την ταυτόχρονη επίδραση κάθετων και οριζόντιων φορτίων, καθώς για την οικονομία της κατασκευής τους.

Στα κεφάλαια που ακολουθούν γίνεται αναφορά στις δύο βασικές κατηγορίες δομικών συστημάτων και περιγράφεται η διαδικασία προσομοίωσης κατασκευών στο λογισμικό. Ακολούθως παρουσιάζονται οι τέσσερις διαφορετικοί τύποι δομικών συστημάτων και περιγράφονται ως προς τη λειτουργία συμπεριφορά και ιδιαιτερότητες προσομοίωσης τους. Τέλος παρουσιάζονται αποτελέσματα της ανάλυσης - σχεδιασμού και γίνεται σύγκριση για την εξαγωγή συμπερασμάτων.

2 Δομικά Συστήματα

Το δομικό σύστημα στις μεταλλικές κατασκευές είναι η γεωμετρική διαμόρφωση του κύριου φορέα ο οποίος καλείται να παραλάβει τα φορτία της κατασκευής και να τα μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος. Τα φορτία χωρίζονται σε δύο βασικές κατηγορίες, τα φορτία βαρύτητας με κάθετη διεύθυνση ως προς το έδαφος (π.χ. ίδιο βάρος, φορτία χρήσης, φορτίο χιονιού), και τα οριζόντια φορτία τα οποία είναι στις πλείστες περιπτώσεις τα φορτία ανέμου και σεισμού. Για τη μεταφορά των φορτίων βαρύτητας σχεδόν σε όλες τις κατασκευές κτιρίων χρησιμοποιούνται οριζόντια μέλη (δοκοί) συνδεδεμένα με κατακόρυφα μέλη (υποστυλώματα) δημιουργώντας ένα σύστημα μεταφοράς των κάθετων φορτίων στο έδαφος. Για την μεταφορά των οριζόντιων φορτίων με ασφάλεια και με τρόπο ο οποίος να επιτρέπει στην κατασκευή να διατηρεί την ευστάθεια της υπάρχουν δύο βασικές κατηγορίες κατασκευών ανάλογα με τον τρόπο που παραλαμβάνουν τα φορτία αυτά:

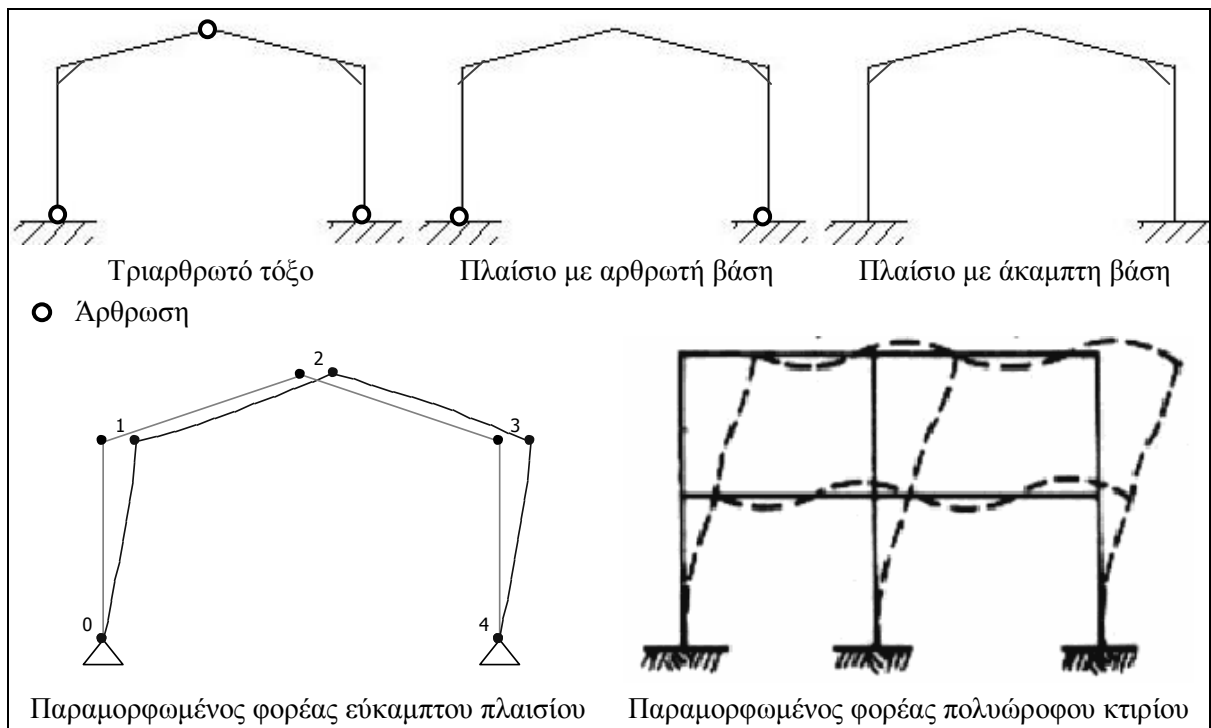
- Τα δομικά συστήματα που αποτελούνται από πλευρικά εύκαμπτα πλαίσια (moment frames)
- Τα δομικά συστήματα που αποτελούνται από πλευρικά δύσκαμπτα πλαίσια (braced frames)

Η δράση των οριζόντιων φορτίων προκαλεί οριζόντιες μετακινήσεις στο φορέα μεγάλες ή μικρές αναλόγως με την πλευρική δυσκαμψία του συστήματος. Όταν οι οριζόντιες μετακινήσεις είναι σχετικά μεγάλες στην κατασκευή παρατηρούνται φαινόμενα 2^{ης} τάξης λόγω των φορτίων βαρύτητας τα οποία έχουν μετακινηθεί οριζοντίως αποκτώντας εκκεντρότητα ως προς τη βάση. Έτσι πέρα από τα πρωτογενή εντατικά μεγέθη υπάρχει και η παρουσία των δευτερογενών τα οποία μπορούν να αγνοηθούν όταν η τάξη μεγέθους τους είναι αμελητέα σχετικά με τα πρωτογενή, δηλαδή στις περιπτώσεις που είναι μικρή η οριζόντια μετακίνηση ή πολύ μικρό το κάθετο φορτίο. Για το λόγο αυτό σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 τα πλαίσια χωρίζονται επίσης σε δύο κατηγορίες, ανάλογα με την ευαισθησία τους σε φαινόμενα 2^{ης} τάξης:

- Τα μεταθετά πλαίσια (sway frames)
- Τα αμετάθετα πλαίσια (non-sway frames)

2.1 Δομικά συστήματα εύκαμπτων πλαισίων (unbraced frames)

Για την ευστάθεια των δομικών συστημάτων με εύκαμπτα πλαίσια ο κόμβος υποστυλωμάτων – δοκών σε ένα πλαίσιο απαιτείται να είναι άκαμπτος, δηλαδή να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπής. Τα άκρα των μελών στη βάση καθώς και ο κόμβος στη κορυφή σε περίπτωση που υπάρχει δικλινή στέγη δύναται να είναι είτε αρθρωτοί είτε άκαμπτοι όπως τα παραδείγματα του πιο κάτω σχήματος. Συνεπώς είναι κατανοητό ότι η πλευρική δυσκαμψία του συστήματος οφείλεται αποκλειστικά στην καμπτική δυσκαμψία των μελών τα οποία είναι συνδεδεμένα στους άκαμπτους κόμβους. Σε τέτοια συστήματα ο σχεδιασμός των άκαμπτων κόμβων μπορεί να είναι πιο χρονοβόρος και αντιοικονομικός ωστόσο τα συστήματα εύκαμπτων πλαισίων λόγω των μεγάλων ιδιοπεριόδων τους συμπεριφέρονται καλύτερα σε σεισμικές φορτίσεις και είναι συμβατά σε κατασκευές όπου οι αρχιτεκτονικές ιδιαιτερότητες δεν συνιστούν τη χρήση διαγώνιων μελών στο επίπεδο του πλαισίου. Επίσης στα εύκαμπτα πλαίσια δημιουργούνται μεγάλες οριζόντιες παραμορφώσεις με κίνδυνο βλάβης σε μη φέροντα στοιχεία καθώς και πιθανότητα επίδρασης φαινομένων δεύτερης τάξης.



Σχήμα 1: Παραδείγματα δομικών συστημάτων με εύκαμπτα πλαίσια (Liew J Y R, 2000)

2.2 Δομικά συστήματα δύσκαμπτων πλαισίων (braced frames)

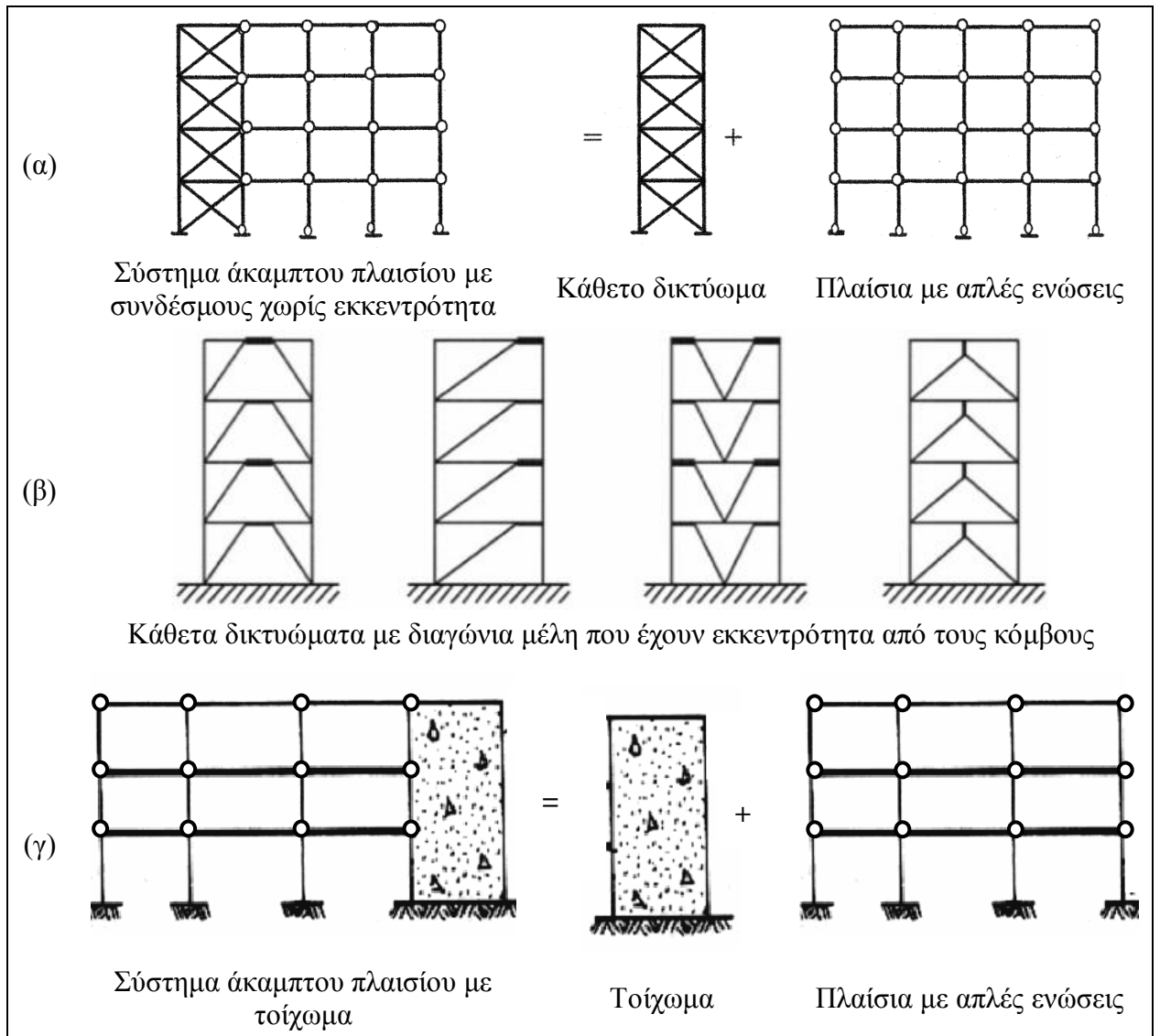
Στα δομικά συστήματα δύσκαμπτων πλαισίων όλες οι ενώσεις μπορούν να είναι αρθρώσεις. Η ευστάθεια του συστήματος οφείλεται στην χρήση επιπλέον διαγώνιων μελών τα οποία δημιουργούν ένα κάθετο δικτύωμα το οποίο έχει βάση στο έδαφος και προσφέρει πλευρική δυσκαμψία στο σύστημα μέσω των αξονικών δυσκαμψιών των μελών του, σε αντίθεση με τα εύκαμπτα πλαίσια στα οποία η πλευρική δυσκαμψία του συστήματος οφείλεται στην καμπτική δυσκαμψία των μελών.

Το κάθετο δικτύωμα το οποίο προσφέρει την πλευρική δυσκαμψία μπορεί αποτελείται από:

- (α) Διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα από τους κόμβους (χιαστί)
- (β) Διαγώνιους συνδέσμους με εκκεντρότητα από τους κόμβους
- (γ) Από τοιχώματα σκυροδέματος (εκτός μεταλλικών κατασκευών)

Παραδείγματα από τα πιο πάνω είδη φαίνονται στο πιο κάτω σχήμα.

Στην εργασία αυτή θα ασχοληθούμε μόνο με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα από τους κόμβους.



Σχήμα 2: Παραδείγματα δομικών συστημάτων με άκαμπτα πλαίσια (Liew J Y R, 2000)

2.3 Σύγκριση ευκάμπτων και δύσκαμπτων πλαισίων

Για μια αντικειμενική σύγκριση ευκάμπτων και δύσκαμπτων πλαισίων έγινε ένα μικρό παράδειγμα με 3 πλαίσια στο λογισμικό STAAD.Pro με ίδιες διαστάσεις, (3m, 6m) ίδιες διατομές (IPE100) και ίδιο επιβαλλόμενο φορτίο (10KN/m κάθετο, 30KN οριζόντιο), όπως φαίνεται στην επόμενη σελίδα, στο διάγραμμα (1).

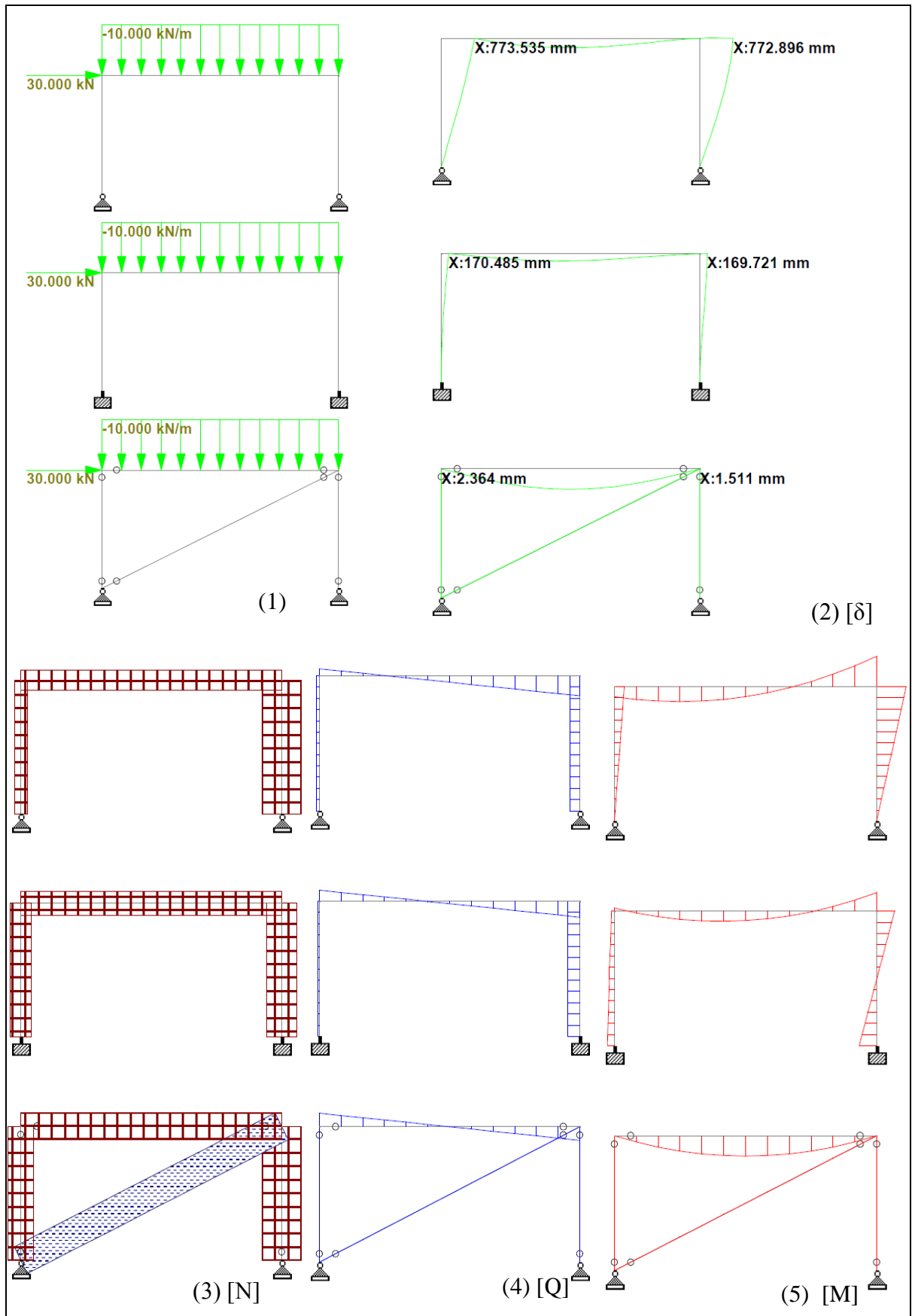
Τα πρώτα 2 πλαίσια είναι εύκαμπτα, το πρώτο με αρθρωτή βάση και το δεύτερο με πακτωμένη. Το τρίτο πλαίσιο είναι δύσκαμπτο με ένα διαγώνιο μέλος και όλοι οι κόμβοι είναι αρθρωτοί.

Από το διάγραμμα (2) που φαίνονται οι μετακινήσεις των πλαισίων $[\delta]$ είναι ξεκάθαρο ότι οι μετακινήσεις του πρώτου είναι μεγαλύτερες σε σχέση με το δεύτερο και τεράστιες σε σχέση με το τρίτο, με μία τάξη μεγέθους που αναγράφεται.

Από το διάγραμμα (3) που φαίνονται οι αξονικές δυνάμεις $[N]$ στα μέλη παρατηρούμε ότι για τα υποστυλώματα οι δυνάμεις καθορίζονται κυρίως από το κάθετο φορτίο και είναι σε όλα τα πλαίσια πανομοιότυπες. Η μικρή διαφορά του δεξιού υποστυλώματος από το αριστερό οφείλεται στη παρουσία του οριζόντιου φορτίου. Το πιο σημαντικό όμως για το διάγραμμα αυτό είναι η διαγώνιος του πλαισίου 3 η οποία βρίσκεται σε εφελκυσμό και ουσιαστικά παρέχει ευστάθεια και δυσκαμψία στο πλαίσιο. Επίσης παρατηρείται και θλίψη στη δοκό λόγω του οριζόντιου φορτίου, πράγμα που στο πλαίσιο 3 θα μπορούσε να αποφευχθεί αν το φορτίο εφαρμοζόταν στον δεξιό κόμβο ή αν υπήρχε δεύτερη διαγώνιος (χιαστί).

Από το διάγραμμα (4) που φαίνονται οι διατμητικές δυνάμεις $[Q]$ στα πλαίσια παρατηρούμε ότι για τη δοκό οφείλονται στο κάθετο φορτίο και στα 3 πλαίσια. Οι διατμήσεις στα υποστυλώματα των πρώτων δύο πλαισίων οφείλονται στο οριζόντιο φορτίο, ενώ παρατηρούμε ότι για το πλαίσιο 3 δεν υπάρχουν, πράγμα που συνεπάγεται από την λειτουργία του πλαισίου ως δικτύωμα με μόνη περίπτωση παρουσίας διάτμησης να είναι όταν υπάρχουν φορτία στο άνοιγμα των μελών και όχι στους κόμβους.

Από το διάγραμμα (5) που φαίνονται οι ροπές κάμψης $[M]$ στα πλαίσια παρατηρούμε παρόμοια φαινόμενα με αυτά της διάτμησης. Δηλαδή για τα πλαίσια 1 και 2 παρατηρούνται εντατικά μεγέθη στα υποστυλώματα και δοκούς λόγω του οριζόντιου φορτίου. Στο πλαίσιο 3 υπάρχουν μόνο ροπές λόγω του κάθετου φορτίου, ακριβώς όπως θα ήταν και στα άλλα πλαίσια αν απουσίαζε το οριζόντιο φορτίο.



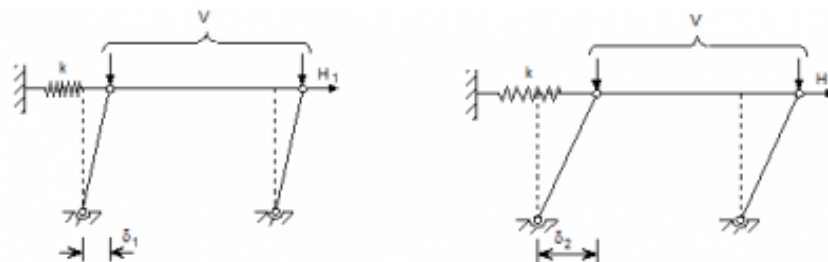
Σχήμα 3: Παραδείγματα δομικών συστημάτων και διαγράμματα εντατικών μεγεθών

Συμπερασματικά για τον περιορισμό των μετακινήσεων στα πλαίσια 1 και 2 θα ήταν απαραίτητο οι διατομές να αυξηθούν σημαντικά έτσι ώστε να έχουν μεγαλύτερη ροπή αδράνειας, γεγονός που υποδηλώνει αύξηση κόστους. Με το ίδιο σκεπτικό αν οι μετακινήσεις των πλαισίων 1 και 2 ήταν σε επιτρεπόμενα μεγέθη, στο πλαίσιο 3 οι διατομές θα μπορούσαν να μειωθούν σημαντικά, γεγονός που υποδηλώνει μείωση κόστους.

Επίσης φαίνεται ξεκάθαρα η απλότητα των διαγραμμάτων στο πλαίσιο 3 σε σχέση με τα άλλα 2 πλαίσια καθώς και η μη ύπαρξη ροπών κάμψης στους κόμβους, γεγονότα που απλοποιούν το σχεδιασμό.

2.4 Μεταθετά πλαίσια (sway frames)

Τα μεταθετά πλαίσια είναι τα πλαίσια στα οποία οι οριζόντιες μετακινήσεις είναι τέτοιες που προκαλούν φαινόμενα 2^{ης} τάξης. Για να ελέγξουμε ότι ένα πλαίσιο είναι όντως μεταθετό μπορούμε να το απομονώσουμε από την κατασκευή όπως το πιο κάτω σχήμα, θεωρώντας όλους τους κόμβους αρθρωτούς και ότι η πλευρική δυσκαμψία του εξαρτάται από ελατήριο δυσκαμψίας k . Ακολούθως εφαρμόζεται η μέθοδος που συστήνει ο Ευρωκώδικας 3 με τους πιο κάτω τύπους υπολογίζοντας τον συντελεστή a_{cr} .



Σχήμα 4: Απομονωμένο πλαίσιο υπό την επίδραση φαινομένων 2^{ης} τάξης

$$\delta = \frac{1}{1 + 1/a_{cr}} \quad (\text{συντελεστής επαύξησης}) \quad a_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad \text{όπου:}$$

H_{Ed} είναι οι συνολική οριζόντια δύναμη στη βάση του ορόφου (Τέμνουσα)

V_{Ed} είναι οι συνολική κάθετη δύναμη στη βάση του ορόφου

$\delta_{H,Ed}$ είναι η ελαστική σχετική μετατόπιση μεταξύ της κορυφής και της βάσης του ορόφου

h είναι το ύψος του ορόφου

Άρα γνωρίζοντας τα οριζόντια και κάθετα φορτία, το ύψος και τη μετακίνηση του ορόφου προσδιορίζεται ο συντελεστής δ με τον οποίο πολλαπλασιάζονται τα οριζόντια φορτία. Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι ο συντελεστής α_{cr} δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερος από 3. Σε περιπτώσεις όπου γίνεται ελαστική ανάλυση τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης αγνοούνται αν το α_{cr} είναι μεγαλύτερο από το 10, ενώ σε περιπτώσεις που γίνεται πλαστική ανάλυση τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης αγνοούνται αν το α_{cr} είναι μεγαλύτερο από το 15. Στις πλείστες περιπτώσεις τα μεταθετά πλαίσια είναι τα εύκαμπτα πλαίσια και ο τυχόν επηρεασμός τους από φαινόμενα 2^{ης} τάξης θα έχει ως αποτέλεσμα την επαύξηση των οριζόντιων φορτίων και συνάμα την αύξηση των διατομών για να είναι επαρκής. Επίσης σε περιπτώσεις μεταθετών πλαισίων ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων γίνεται πιο πολύπλοκος και δαπανηρός αφού αλλάζουν τα μήκη λυγισμού τους κατά τον έλεγχο τους σε λυγισμό (βλέπε κεφάλαιο παραρτήματος 10.2.1. Λυγισμός λόγω αξονικής θλίψης). Για τους λόγους αυτούς συνίσταται η αποφυγή σχεδιασμού μεταθετών πλαισίων όπου είναι δυνατό.

2.5 Αμετάθετα πλαίσια (non-sway frames)

Τα αμετάθετα πλαίσια είναι τα πλαίσια στα οποία οι μετακινήσεις είναι μικρές έως ασήμαντες λόγω της μεγάλης τους δυσκαμψίας, με αποτέλεσμα τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης να αγνοούνται. Γενικά προτιμούνται σε σχέση με τα μεταθετά πλαίσια για τους πιο κάτω λόγους:

- Απλός σχεδιασμός τους με δυνατότητα γρήγορων υπολογισμών ακόμα και στο χέρι
- Αποφυγή επιβάρυνσης κατασκευής από επιπλέον φορτία
- Η μέγιστη τιμή που μπορεί να πάρει το κρίσιμο μήκος λυγισμού για το σχεδιασμό των υποστυλωμάτων είναι το μήκος τους ($L_{cr} \leq L$) πράγμα που κάνει το σχεδιασμό και οικονομικότερο και πιο απλό
- Δεν χρειάζονται να κατασκευάζονται ενώσεις με δυνατότητα παραλαβής ροπής για τις οποίες η κατασκευή είναι πιο δαπανηρή, πιο πολύπλοκη και πιο χρονοβόρα από τις απλές αρθρωτές ενώσεις

3 Μοντελοποίηση/Προσομοίωση Δομικών Συστημάτων

Γενικά η μοντελοποίηση μιας κατασκευής σε ένα λογισμικό είναι ο τρόπος με τον οποίο την αναπαριστούμε εικονικά σε αυτό. Το κεφάλαιο αυτό αναφέρεται μόνο για την μοντελοποίηση του δομικού συστήματος κατασκευής με γραμμικά μέλη. Η μοντελοποίηση ενός δομικού συστήματος ακολουθεί μια σειρά διαδικασιών που περιγράφονται στα πιο κάτω υποκεφάλαια.

Για να γίνει όμως η μοντελοποίηση του δομικού συστήματος σε ένα λογισμικό χρειάζονται να γίνουν αρκετές παραλείψεις και παραδοχές. Οι παραλείψεις αυτές είναι συνήθως τμήματα του φορέα που παραλείπουμε συνειδητά να προσθέσουμε στο μοντέλο, γιατί είναι πολύ δύσκολο έως αδύνατο ένα μοντέλο να περιλαμβάνει όλα τα μέρη και τις ιδιαιτερότητες της κατασκευής. Η παράλειψη όμως αυτών των τμημάτων πρέπει γίνεται με τρόπο που να μην επηρεάζει τη γενική συμπεριφορά του δομικού συστήματος. Στο σημείο αυτό ο χρήστης καλείται να κάνει παραδοχές που να σχετίζονται με τις παραλείψεις που έγιναν. Για παράδειγμα μπορούμε να παραληφθεί η ύπαρξη ενός επιφανειακού φορέα (π.χ. πλάκα) αλλά γίνεται η παραδοχή ότι τα φορτία της (βάρος, επιβαλλόμενο κλπ) κατανέμονται στις δοκούς που την στηρίζουν. Ανάλογα μπορεί να παραληφθεί η ύπαρξη μιας τεγίδας αλλά γίνεται παραδοχή ότι τα φορτία της μεταφέρονται στα σημεία στήριξης της. Είναι σύνηθες να γίνονται παραλείψεις/παραδοχές όπως:

- αγνόηση μελών στο μοντέλο του δομικού συστήματος
- συμπεριφορά των άκρων των μελών (άρθρωση, πάκτωση κλπ.)
- διαφραγματική λειτουργία του δομικού συστήματος
- παροχή πλευρικής στήριξης σε μέλη του δομικού συστήματος από μέλη τα οποία παραλείπονται
- αγνόηση κατασκευαστικών εκκεντροτήτων στις συνδέσεις των μελών

3.1 Γεωμετρία

Ξεκινώντας το σχεδιασμό σε τρισδιάστατο λογισμικό πρέπει να καθοριστεί η γεωμετρία του δομικού συστήματος. Για τον καθορισμό της απαιτείται αρχικά να δηλωθούν οι συντεταγμένες των κόμβων (X Y Z) στους οποίους θα συνδεθούν σε μεταγενέστερο

στάδιο τα μέλη. Σε ένα κόμβο θεωρητικά μπορούν να είναι συνδεδεμένα από ένα μέχρι άπειρα μέλη, αλλά κατασκευαστικά τα μέλη περιορίζονται λόγω του μικρού διαθέσιμου χώρου στο σημείο της σύνδεσης. Επειδή συχνά συγχέεται, είναι σημαντικό να ξεκαθαριστεί ότι η έννοια του κόμβου είναι διαφορετική με την έννοια της άρθρωσης. Ακολούθως δηλώνονται τα γραμμικά μέλη του δομικού συστήματος, με τον καθορισμό του κόμβου αρχής και του κόμβου τέλους για το κάθε ένα. Τέλος δηλώνονται οι στηρίξεις σε κόμβους, και για το κάθε γραμμικό μέλος δηλώνεται η διατομή.

3.2 Διαμόρφωση συμπεριφοράς μελών

Σε τρισδιάστατα προγράμματα σε κάθε άκρο ενός μέλους υπάρχουν 6 βαθμοί ελευθερίας. Η αξονική δύναμη F_X , οι διατμήσεις F_Y F_Z , οι ροπές κάμψης M_Y M_Z και η ροπή στρέψης M_X . Εξ ορισμού από τη στιγμή που δηλώνονται τα μέλη, σε όλα τα άκρα των μελών οι 6 βαθμοί ελευθερίας είναι δεσμευμένοι, δηλαδή το μέλος είναι πλήρως πακτωμένο. Πολλές φορές οι πραγματικές συνθήκες που θα έχει το μέλος στα άκρα του δεν είναι πλήρης πάκτωση. Στο σημείο αυτό χρειάζεται να ελευθερώνονται βαθμοί ελευθερίας από τα άκρα των μελών για να συμπεριφερθούν στο μοντέλο όπως θα συμπεριφερθούν στη πραγματική τους κατάσταση. Για παράδειγμα όταν η ένωση μεταξύ δύο μελών δεν έχει τη δυνατότητα παραλαβής ροπής (άρθρωση) τότε απαιτείται τουλάχιστον στο ένα από τα δύο μέλη να ελευθερωθεί η ροπή στην ανάλογη κατεύθυνση. Ένα άλλο παράδειγμα είναι σε σχεδιασμό μελών δικτύματος όπου υπολογίζεται μόνο η αξονική δυσκαμψία τους διότι κατασκευαστικά έτσι συμπεριφέρεται, ελευθερώνονται όλοι οι βαθμοί ελευθερίας και από τα δύο άκρα των μελών πλην της αξονικής δύναμης.

Επίσης ο προσανατολισμός ενός μέλους είναι σημαντικός παράγοντας ο οποίος για τις ανάγκες του σχεδιασμού χρειάζεται πολλές φορές να διαφοροποιείται από την εξ' ορισμού επιλογή προσανατολισμού που γίνεται στο λογισμικό. Αυτό επιτυγχάνεται δηλώνοντας για το κάθε μέλος γωνία στροφής γύρω από τον τοπικό άξονα X (άξονας κατά μήκος του μέλους). Άρα δίδεται η ελευθερία να διαμορφωθεί ο φορέας όπως ο χρήστης επιθυμεί.

3.3 Υλικό κατασκευής

Για κάθε διατομή είναι απαραίτητο να ορίζεται το υλικό κατασκευής καθώς και τα χαρακτηριστικά του όπως μέτρο ελαστικότητας, μέτρο διάτμησης, λόγος Poisson, συντελεστής θερμικής διαστολής και πυκνότητα.

3.4 Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων

Το επόμενο στάδιο είναι να δηλωθούν οι φορτίσεις της κατασκευής. Η διαδικασία προσδιορισμού των φορτίων καθώς και ο τρόπος εφαρμογής τους περιγράφεται πιο κάτω.

Η φιλοσοφία σχεδιασμού που υιοθετείται από τους Ευρωκώδικες για τον σχεδιασμό των κατασκευών είναι αυτή των οριακών καταστάσεων. Υπάρχουν δύο οριακές καταστάσεις:

- Η οριακή κατάσταση αστοχίας και
- Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Η οριακή κατάσταση αστοχίας περιλαμβάνει καταστάσεις σχεδιασμού οι οποίες πρέπει να ικανοποιούνται για να αποφευχθεί η αστοχία ή η κατάρρευση της κατασκευής. Συνήθως αιτίες αστοχίας ή κατάρρευσης είναι η θραύση μέλους, πολύ μεγάλη παραμόρφωση, απώλεια ευστάθειας λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης, απώλεια ισορροπίας κλπ.

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας περιλαμβάνει καταστάσεις σχεδιασμού οι οποίες πρέπει να ικανοποιούνται για να εξασφαλίζεται ότι η κατασκευή θα μπορεί να χρησιμοποιείται χωρίς να υπάρχουν προβλήματα όπως μεγάλα βέλη κάμψης, μεγάλες ρηγματώσεις, ανεπίτρεπτες ταλαντώσεις καθώς και αισθητικά προβλήματα.

Για τους ελέγχους αυτούς χρησιμοποιούνται οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ , αυξητικοί για τα φορτία και μειωτικοί για τις αντοχές.

3.4.1 Συνδυασμοί φορτίσεων

Για τους συνδυασμούς φορτίσεων της οριακής κατάστασης αστοχίας χρησιμοποιείται η εξίσωση 6.10 από τον Ευρωκώδικα 0:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{K,j}$$

η οποία βασίζεται στην τιμή σχεδιασμού της δεσπόζουσας μεταβλητής δράσης και στις τιμές σχεδιασμού των συνοδευτικών μεταβλητών δράσης όπου:

G_k είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

Q_k είναι η χαρακτηριστική τιμή των μεταβλητών δράσεων

γ είναι οι αυξητικοί συντελεστές των φορτίων. Για τα μόνιμα 1,35 ή 1,0 και για τα μεταβλητά 1,5 ή 0,0. Η πρώτη τιμή αναφέρεται για δυσμενές αποτέλεσμα ενώ η δεύτερη για ευμενές. (EN1990 Table A1.2(A))

ψ_0 είναι οι μειωτικοί συντελεστές για τις συνοδευτικές μεταβλητές δράσεις. Για τα επιβαλλόμενα φορτία σε στέγες είναι 0,0 ,ενώ για τον άνεμο είναι 0,6. (EN1990 Table A1.1)

"+" σημαίνει σε συνδυασμό με

Σ σημαίνει το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...

Για το συνδυασμό φόρτισης της σεισμικής δραστηριότητας χρησιμοποιείται η εξίσωση 3.17 από τον Ευρωκώδικα 8:

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

όπου:

G_k είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

Q_k είναι η χαρακτηριστική τιμή των μεταβλητών δράσεων

ψ_2 είναι ο μειωτικός συντελεστής του εκάστοτε επιβαλλόμενου φορτίου κατά τη σεισμική δραστηριότητα. Για τα επιβαλλόμενα φορτία σε στέγες είναι 0,0 και για τον άνεμο επίσης είναι 0,0. (EN1990 Table A1.1)

φ συντελεστής πολλαπλασιαζόμενος με το ψ_2 αναλόγως κατηγορίας κατασκευής. Για οροφές είναι ίσος με 1.0 (EN1998-1 Table 4.2)

"+" σημαίνει σε συνδυασμό με

Σ σημαίνει το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...

Επίσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, επιτρέπεται να υπολογιστούν τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών λόγω σεισμού με ταυτόχρονη εφαρμογή στις δύο κατευθύνσεις X και Z με τις εξισώσεις (4.18) και (4.19):

$$E_{Edmax} = \begin{cases} E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edz} & (4.18) \\ 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edz} & (4.19) \end{cases}$$

Όπου:

E_{Edmax} είναι τα μέγιστα μεγέθη λόγω ταυτόχρονης εφαρμογής των συνιστωσών της σεισμικής δράσης

- E_{Edx} είναι τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την εφαρμογή της σεισμικής δράσης κατά τον άξονα X
- E_{Edy} είναι τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την εφαρμογή της σεισμικής δράσης κατά τον άξονα Z
- "+" σημαίνει σε συνδυασμό με

3.4.2 Μόνιμα φορτία

Τα μόνιμα φορτία των κατασκευών προέρχονται κατά κύριο λόγο από το ίδιο βάρος της κατασκευής. Ο προσδιορισμός τους απαιτεί γνώση της πυκνότητας και του όγκου του υλικού. Η εφαρμογή των μόνιμων φορτίων στις κατασκευές γίνεται αναλόγως με το πώς αυτά είναι κατανεμημένα στο χώρο, και πάντοτε με τη διεύθυνση και φορά της βαρύτητας.

3.4.3 Μεταβλητά φορτία

Τα μεταβλητά φορτία τα οποία συμπεριλαμβάνονται στην παρούσα μελέτη προέρχονται από:

- Επιβαλλόμενο φορτίο λόγω χρήσης (άνθρωποι, έπιπλα, μηχανήματα κλπ).
- Φορτία λόγω ανέμου

Ο προσδιορισμός τους γίνεται μέσω του Ευρωκώδικα 1, με μια διαδικασία που περιγράφεται αναλυτικά για τον άνεμο στο παράρτημα 9. Η εφαρμογή τους στην κατασκευή γίνεται ανάλογα με το είδος του φορτίου.

3.4.3.1 Επιβαλλόμενο φορτίο λόγω χρήσης

Το επιβαλλόμενο φορτίο ουσιαστικά είναι πίεση σε επιφάνειες που ενδέχεται να υπάρξει χρήση (δάπεδα, οροφές κλπ). Σύμφωνα με τον κώδικα εφαρμόζεται ομοιόμορφη πίεση σε όλη την επιφάνεια αναφοράς με τη διεύθυνση και φορά της βαρύτητας.

3.4.3.2 Φορτίο ανέμου

Το φορτίο ανέμου είναι πίεση σε επιφάνειες που δύναται να επηρεάζονται από την δράση του ανέμου (π.χ. εξωτερικοί τοίχοι, στέγες κλπ) είτε στη μία κατεύθυνση είτε στην άλλη. Η κατανομή του καθ' ύψος δεν είναι πάντα ομοιόμορφη, και καθορίζεται σύμφωνα με το σχήμα 35 του παραρτήματος 9. Η εφαρμογή του γίνεται με διεύθυνση κάθετα προς την επιφάνεια αναφοράς. Η φορά του είναι μεταβλητό μέγεθος και εξαρτάται από τη θέση της

επιφάνειας σε σχέση με την κατεύθυνση του ανέμου. Υπολογίζεται όπως πιο κάτω. (Αναλυτική εφαρμογή στο παράρτημα 9)

Βασική ταχύτητα ανέμου $V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$ όπου:

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

C_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης

C_{season} είναι ο συντελεστής εποχής

Βασική πίεση $q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot V_b^2$ όπου ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, ίση με $1,25 \text{ kg/m}^3$

Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ καθορίζεται από το Σχήμα 32 του παραρτήματος 9 αναλόγως ύψους αναφοράς και κατηγορίας εδάφους.

Πίεση ταχύτητας αιχμής είναι $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$

Οι τελικές πιέσεις στο κτίριο καθορίζονται ως

$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$ και $w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$ όπου:

w_e, w_i είναι οι τελικές πιέσεις (εσωτερικές και εξωτερικές)

$q_p(z_e), q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

c_{pe}, c_{pi} είναι οι αεροδυναμικοί συντελεστές εσωτερικής και εξωτερικής πίεσης που καθορίζονται σύμφωνα με τα σχήματα 36, 37 και 38 του παραρτήματος 9

3.4.4 Σεισμικά φορτία

Για να προσδιοριστούν τα φορτία σεισμού στην κατασκευή είναι αρκετό να δηλωθούν οι μάζες για όλες κατευθύνσεις, καθώς και το φάσμα σχεδιασμού που θέλουμε να χρησιμοποιηθεί για κάθε κατεύθυνση. Το φάσμα σχεδιασμού ουσιαστικά είναι μια γραφική παράσταση η οποία δίνει την επιτάχυνση σχεδιασμού για κάθε διαφορετική ιδιοπερίοδο. Προκύπτει από τον Ευρωκώδικα 8 και εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους, την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού και το συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου ο οποίος καθορίζεται αναλόγως του τύπου του πλαισίου (εύκαμπτο πλαίσιο, δύσκαμπτο πλαίσιο κλπ) και της κατηγορίας πλαστιμότητας για την οποία σχεδιάζεται το κτίριο. Επίσης ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας που θα επιλεγεί, καθορίζονται και οι επιτρεπόμενες κλάσεις διατομών που θα χρησιμοποιηθούν. Τέλος η επιτάχυνση

πολλαπλασιάζεται και με το συντελεστή σπουδαιότητας ο οποίος κυμαίνεται από 0,8 μέχρι 1,4 αναλόγως της σπουδαιότητας του κτιρίου.

Μετά την ιδιομορφική ανάλυση επιλέγονται όσες ιδιομορφές χρειαστούν έτσι ώστε η ενεργή μάζα να ξεπερνά ένα ποσοστό περίπου 90% στην τουλάχιστον για κάθε μία από τις δύο κύριες κατευθύνσεις (X και Z).

3.5 Ανάλυση

Αφού εκτελεστούν τα στάδια της διαμόρφωσης γεωμετρίας, διαμόρφωσης συμπεριφοράς μελών, προκαταρκτικής επιλογής διατομής, επιλογής υλικού και χαρακτηριστικών του, εφαρμογή φορτίων και των συνδυασμών των μπορεί να γίνει η ελαστική ανάλυση. Η ελαστική ανάλυση προσδιορίζει τις αντιδράσεις, τις εσωτερικές δυνάμεις των μελών και τις μετακινήσεις. Συνδυάζοντας τα αποτελέσματα από κάθε συνδυασμό φόρτισης το λογισμικό αποδίδει την περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών, ένα εργαλείο που βοηθά στην επιλογή του είδους της διατομής.

Πέρα από αυτά γίνεται και έλεγχος για επιδράσεις ατελειών στη κατασκευή καθώς και επιδράσεις φαινομένων δεύτερης τάξης όπως περιγράφεται πιο κάτω.

3.5.1 Επίδραση ατελειών

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 καθορίζεται η επίδραση των ατελειών για τις μεταλλικές κατασκευές. Οι ατέλειες προέρχονται από κατασκευαστικές αποκλίσεις και υπολογίζονται απλοποιημένα ως ένα φορτίο στη στάθμη του ορόφου που να προκαλεί την ίδια πλευρική μετακίνηση όση θα μπορούσε να ήταν η κατασκευαστική ατέλεια. Για τις καθολικές ατέλειες μετάθεσης πλαισίου η αρχική κλίση υπολογίζεται ως:

$$\Phi = \Phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad \text{όπου:}$$

Φ_0 είναι η βασική τιμή κλίσης 1/200

α_h είναι ο μειωτικός συντελεστής κτιρίου ίσος με $2/\sqrt{h}$ αλλά $0.67 \leq h \leq 1$

h είναι το ύψος του κτιρίου

α_m είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω υποστρωμάτων ίσος με $\sqrt{0.5(1 + 1/m)} \leq 1$

m είναι ο αριθμός υποστρωμάτων που σταθεροποιούνται από το σύστημα δυσκαμψίας

Το ισοδύναμο φορτίο λόγω ατελειών είναι το κάθετο φορτίο το οποίο αναλογεί στο σύστημα δυσκαμψίας πολλαπλασιαζόμενο με το συντελεστή Φ , και αγνοείται αν οι οριζόντιες δράσεις είναι μεγαλύτερες από το 15% του κάθετου φορτίου.

3.5.2 Φαινόμενα 2^{ης} τάξης

Όπως εξηγείται και στο κεφάλαιο 2.4., η επίδραση φαινομένων δεύτερης τάξης δύναται να

αυξήσει τα οριζόντια φορτία κατά $\delta = \frac{1}{1 + 1/a_{cr}}$ (συντελεστής επαύξησης) όπου

$$a_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

H_{Ed} είναι οι συνολική οριζόντια δύναμη στη βάση του ορόφου (Τέμνουσα)

V_{Ed} είναι οι συνολική κάθετη δύναμη στη βάση του ορόφου

$\delta_{H,Ed}$ είναι η ελαστική σχετική μετατόπιση μεταξύ της κορυφής και της βάσης του ορόφου

h είναι το ύψος του ορόφου

Τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης αγνοούνται αν:

$a_{cr} \geq 10$ (για ελαστική ανάλυση) ή $a_{cr} \geq 15$ (για πλαστική ανάλυση)

Αν $a_{cr} \leq 10$ ή $a_{cr} \leq 15$ αναλόγως της ανάλυσης που γίνεται τότε η επαύξηση των οριζόντιων φορτίων γίνεται κατά δ εφόσον το $a_{cr} \geq 3$. Για $a_{cr} \leq 3$ οι πιο πάνω εξισώσεις δεν ισχύουν και απαιτείται περαιτέρω και πιο ακριβής ανάλυση φαινομένων δεύτερης τάξης.

3.6 Διαστασιολόγηση Δομικών Συστημάτων

Μετά την ανάλυση και αφού τα εντατικά μεγέθη των μελών είναι γνωστά γίνεται έλεγχος των μελών σύμφωνα με κώδικα σχεδιασμού επιλογής του χρήστη. Άρα η προκαταρκτική διαστασιολόγηση ενδέχεται να αλλάξει έτσι ώστε να επιτυγχάνεται για κάθε μέλος η συμμόρφωση με τον κώδικα και ταυτόχρονα η όσο το δυνατό οικονομικότερη διατομή. Για τη διαστασιολόγηση των δομικών συστημάτων χρειάζεται να δηλωθεί αρχικά ο κώδικας σχεδιασμού, και ακολούθως οι παράμετροι που θα χρησιμοποιηθούν για τους ελέγχους. Οι παράμετροι που δύναται να δηλώνονται για τους ελέγχους είναι:

- Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας του υλικού (γ_{M0} γ_{M1} γ_{M2})
- Η ποιότητα του χάλυβα (π.χ. S235, S275 ...)
- Τα μήκη λυγισμού των μελών στις δύο κατευθύνσεις, για τους έλεγχους λυγισμού
- Το μήκος λυγισμού για έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
- Τους συντελεστές που απορρέουν από τις συνθήκες στήριξης των μελών και επηρεάζουν τους ελέγχους λυγισμού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
- Τις επιτρεπόμενες παραμορφώσεις
- Τον αριθμό των διατομών που θα ελέγχονται για κάθε μέλος (π.χ. άκρα μόνο, σημείο μέγιστης ροπής, άκρα και μέγιστη ροπή, κάθε L/13 κλπ.)

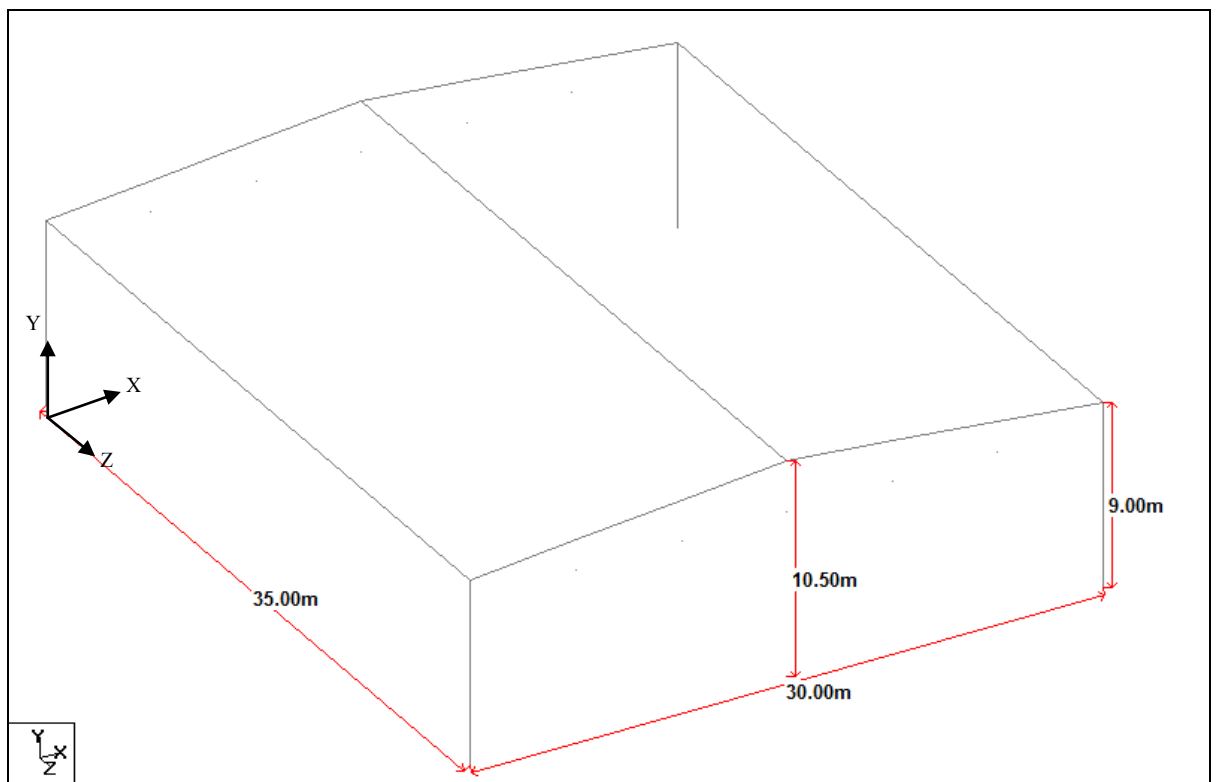
Ακολούθως γίνονται οι πιο κάτω έλεγχοι σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 για κάθε μέλος οι οποίοι περιγράφονται εκτενώς στο παράρτημα 10.

4 Εφαρμογή σε βιομηχανικό κτίριο

Για την εφαρμογή σε βιομηχανικό κτίριο θα σχεδιαστούν 4 διαφορετικά δομικά συστήματα με σκοπό τη σύγκριση και εξαγωγή συμπερασμάτων. Για την αντικειμενικότητα της σύγκρισης, για τα 4 δομικά συστήματα υπάρχουν κοινά στοιχεία όπως η εξωτερική γεωμετρία του βιομηχανικού κτιρίου, τα φορτία και οι συνδυασμοί φόρτισης, οι θέσεις και ο αριθμός των υποστυλωμάτων καθώς και η διάταξη των μελών της στέγης.

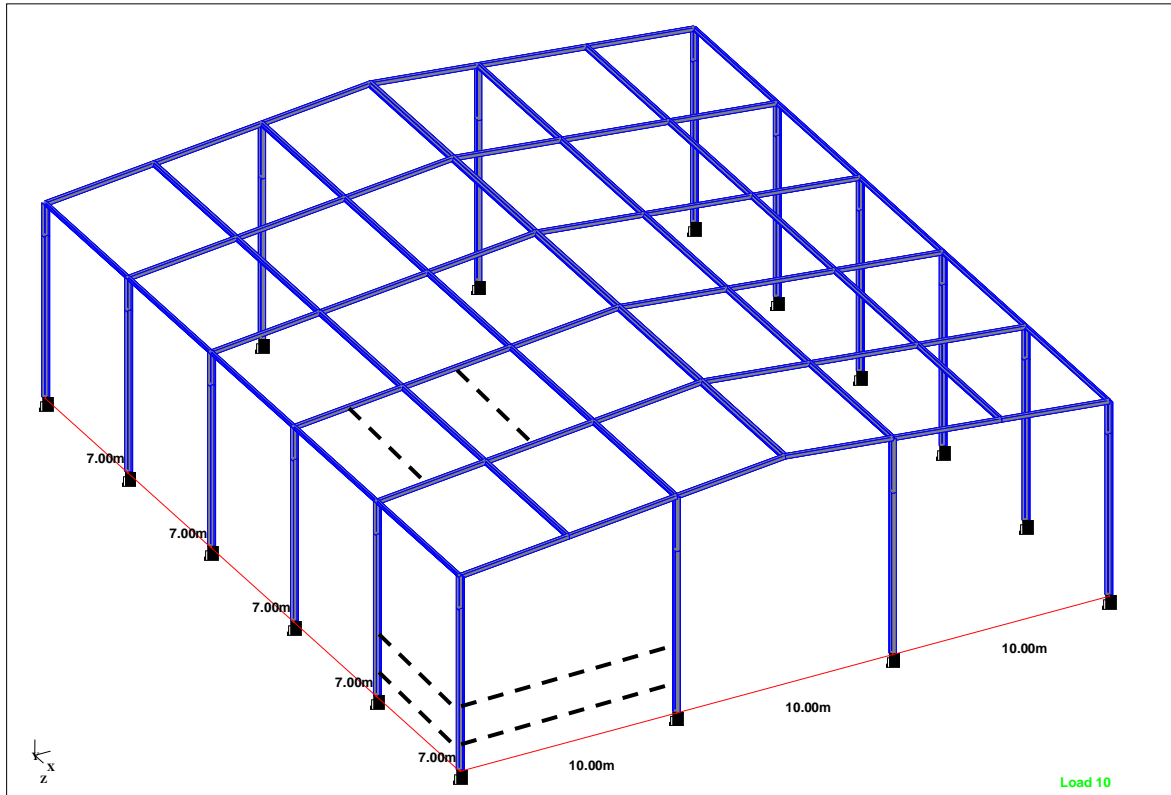
4.1 Γεωμετρία βιομηχανικού κτιρίου

Η μελέτη γίνεται για να στεγάσει βιομηχανικό κτίριο με διαστάσεις σε κάτοψη 30 επί 35 μέτρα. Το κτίριο έχει δικλινή στέγη με ελάχιστο ύψος τα 9 μέτρα και μέγιστο ύψος τα 10,5 μέτρα όπως φαίνεται και στο πιο κάτω σχήμα. Το απαιτούμενο καθαρό ύψος για τις ανάγκες του κτιρίου είναι 7,5 μέτρα, γεγονός που δίνει τη δυνατότητα χρήσης δικτυωμάτων είτε στη μια κατεύθυνση είτε στην άλλη, με ελάχιστο ύψος 1,5 μέτρο από το άκρο και μέγιστο 3 μέτρα από το μέσο.



Σχήμα 5: Εξωτερικές διαστάσεις του υπό μελέτη βιομηχανικού κτιρίου

Στο σχήμα 5 φαίνονται η αρχή και οι θετικές φορές των αξόνων στις γενικές συντεταγμένες τους συστήματος. Ο θετικός άξονας X ταυτίζεται με τη πλευρά των 30 μέτρων, ο θετικός άξονας Z ταυτίζεται με την πλευρά των 35 μέτρων ενώ ο θετικός άξονας Ψ ταυτίζεται με το ύψος. Οι φορές των αξόνων θα χρησιμοποιούνται για αναφορά (π.χ. δικτύωμα κατά X, άνεμος κατά Z)



Σχήμα 6: Κοινή διάταξη υποστυλωμάτων και στέγης

Σε όλα τα δομικά συστήματα γίνεται χρήση του ίδιου αριθμού υποστυλωμάτων και στις ίδιες θέσεις. Συνολικά θα τοποθετηθούν 16 υποστυλώματα περιμετρικά του κτιρίου όπως φαίνεται και στο σχήμα 6. Κάθε 10 μέτρα στη διεύθυνση X και κάθε 7 μέτρα στη διεύθυνση Z. Επίσης η διάταξη των μελών στη στέγη είναι κοινή και σχηματίζει κάναβο 5X7 μέτρων.

Σε όλα τα μοντέλα θεωρούμε ότι υπάρχουν τεγίδες στη στέγη παράλληλες με τον άξονα Z στη μέση του ανοίγματος των 5 μέτρων, καθώς και μηκίδες στους κάθετους τοίχους του κτιρίου κάθε 1,5 μέτρο ύψος. Οι τεγίδες και μηκίδες δεν συμπεριλαμβάνονται στα δομικά συστήματα, γίνεται όμως η παραδοχή ότι υπάρχουν και τα φορτία τους μεταφέρονται στα σημεία στήριξής τους.

4.2 Υλικό

Σε όλα τα δομικά συστήματα χρησιμοποιείται χάλυβας ποιότητας S275 με τα πιο κάτω χαρακτηριστικά:

- Μέτρο ελαστικότητας $E = 210000 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$
- Μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$
- Λόγος Poisson (στην ελαστική περιοχή) $\nu = 0,3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
- Πυκνότητα $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Τάση διαρροής $f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$
- Οριακή εφελκυστική τάση $f_u = 430 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$

Περαιτέρω πληροφορίες για το υλικό υπάρχουν στο Παράρτημα 8.

4.3 Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων

Όλα τα δομικά συστήματα σχεδιάζονται κάτω από τα ίδια φορτία και με τους ίδιους συνδυασμούς. Τα φορτία που περιλαμβάνονται είναι το μόνιμο φορτίο, το επιβαλλόμενο φορτίο, το φορτίο ανέμου και το φορτίο λόγω σεισμικής δράσης

4.3.1 Συνδυασμοί φορτίσεων

Από τις εξισώσεις του κεφαλαίου 3.4.1. προκύπτουν οι πιο κάτω συνδυασμοί φορτίσεων:

Πίνακας 1: Συνδυασμοί φορτίσεων

No	Συνδυασμός	Επιμέρους συντελεστής συνδυασμού					
		DL	LL	WX	WZ	SX	SZ
70.	DL + LL	1,35	1,5				
80.	DL + WX	1,35		1,5			
90.	DL + WZ	1,35			1,5		
100.	DL - WX	1,00		1,5			
110.	DL - WZ	1,00			1,5		
120.	DL + LL + WX	1,35	1,5	0,9			
130.	DL + LL + WZ	1,35	1,5		0,9		
140.	DL + SX	1,00				1,00	
150.	DL + SZ	1,00					1,00
160.	DL + SX +SZ	1,00				1,00	0,3

170.	DL + SX - SZ	1,00				1,00	-0,3
180.	DL - SX + SZ	1,00				-1,00	0,3
190.	DL - SX - SZ	1,00				-1,00	-0,3
200.	DL + SZ + SX	1,00				0,3	1,00
210.	DL + SZ - SX	1,00				-0,3	1,00
220.	DL - SZ + SX	1,00				0,3	-1,00
230.	DL - SZ - SX	1,00				-0,3	-1,00

Όπου:

DL: Μόνιμο φορτίο + ίδιο βάρος μελών

LL: Επιβαλλόμενο φορτίο

WX: Φορτίο ανέμου στη διεύθυνση X

WZ: Φορτίο ανέμου στη διεύθυνση Z

SX: Φορτίο σεισμού στη διεύθυνση X

SZ: Φορτίο σεισμού στη διεύθυνση Z

4.3.2 Μόνιμα φορτία

Για τον υπολογισμό των μόνιμων φορτίων της κατασκευής υπολογίστηκε το βάρος της επικάλυψης μαζί με τις υπηρεσίες ως $0,4 \text{ KN/m}^2$ στη στέγη. Τα ίδια βάρη των διατομών υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα. Δεδομένου ότι θα χρησιμοποιηθεί επικάλυψη στέγης τύπου τραπεζοειδούς λαμαρίνας με διεύθυνση των ραβδώσεων παράλληλη προς την κλίση της στέγης (διεύθυνση X), τα μόνιμα φορτία θα εφαρμοστούν στα μέλη της στέγης τα οποία είναι παράλληλα με τον άξονα Z, με φορά κάθετη προς τα κάτω. Επίσης εφαρμόζονται με ίδια διεύθυνση και φορά στα σημεία στήριξης των τεγίδων.

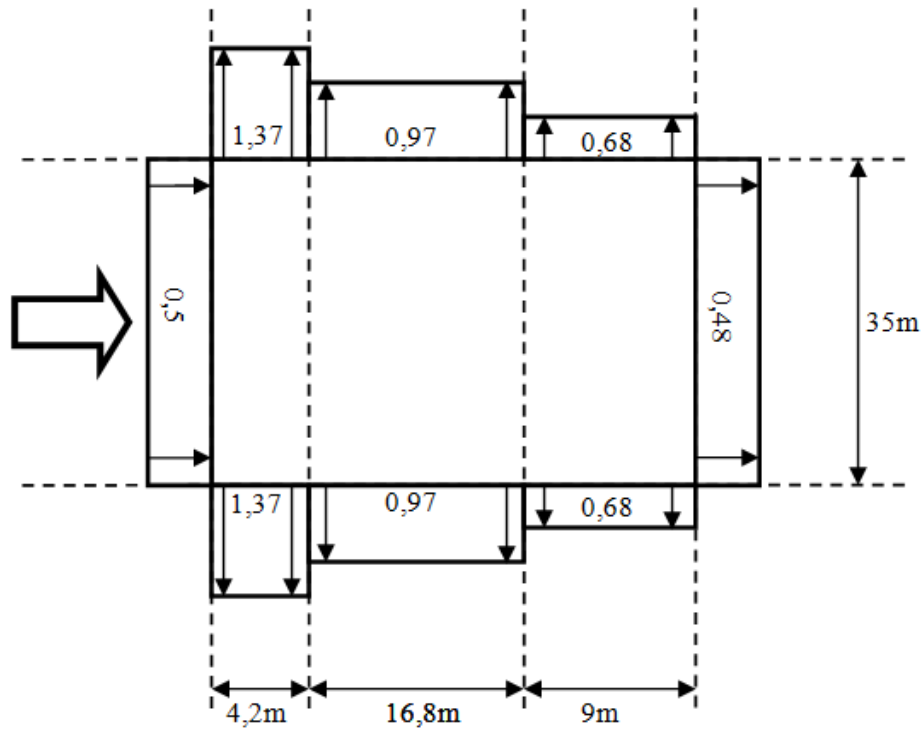
4.3.3 Μεταβλητά φορτία

4.3.3.1 Επιβαλλόμενο φορτίο

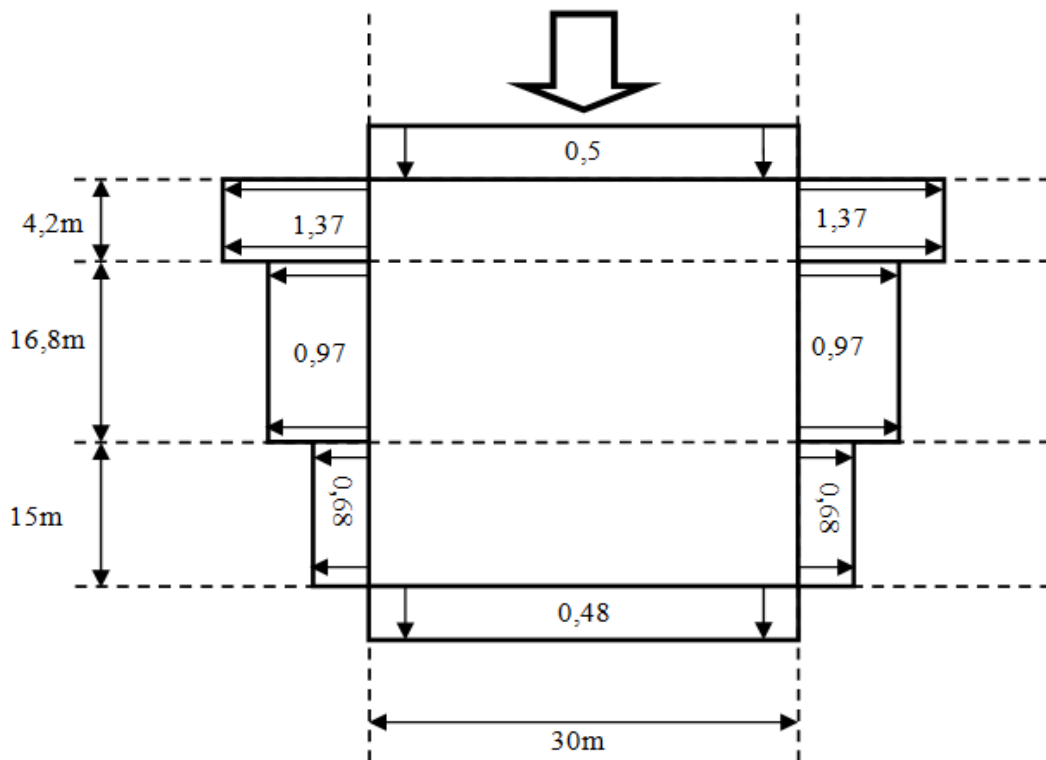
Στο μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1 συνιστάται μέσω του κυπριακού εθνικού προσαρτήματος στον πίνακα 6.10, για κατηγορία H (Οροφές μη προσβάσιμες πλην περιπτώσεων συντήρησης και επιδιόρθωσης) το φορτίο $q_k=0,4 \text{ KN/m}^2$. Η διεύθυνση και η φορά του επιβαλλόμενου φορτίου είναι ακριβώς όπως και στα μόνιμα φορτία.

4.3.3.2 Φορτία Ανέμου

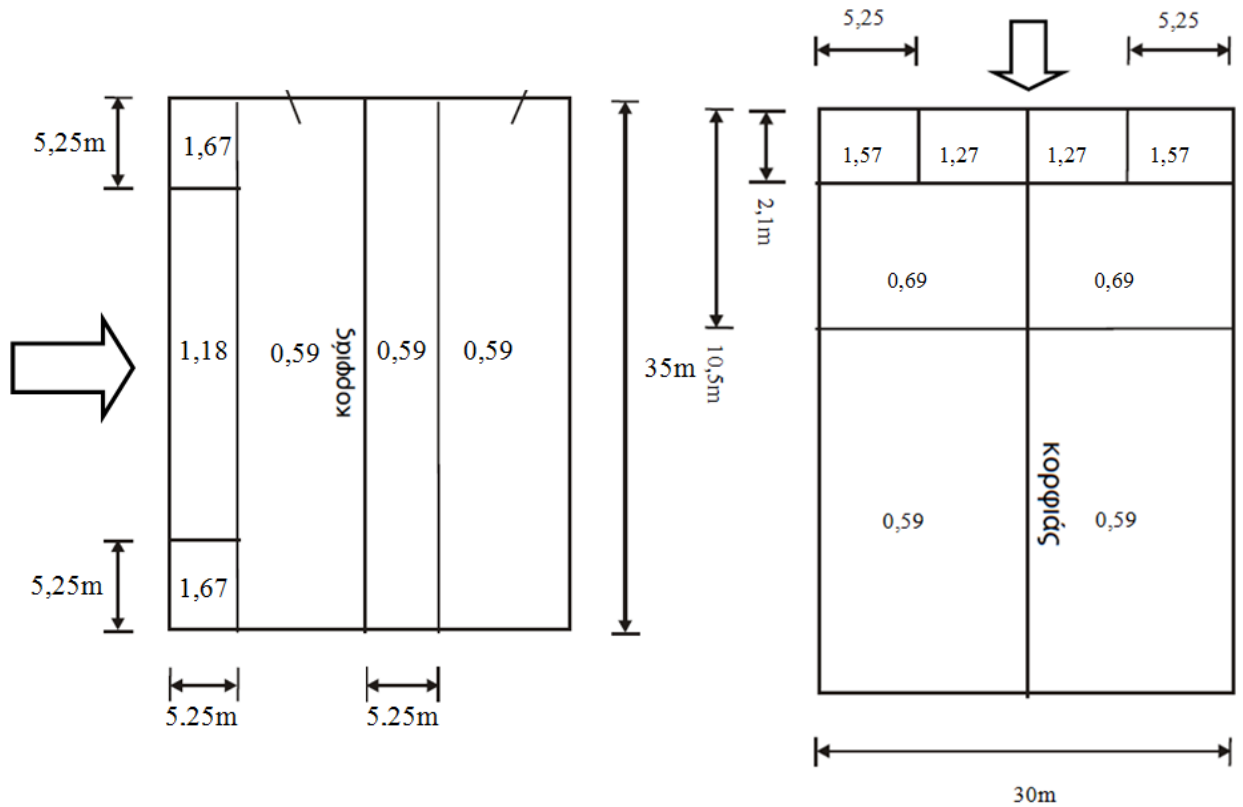
Οι τελικές πιέσεις στις επιφάνειες λόγω των φορτίων ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής :



Σχήμα 7: Τελικές πιέσεις σε KN/m² για κατακόρυφους τοίχους για $\Theta=0^\circ$



Σχήμα 8: Τελικές πιέσεις σε KN/m² για κατακόρυφους τοίχους για $\Theta=90^\circ$



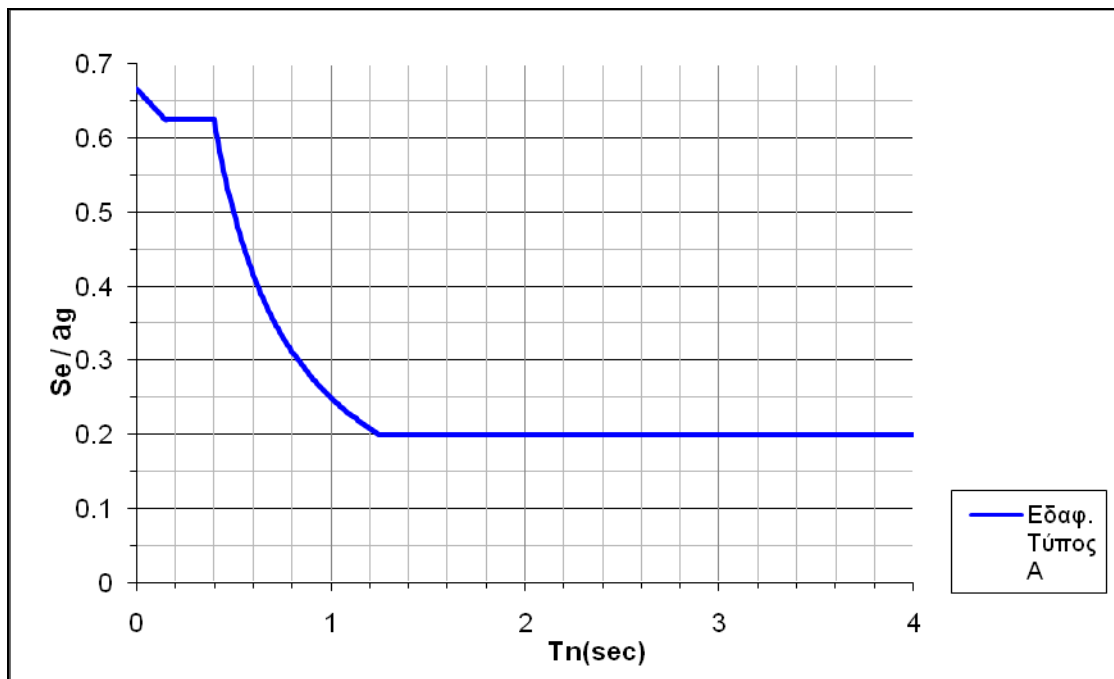
Σχήμα 9: Τελικές πιέσεις στέγης σε KN/m^2 για $\Theta=0^\circ$ και $\Theta=90^\circ$

Η εφαρμογή τους στη κατασκευή γίνεται πάντα κάθετα προς την επιφάνεια. Δηλαδή για τους κάθετους τοίχους η φόρτιση είναι οριζόντια και παραλαμβάνεται από τα υποστυλώματα ανάλογα με το εμβαδόν επιρροής που έχουν. Για τη στέγη τα η πίεση είναι παντού θετική (δηλαδή προς τα πάνω) και παραλαμβάνεται από τα μέλη που παραλαμβάνουν και τα μόνιμα/επιβαλλόμενα φορτία με μόνη διαφορά ότι η διεύθυνση τους είναι κάθετη προς την επιφάνεια της στέγης. (Αναλυτικός υπολογισμός στο παράρτημα 9)

4.3.4 Σεισμικά φορτία

Για έδαφος τύπου Α και συντελεστή συμπεριφοράς 4 για όλες τις επιλογές δομικού συστήματος (είτε εύκαμπτο είτε δύσκαμπτο) το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει όπως το σχήμα 10. Τα τιμή που δίνεται από το φάσμα για κάθε ιδιοπερίοδο πολλαπλασιάζεται με την εδαφική επιτάχυνση 0,25g και το συντελεστή σπουδαιότητας II ($\gamma_I=1,0$).

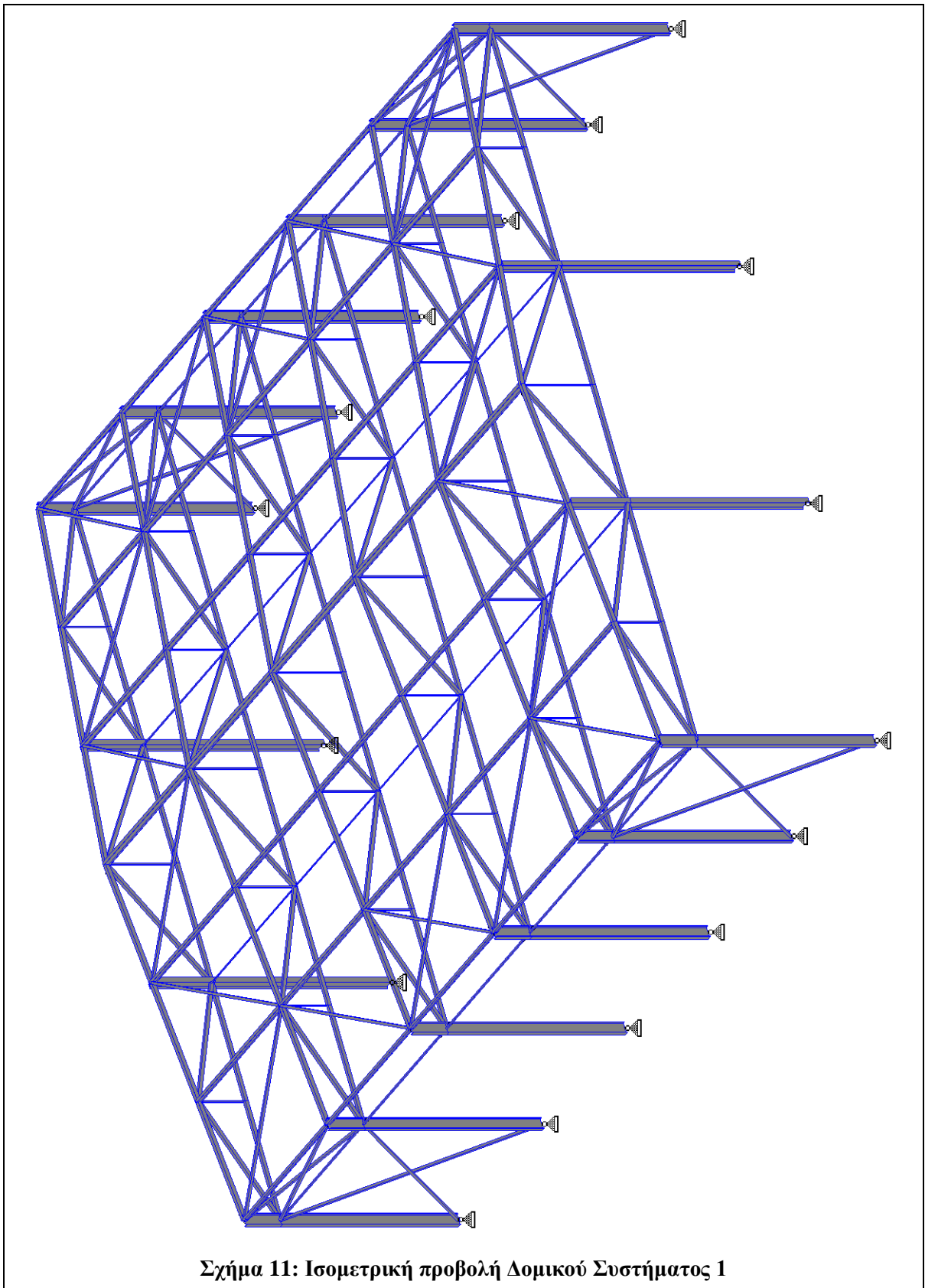
Επίσης για τη χρήση συντελεστή συμπεριφοράς 4 όλες οι διατομές πρέπει να είναι κλάσης 1 ή 2. (Αναλυτικά στο παράρτημα 9)

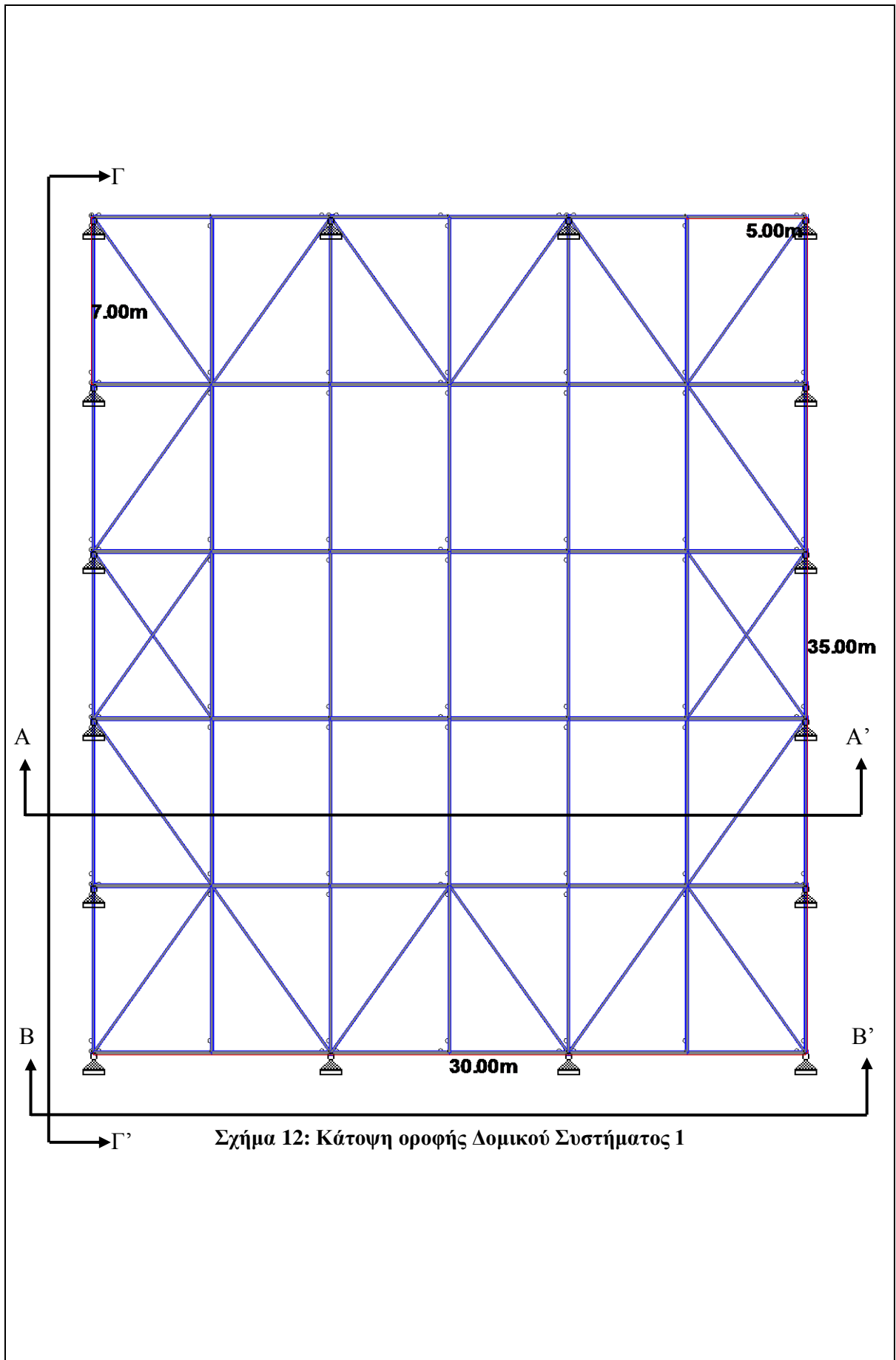


Σχήμα 10: Φάσμα σχεδιασμού για q=4

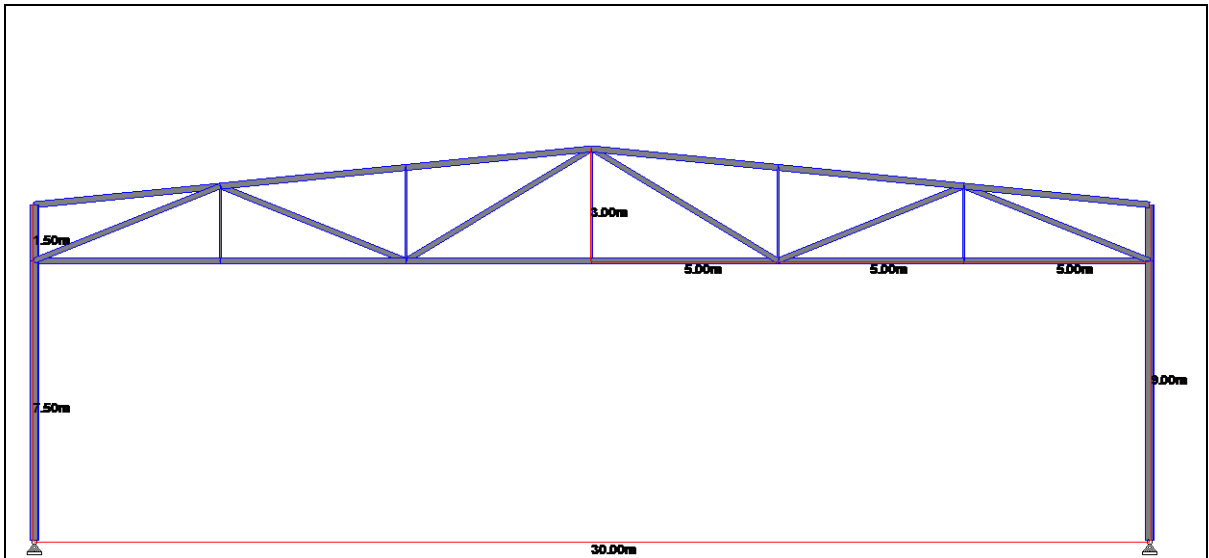
4.4 Επιλογές δομικών συστημάτων και παράμετροι σχεδιασμού

4.4.1 Δομικό σύστημα 1

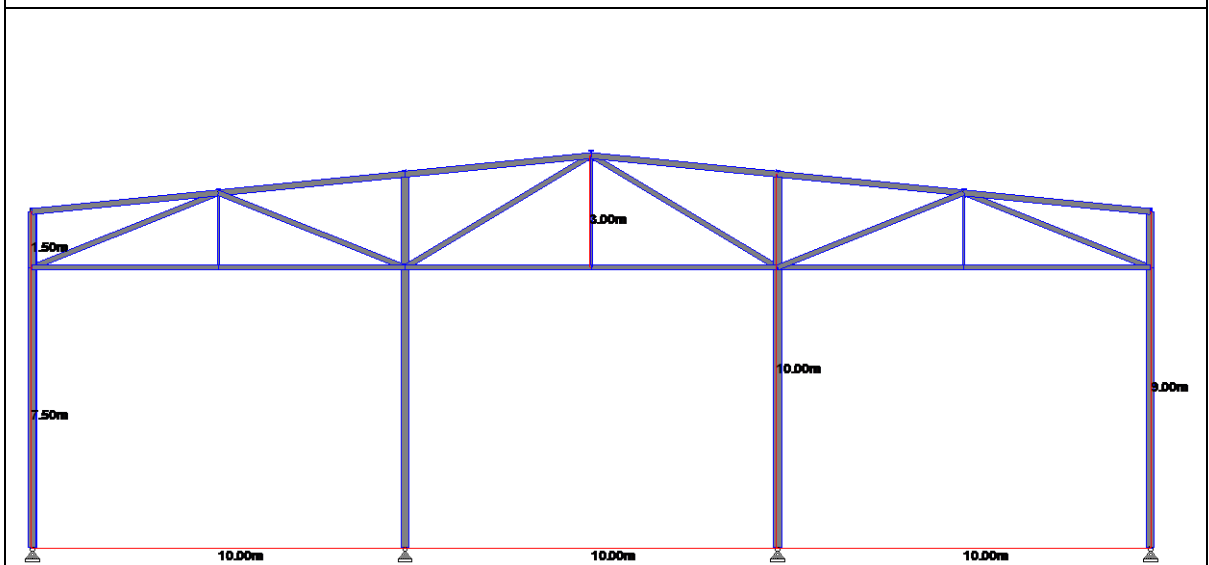




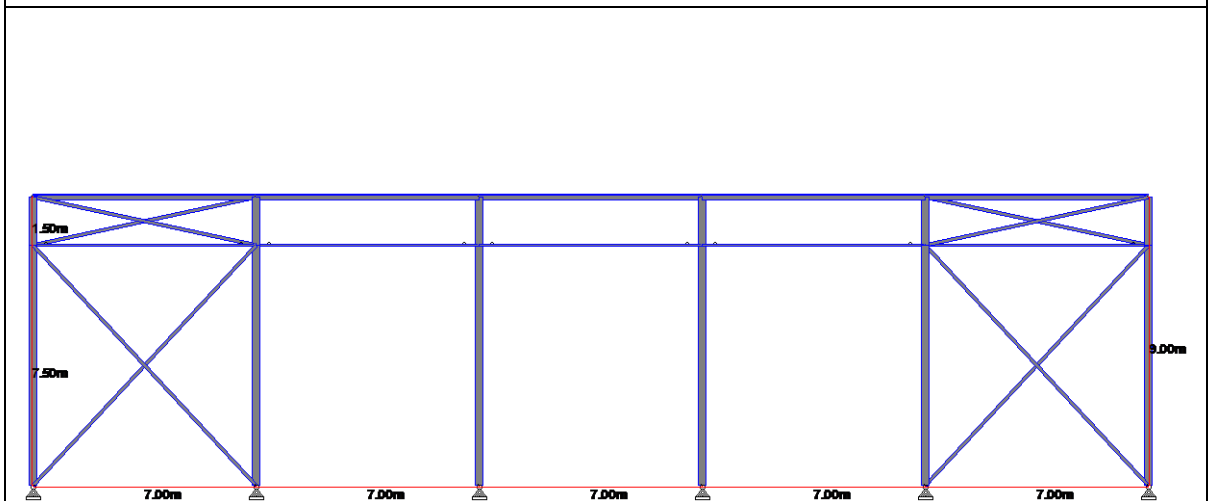
Σχήμα 12: Κάτοψη οροφής Δομικού Συστήματος 1



Σχήμα 13: Δομικό Σύστημα 1 - Τομή Α-Α'



Σχήμα 14: Δομικό Σύστημα 1 - Τομή Β-Β'



Σχήμα 15: Δομικό Σύστημα 1 - Τομή Γ-Γ'

4.4.1.1 Περιγραφή

Το δομικό σύστημα 1 όπως φαίνεται και στα πιο πάνω σχήματα αποτελείται από δικτυώματα στην διεύθυνση X. Τα δικτυώματα-X είναι τραπεζοειδούς μορφής με μήκος 30 μέτρα, ελάχιστο ύψος 1,5 μέτρο και μέγιστο ύψος 3 μέτρα. Υπάρχει εξωτερική δοκός παράλληλη με τον άξονα Z που ενώνει τα υποστυλώματα που βρίσκονται στις θέσεις $X=0$ και $X=30$, στο ύψος της κάτω ίνας του δικτυώματος-X. Πανομοιότυπη δοκός υπάρχει και εσωτερικά ενώνοντας τις κάτω ίνες των δικτυωμάτων με τα 4 υποστυλώματα που βρίσκονται στις θέσεις $X=10$ και $X=20$, σχεδιασμένη ως ελκυστήρας και να είναι ικανή να παραλάβει 2% του θλιπτικού φορτίου της κάτω ίνας του δικτυώματος-X. Επίσης υπάρχουν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (χιαστί) οι οποίοι εφαρμόζονται στο επίπεδο Y-Z και ενώνουν τα δύο πρώτα και τα δύο τελευταία υποστυλώματα που είναι παράλληλα με τον άξονα Z στις αποστάσεις $X=0$ και $X=30$. Τα χιαστί εφαρμόζονται σε δύο επίπεδα καθ' ύψος, το πρώτο από τη βάση ($Y=0$) μέχρι το ύψος της κάτω ίνας του δικτυώματος-X ($Y=7,5$) και το δεύτερο από την κάτω ίνα του δικτυώματος-X μέχρι το ανώτερο σημείο ($Y=9$). Τέλος όλα τα υποστυλώματα εκτείνονται μέχρι το μέγιστο ύψος της στέγης που υφίσταται στο κάθε ένα.

4.4.1.2 Συμπεριφορά σε κάθετα φορτία

Όλα τα κάθετα φορτία της κατασκευής (θετικά ή αρνητικά) εφαρμόζονται στο επίπεδο της στέγης δηλαδή στις τεγίδες και στα μέλη της στέγης που είναι παράλληλα με τον άξονα Z. Οι τεγίδες και τα μέλη της στέγης που είναι παράλληλα με τον άξονα Z μεταφέρουν μέσω κάμψης τα φορτία τους στα σημεία στήριξής τους, δηλαδή στα μέλη που αποτελούν τις άνω ίνες των δικτυωμάτων-X. Οι τεγίδες και τα μέλη της στέγης που είναι παράλληλα με τον άξονα Z είναι στηριγμένα με απλές ενώσεις και δεν μεταφέρουν καμιά ροπή. Τα δικτυώματα-X με τη σειρά τους αναλαμβάνουν τα φορτία κυρίως μέσω της αξονικής δυσκαμψίας των μελών τους και τα μεταφέρουν στα υποστυλώματα τα οποία τα στηρίζουν. Τα δικτυώματα είναι ενωμένα με απλές ενώσεις στα υποστυλώματα στα ύψη $Y=7,5$ και $Y=9$. Το γεγονός ότι το υποστυλώμα είναι συνεχόμενο μέχρι τα 9 μέτρα και δέχεται δυνάμεις από τα μέλη του δικτυώματος δημιουργεί στο υποστυλώμα πέρα από θλίψη και ροπή ασχέτως αν τα μέλη του δικτυώματος-X είναι ενωμένα με αρθρωτά στο υποστυλώμα. Στα ακραία δικτυώματα υπάρχουν και τα υποστυλώματα στις θέσεις $X=10$ και $X=20$ τα οποία εκτείνονται επίσης μέχρι το ύψος της στέγης και αναλαμβάνουν με τη σειρά τους μέρος του κάθετου φορτίου των ακραίων δικτυωμάτων. Ακολούθως όλα τα

υποστυλώματα μεταφέρουν τα αξονικά τους φορτία καθώς και μικρό ποσοστό διάτμησης στην αρθρωτή βάση.

4.4.1.3 Συμπεριφορά σε οριζόντια φορτία

Όλα τα οριζόντια φορτία μεταφέρονται μέσω των μηκίδων στα υποστυλώματα. Κατά τις φορτίσεις του ανέμου που είναι και το κύριο οριζόντιο φορτίο, η φόρτιση των επιφανειών της στέγης όπως και των τοίχων που είναι παράλληλοι με τη διεύθυνση ανέμου δεν επηρεάζουν καθόλου τη συνολική συμπεριφορά του δομικού συστήματος επειδή οι οριζόντιες συνιστώσες τους εξουδετερώνονται. Τα φορτία που επηρεάζουν είναι αυτά που εφαρμόζονται στις επιφάνειες των τοίχων που είναι κάθετες με την διεύθυνση του ανέμου.

Κατά την εφαρμογή των οριζόντιων φορτίων η στέγη δεδομένης της διάταξης της με τις διαγώνιους περιμετρικά λειτουργεί διαφραγματικά αξιοποιώντας τις αξονικές δυσκαμψίες των μελών της. Δηλαδή τα άκρα της περιμετρικά λειτουργούν σαν οριζόντια δικτύωματα (στο επίπεδο X-Z) και οι σχετικές μετακινήσεις των κόμβων της έχουν μικρές αποκλίσεις. Αυτό συνεπάγεται την ομοιόμορφη περίπου κατανομή των δυνάμεων στα συστήματα σταθεροποίησης (υποστυλώματα σε κάμψη ή κάθετο δικτύωμα).

Για φορτίσεις στη διεύθυνση X η κατασκευή έχει λειτουργία εύκαμπτου πλαισίου. Για την ευστάθεια του συστήματος απαιτείται η ικανότητα ανάπτυξης ροπής στις ενώσεις δοκού υποστυλώματος. Δηλαδή αναπτύσσεται ροπή άνω άκρο του υποστυλώματος, ενώ το ρόλο της δοκού έχει το δικτύωμα, και η ροπή παραλαμβάνεται μέσω του ζεύγους αξονικών δυνάμεων του άνω και κάτω πέλματος.

Για φορτίσεις στη διεύθυνση Z η κατασκευή έχει λειτουργία δύσκαμπτου πλαισίου. Δηλαδή μέσω του δικτύωματος στέγης μεταφέρεται το φορτίο στα ακραία υποστυλώματα (θέσεις $X=0$ και $X=30$). Ακολουθώς τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται μέσω της αξονικής δυσκαμψίας των μελών του συστήματος σταθεροποίησης (κάθετο δικτύωμα στο επίπεδο Y-Z) που είναι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χιαστί, και μεταφέρονται στις στηρίξεις.

4.4.1.4 Μοντελοποίηση

Η μοντελοποίηση του έγινε όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 3. Με κοινά δεδομένα το υλικό και τα φορτία της κατασκευής διαμορφώθηκε η γεωμετρία όπως φαίνεται στα σχήμα 11.

Για να προσομοιωθεί η συμπεριφορά των μελών όσο το δυνατό πιο κοντά στην μορφή που θα έχουν κατασκευαστικά έγιναν οι πιο κάτω παραδοχές οι οποίες συνοδεύτηκαν με τις ανάλογες αλλαγές στο μοντέλο έτσι ώστε τα μέλη να συμπεριφερθούν ανάλογα:

- Όλες οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων σχεδιάστηκαν ως αρθρώσεις.
- Όλα τα υποστυλώματα σχεδιάστηκαν συνεχόμενα μέχρι το μέγιστο ύψος κτιρίου που υφίσταται στο επίπεδο τους, με το άνω άκρο τους να είναι αρθρωτό.
- Ελευθερώθηκαν όλοι οι βαθμοί ελευθερίας και από τα δύο άκρα τους πλην της αξονικής δύναμης για τα ακόλουθα μέλη
 - Όλα τα εσωτερικά μέλη των δικτυωμάτων- X (κάθετα και διαγώνια)
 - Διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο επίπεδο $Y-Z$ και στο επίπεδο της στέγης
 - Όλες οι δοκοί παράλληλα με τον άξονα Z που βρίσκονται στο επίπεδο της κάτω ίνας του δικτυώματος ($X=0, 10, 20, 30$)
- Για όλα τα δικτυώματα- X η άνω ίνα αποτελείται από δύο ίσα μέλη τα οποία ενώνονται αρθρωτά στις κορυφές των υποστυλωμάτων που τα στηρίζουν, και επίσης αρθρωτά μεταξύ τους στη κορυφή της στέγης.
- Για τα εσωτερικά δικτυώματα- X η κάτω ίνα αποτελείται από ένα συνεχόμενο μέλος μήκους 30 μέτρων το οποίο έχει αρθρωτά άκρα. Στα ακραία δικτυώματα- X λόγω της παρουσίας των υποστυλωμάτων η κάτω ίνα χωρίζεται σε τρία μέλη μήκους 10 μέτρων επίσης με αρθρωτά άκρα.
- Τα οριζόντια μέλη της στέγης παράλληλα με τον άξονα Z σχεδιάστηκαν ως αμφιέρειστες δοκοί
- Για τα οριζόντια μέλη της στέγης παράλληλα με τον άξονα Z και τα υποστυλώματα που είναι τα μοναδικά μέλη τα οποία δεν έχουν κοίλες τετραγωνικές διατομές ο προσανατολισμός καθορίστηκε ως εξής:
 - Τα 12 εξωτερικά υποστυλώματα ($X=0, X=30$) να έχουν τον ισχυρό άξονα να αντιστέκεται των ροπών στο επίπεδο $X-Y$
 - Τα 4 εσωτερικά υποστυλώματα να έχουν τον ισχυρό άξονα να αντιστέκεται των ροπών στο επίπεδο $Y-Z$
 - Τα οριζόντια μέλη της στέγης παράλληλα με τον άξονα Z να έχουν τον ισχυρό άξονα να αντιστέκεται των ροπών στο επίπεδο $Y-Z$

4.4.1.5 Είδη διατομών

Για όλα τα μέλη πλην των οριζόντιων μελών της στέγης παράλληλα με τον άξονα Z και των υποστυλωμάτων επιλέχθηκαν κοίλες τετραγωνικές διατομές για δύο λόγους. Πρώτο για την αντικειμενικότητα της σύγκρισης μεταξύ των μοντέλων χρησιμοποιώντας την ίδια διατομή σε δικτυώματα (δικτυώματα-X, δικτύωμα στέγης, κάθετο δικτύωμα πλευρικής δυσκαμψίας), και δεύτερο επειδή γενικά οι κοίλες διατομές έχουν αυξημένες αντοχές σε φαινόμενα λυγισμού.

Για όλα υποστυλώματα βάσει των εντατικών μεγεθών που προέκυπταν οι κύριες καταπονήσεις ήταν το αξονικό φορτίο και η ροπή στον ισχυρό τους άξονα. Η πρόθεση ήταν να χρησιμοποιηθούν διατομές της σειράς IPE (αφού δεν υπήρχε ροπή στον ασθενή άξονα) αλλά η ταξινόμηση τους ήταν αποτρεπτικός παράγοντας με αποτέλεσμα να χρησιμοποιηθούν διατομές σειράς HEA.

Για τα οριζόντια μέλη της στέγης παράλληλα με τον άξονα Z βάσει των εντατικών μεγεθών οι κύρια καταπόνηση ήταν η ροπή γύρω από τον ισχυρό άξονα οπότε χρησιμοποιήθηκαν διατομές σειράς IPE.

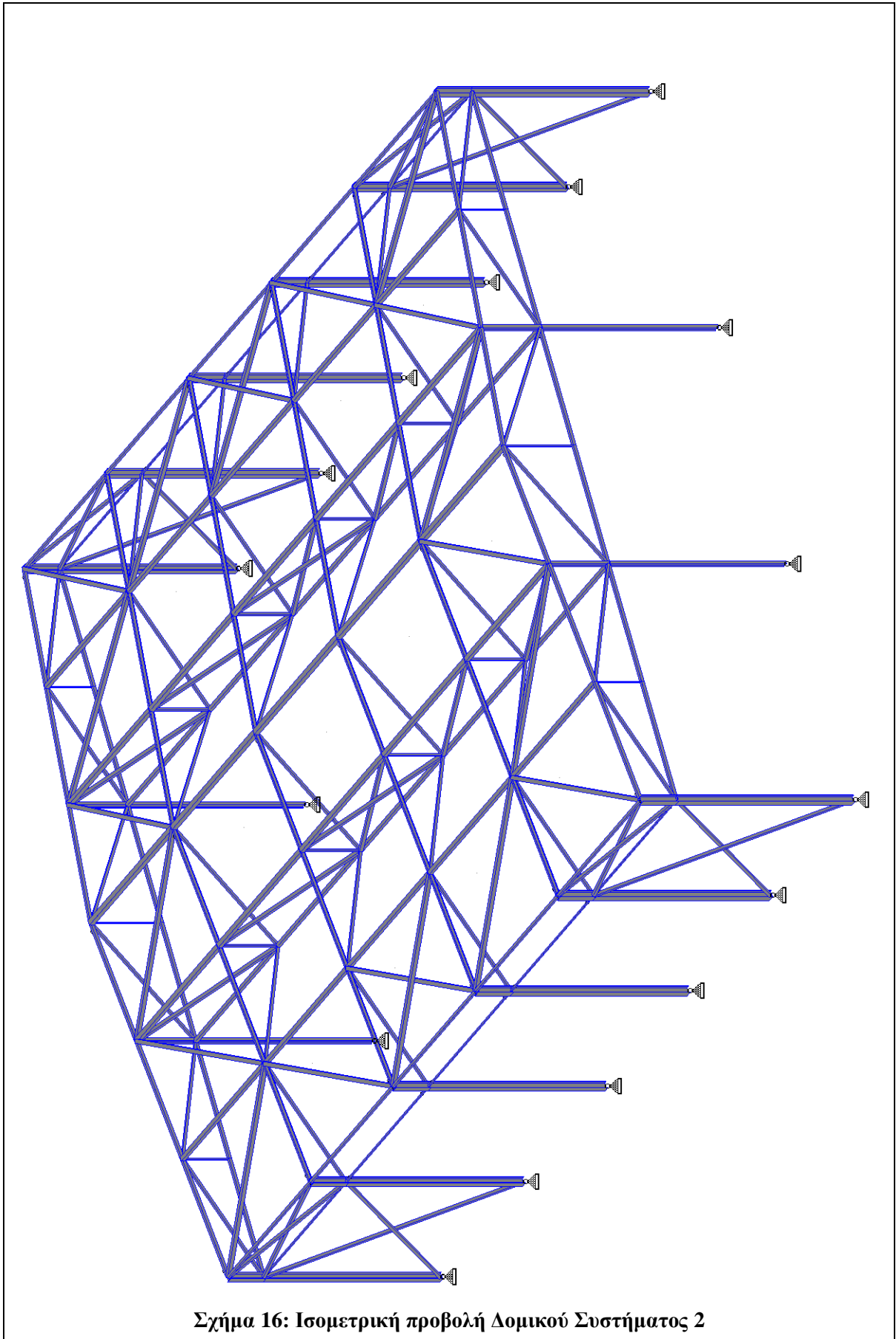
4.4.1.6 Παράμετροι σχεδιασμού

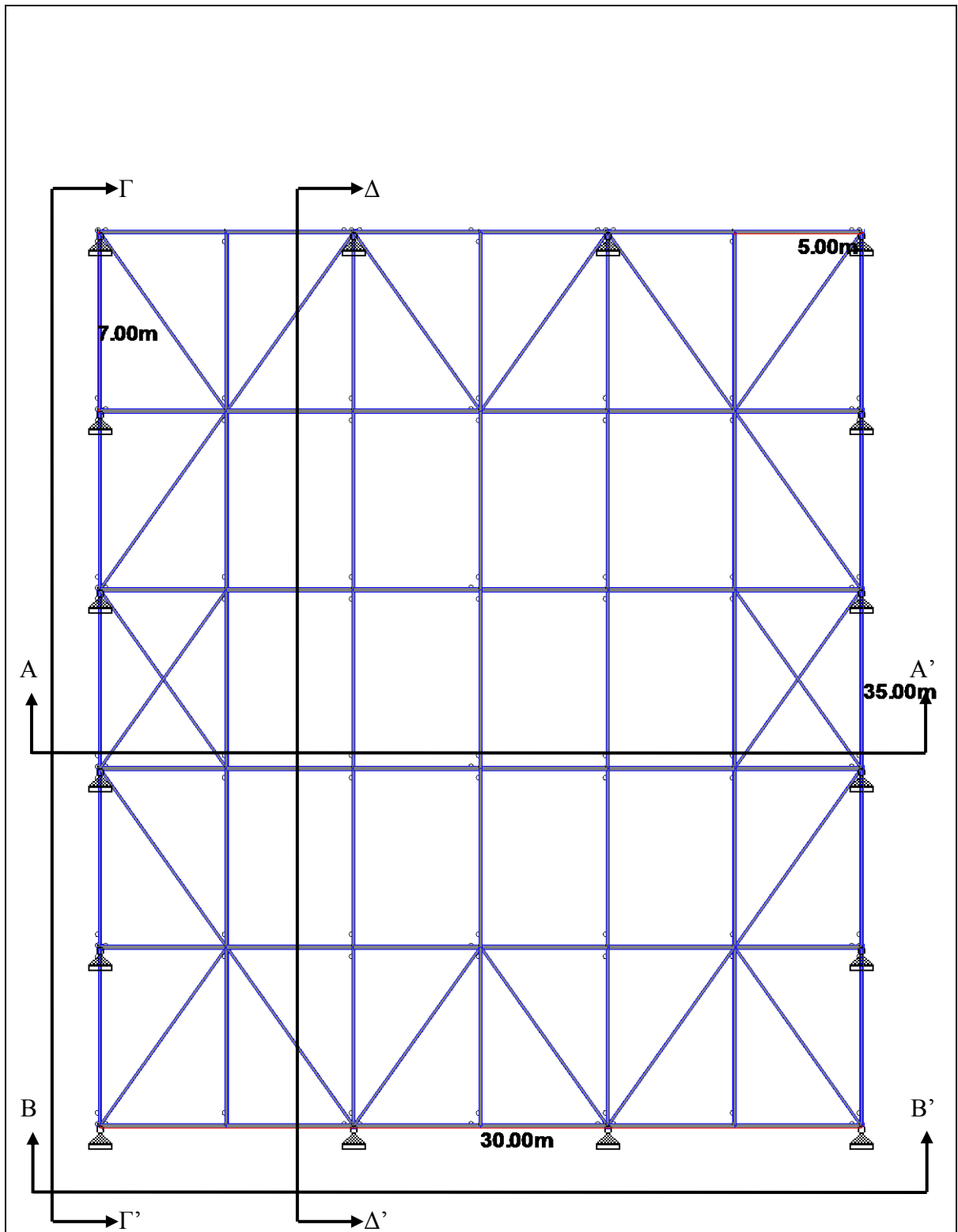
Οι παράμετροι σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

- Κώδικας Σχεδιασμού: Ευρωκώδικας 3, Μέρος 1-1
- Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1$, $\gamma_{M2} = 1,25$
- Για κάθε μέλος έλεγχοι σε επίπεδο διατομής κάθε L/13
- Ποιότητα χάλυβα S275
- Μήκη λυγισμού λόγω αξονικής θλίψης
 - Για τα εξωτερικά υποστυλώματα (X=0, X=30), 15m στο επίπεδο X-Y (μεταθετό πλαίσιο) και 1,5m στο επίπεδο Y-Z (αμετάθετο πλαίσιο - παρουσία μηκίδων)
 - Για τα εσωτερικά υποστυλώματα (X=10, X=20) 7,5m στο επίπεδο Y-Z και 1,5m στο επίπεδο X-Y
 - Για την άνω ίνα όλων των δικτυωμάτων 5.01m στο επίπεδο X-Y και 2,5m στο επίπεδο X-Z (παρουσία τεγίδας)

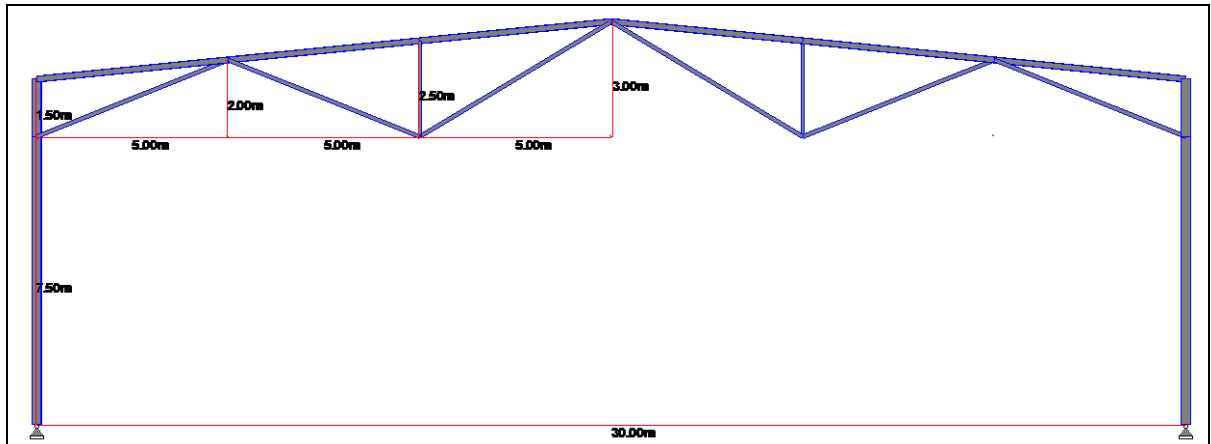
- Για την κάτω ίνα όλων των δικτυωμάτων 10m στο επίπεδο X-Z και 5m στο επίπεδο X-Y
- Για όλα τα υπόλοιπα μέλη το μήκος λυγισμού και στις δύο κατευθύνσεις είναι ίσο με το μήκος τους. (από άρθρωση μέχρι άρθρωση)
- Μήκη λυγισμού για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό
 - Για όλα τα υποστυλώματα 1,5m (παρουσία τεγίδας)
 - Για όλα τα οριζόντια μέλη της στέγης παράλληλα με τον άξονα Z, 7m
 - Οι υπόλοιπες διατομές είναι κοίλες ορθογωνικές και ο έλεγχος παραλείπεται.
- Επιλογή συμμετοχής 19 πρώτων ιδιομορφών έτσι ώστε να η ενεργή μάζα να είναι περισσότερη από 90% για την κάθε κατεύθυνση X και Z.

4.4.2 Δομικό σύστημα 2

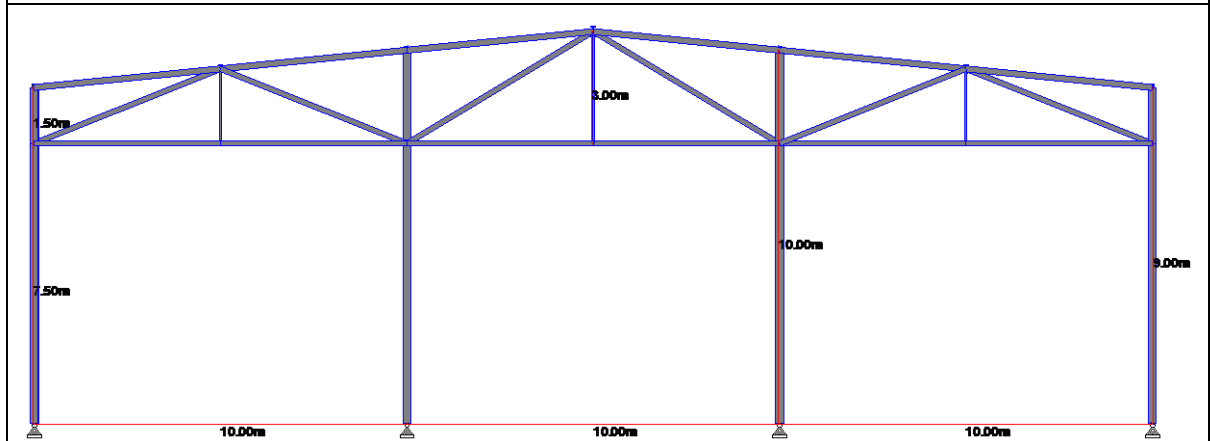




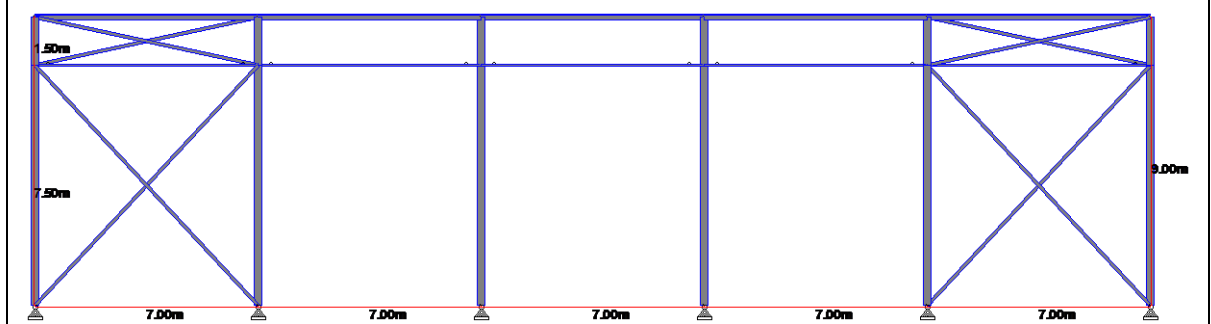
Σχήμα 17: Κάτοψη οροφής Δομικού Συστήματος 2



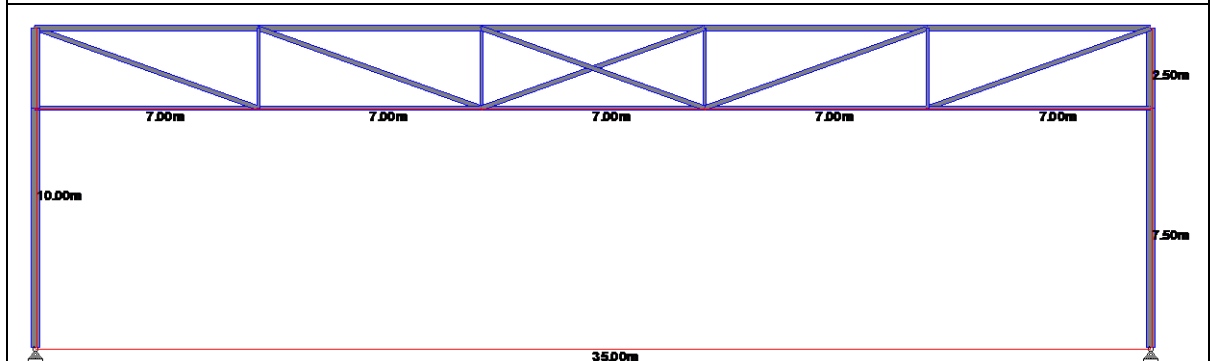
Σχήμα 18: Δομικό Σύστημα 2 - Τομή Α-Α'



Σχήμα 19: Δομικό Σύστημα 2 - Τομή Β-Β'



Σχήμα 20: Δομικό Σύστημα 2 - Τομή Γ-Γ'



Σχήμα 21: Δομικό Σύστημα 2 - Τομή Δ-Δ'

4.4.2.1 Περιγραφή

Το δομικό σύστημα 2 είναι παρόμοιο με το δομικό σύστημα 1 με μια βασική διαφορά. Τα εσωτερικά δικτυώματα- X του δομικού συστήματος 1, μετατρέπονται για το δομικό σύστημα 2 στη διεύθυνση Z όπως φαίνεται και στο σχήμα 16. Επίσης έχουν μείνει τα διαγώνια μέλη των εσωτερικών δικτυωμάτων του δομικού συστήματος 1 για παροχή πλευρικής στήριξης στην υφιστάμενη κάτω ίνα του νέου δικτυώματος- Z .

4.4.2.2 Συμπεριφορά σε κάθετα φορτία

Όλα τα κάθετα φορτία της κατασκευής (θετικά ή αρνητικά) εφαρμόζονται στο επίπεδο της στέγης δηλαδή στις τεγίδες και στα μέλη της στέγης που είναι παράλληλα με τον άξονα Z . Οι τεγίδες και τα μέλη της στέγης που είναι παράλληλα με τον άξονα Z μεταφέρουν μέσω κάμψης τα φορτία τους στα σημεία στήριξής τους, δηλαδή στα μέλη της στέγης που είναι παράλληλα με τον άξονα X και έχουν κλίση 10%. Οι τεγίδες και τα μέλη της στέγης που είναι παράλληλα με τον άξονα Z είναι στηριγμένα με απλές ενώσεις και δεν μεταφέρουν καμιά ροπή. Τα μέλη της στέγης που είναι παράλληλα με τον άξονα X στηρίζονται με την βοήθεια των διαγωνίων μελών του πρώην δικτυώματος- X στα υποστυλώματα και τα δικτυώματα- Z όπου και μεταφέρονται τα κάθετα φορτία. Τα δικτυώματα- Z με τη σειρά τους αναλαμβάνουν τα φορτία κυρίως μέσω της αξονικής δυσκαμψίας των μελών τους και τα μεταφέρουν στα υποστυλώματα τα οποία τα στηρίζουν. Όπως και στο δομικό σύστημα 1 τα εσωτερικά δικτυώματα είναι ενωμένα στα υποστυλώματα με απλές ενώσεις και δημιουργούν τα ίδια φαινόμενα για τα 4 εσωτερικά υποστυλώματα. Μέρος των κάθετων φορτίων αναλαμβάνεται και από τα εξωτερικά υποστυλώματα στις θέσεις ($X=0$ και $X=30$). Ακολουθώς όλα τα υποστυλώματα μεταφέρουν τα αξονικά τους φορτία καθώς και μικρό ποσοστό διάτμησης στην αρθρωτή βάση.

4.4.2.3 Συμπεριφορά σε οριζόντια φορτία

Η συμπεριφορά στα οριζόντια φορτία είναι η ίδια με το δομικό σύστημα 1 με μια διαφορά. Για φορτίσεις στη διεύθυνση X όπου η κατασκευή έχει λειτουργία εύκαμπτου πλαισίου, το μεγαλύτερο ποσοστό των δυνάμεων μεταφέρεται μέσω του διαφράγματος της στέγης στα ακραία δικτυώματα- X ($Z=0$, $Z=35$) τα οποία έχουν μεγαλύτερη δυνατότητα παραλαβής ροπής στο σημείο που ενώνονται με τα 8 υποστυλώματα ($Z=0$, $Z=35$), σε σχέση με τα εσωτερικά υποστυλώματα ($Z=7$, 14 , 21 , 28). Για φορτίσεις στη διεύθυνση Z η συμπεριφορά είναι ακριβώς ίδια με το δομικό σύστημα 1.

4.4.2.4 Μοντελοποίηση

Η μοντελοποίηση του έγινε όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 3. Με κοινά δεδομένα το υλικό και τα φορτία της κατασκευής διαμορφώθηκε η γεωμετρία όπως φαίνεται στα σχήμα 16.

Για να προσομοιωθεί η συμπεριφορά των μελών όσο το δυνατό πιο κοντά στην κατασκευαστική πραγματικότητα έγιναν οι πιο κάτω παραδοχές οι οποίες συνοδεύτηκαν με τις ανάλογες αλλαγές στο μοντέλο έτσι ώστε τα μέλη να συμπεριφερθούν ανάλογα:

- Όλες οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων σχεδιάστηκαν ως αρθρώσεις.
- Όλα τα υποστυλώματα σχεδιάστηκαν συνεχόμενα μέχρι το μέγιστο ύψος κτιρίου που υφίσταται στο επίπεδο τους, με το άνω άκρο τους να είναι αρθρωτό.
- Ελευθερώθηκαν όλοι οι βαθμοί ελευθερίας και από τα δύο άκρα τους πλην της αξονικής δύναμης για τα ακόλουθα μέλη
 - Όλα τα εσωτερικά μέλη των δικτυωμάτων X και Z (κάθετα και διαγώνια μέλη)
 - Διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο επίπεδο Y-Z και στο επίπεδο της στέγης
 - Οι δοκοί παράλληλα με τον άξονα Z που βρίσκονται στο επίπεδο της κάτω ίνας του δικτυώματος-X ($X=0$, $X=30$)
- Τα μέλη της στέγης που είναι παράλληλα με τον άξονα X αποτελούνται από δύο ίσες δοκούς οι οποίες ενώνονται αρθρωτά στις κορυφές των υποστυλωμάτων που τις στηρίζουν, και επίσης αρθρωτά μεταξύ τους στη κορυφή της στέγης.
- Τα οριζόντια μέλη της στέγης παράλληλα με τον άξονα Z σχεδιάστηκαν ως αμφίεριστες δοκοί πλην αυτών που αποτελούν την άνω ίνα των δικτυωμάτων-Z που είναι συνεχόμενα για 35m και αρθρωτά στα δύο άκρα
- Για τα εσωτερικά δικτυώματα Z η κάτω ίνα αποτελείται από ένα συνεχόμενο μέλος μήκους 35 μέτρων το οποίο έχει αρθρωτά άκρα.
- Στα ακραία δικτυώματα-X λόγω της παρουσίας των υποστυλωμάτων η κάτω ίνα χωρίζεται σε τρία μέλη μήκους 10 μέτρων επίσης με αρθρωτά άκρα.
- Για τα οριζόντια μέλη της στέγης παράλληλα με τον άξονα X και τα υποστυλώματα που είναι τα μοναδικά μέλη τα οποία δεν έχουν κοίλες τετραγωνικές διατομές ο προσανατολισμός καθορίστηκε ως εξής:

- Και για τα 16 υποστυλώματα να έχουν τον ισχυρό άξονα να αντιστέκεται των ροπών στο επίπεδο X-Y. Για τα 4 εσωτερικά υποστυλώματα (X=10, X=20) η πρόθεση ήταν να τοποθετηθούν με κάθετο προσανατολισμό από τον υφιστάμενο για να αντιστέκονται ροπών από το δικτύωμα, ωστόσο λόγω του ότι η κατασκευή κρίθηκε ως μεταθετή το μήκος λυγισμού τους διπλασιάζεται για το επίπεδο X-Y και είναι οικονομικότερο να έχουν τον δυνατό άξονα να αντιστέκεται στο επίπεδο όπου το μήκος λυγισμού είναι μεγάλο.
- Τα οριζόντια μέλη της στέγης παράλληλα με τον άξονα X να έχουν τον ισχυρό άξονα να αντιστέκεται των ροπών στο επίπεδο X-Y

4.4.2.5 Είδη διατομών

Για όλα τα μέλη πλην των οριζόντιων μελών της στέγης παράλληλα με τον άξονα X και των υποστυλωμάτων επιλέχθηκαν κοίλες τετραγωνικές διατομές για τους ίδιους λόγους που αναφέρονται στο κεφάλαιο 4.4.1.5.

Για όλα υποστυλώματα χρησιμοποιηθούν διατομές σειράς HEA και για τα οριζόντια μέλη της στέγης παράλληλα με τον άξονα X διατομές σειράς IPE, για τους ίδιους λόγους που επιλέχθηκαν και στο δομικό σύστημα 1.

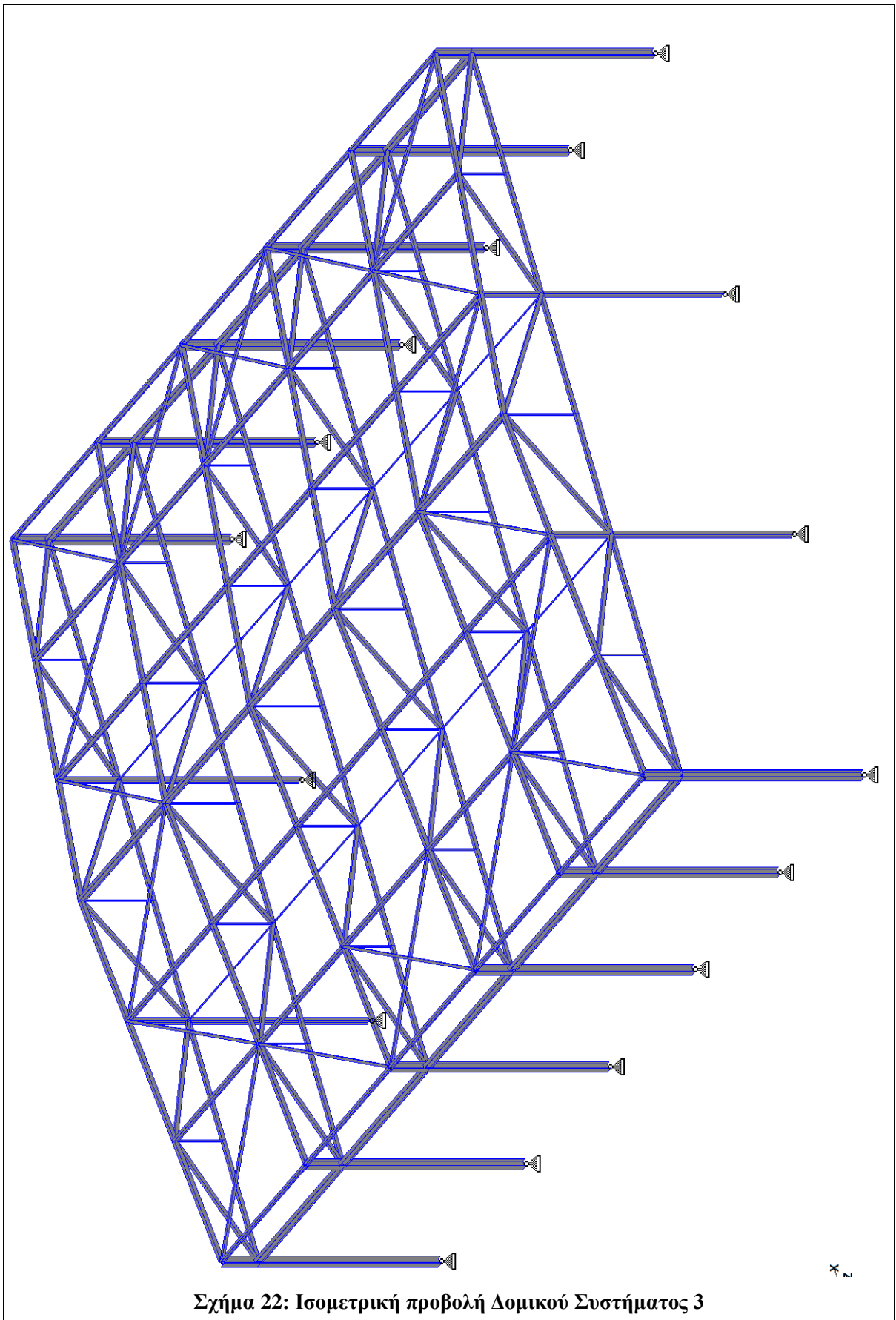
4.4.2.6 Παράμετροι σχεδιασμού

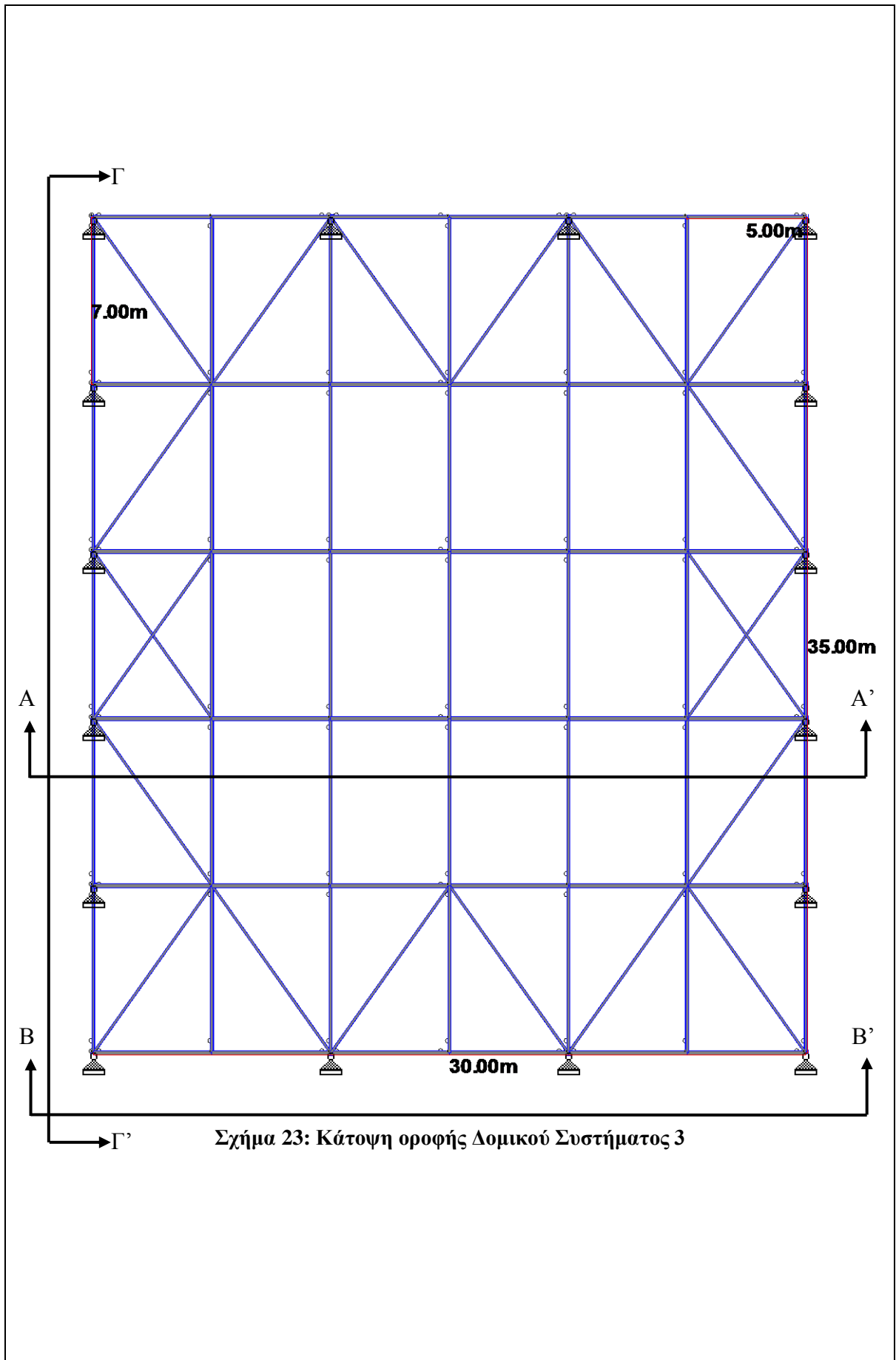
Οι παράμετροι σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

- Κώδικας Σχεδιασμού: Ευρωκώδικας 3, Μέρος 1-1
- Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1$, $\gamma_{M2} = 1,25$
- Για κάθε μέλος έλεγχος σε επίπεδο διατομής κάθε L/13
- Ποιότητα χάλυβα S275
- Μήκη λυγισμού λόγω αξονικής θλίψης
 - Για τα εξωτερικά υποστυλώματα (X=0, X=30), 15m στο επίπεδο X-Y (μεταθετό πλαίσιο) και 1,5m στο επίπεδο Y-Z (αμετάθετο πλαίσιο- παρουσία μηκίδων)
 - Για τα εσωτερικά υποστυλώματα (X=10, X=20) 7,5m στο επίπεδο Y-Z και 15m στο επίπεδο X-Y (μεταθετό πλαίσιο)
 - Για τις άνω και κάτω ίνες των δικτυωμάτων-Z 7m και στα δύο επίπεδα

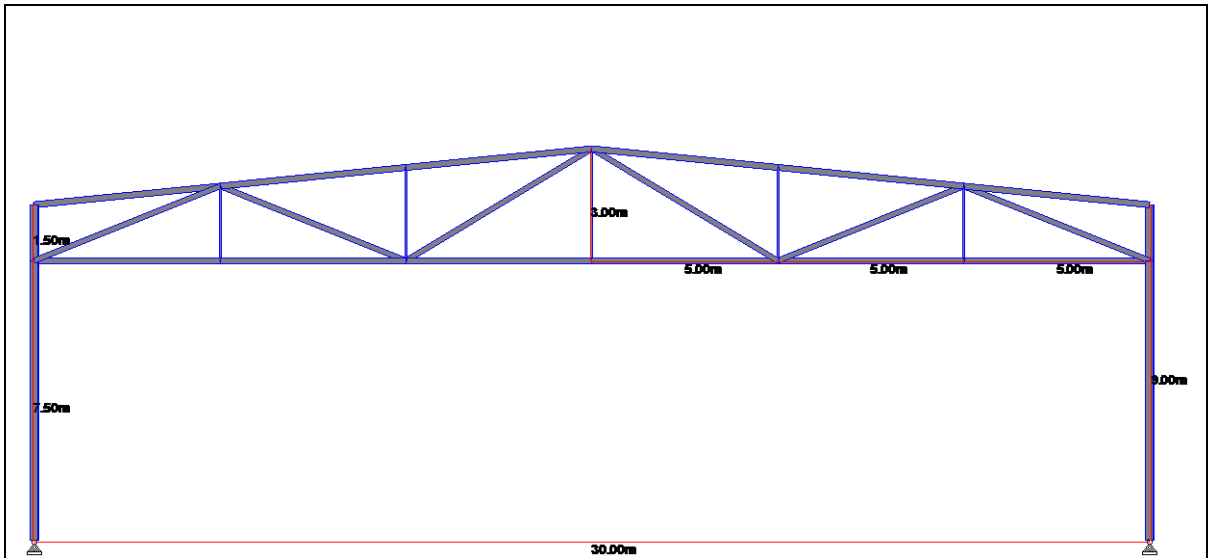
- Για την άνω ίνα των δικτυωμάτων- X καθώς και των άλλων οριζόντιων μελών της στέγης παράλληλα στη διεύθυνση X , 5,01m και για το επίπεδο X - Y και 2,5m για το επίπεδο X - Z
 - Για την κάτω ίνα των δικτυωμάτων- X 10m στο επίπεδο X - Z και 5m στο επίπεδο X - Y
 - Για όλα τα υπόλοιπα μέλη το μήκος λυγισμού και στις δύο κατευθύνσεις είναι ίσο με το μήκος τους. (από άρθρωση μέχρι άρθρωση)
- Μήκη λυγισμού για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό
 - Για τα υποστυλώματα ($X=0$, $X=30$) 1,5m
 - Για τα υποστυλώματα ($X=10$, $X=20$) 7,5m
 - Για όλες τα οριζόντια μέλη της στέγης παράλληλα με τον άξονα X , 2,5m
 - Οι υπόλοιπες διατομές είναι κοίλες ορθογωνικές και ο έλεγχος παραλείπεται.
 - Επιλογή συμμετοχής 19 πρώτων ιδιομορφών έτσι ώστε να η ενεργή μάζα να είναι περισσότερη από 90% για την κάθε κατεύθυνση X και Z .

4.4.3 Δομικό σύστημα 3

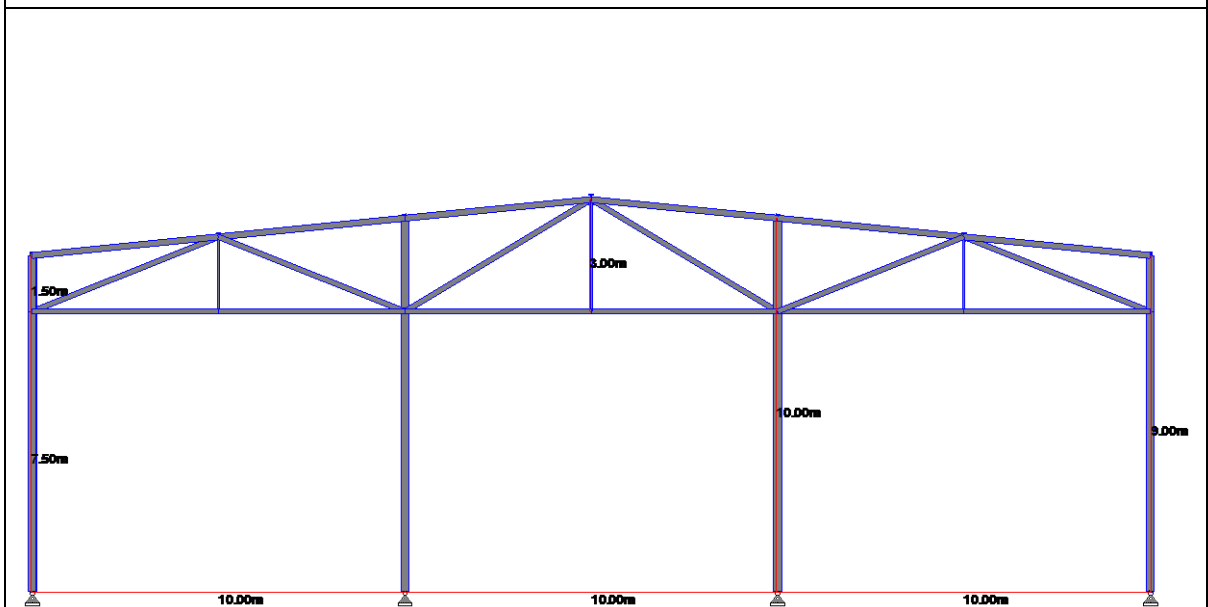




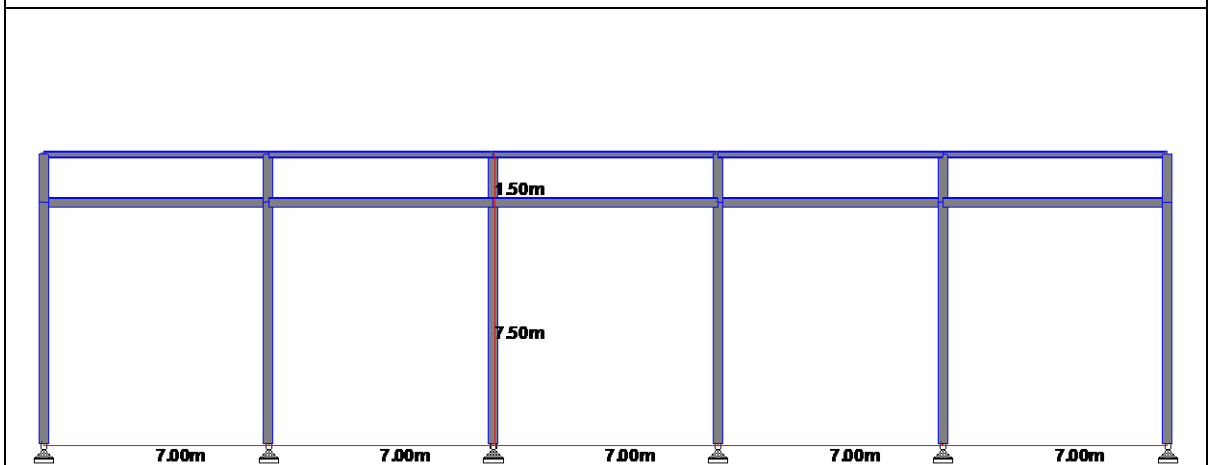
Σχήμα 23: Κάτοψη οροφής Δομικού Συστήματος 3



Σχήμα 24: Δομικό Σύστημα 3 - Τομή Α-Α'



Σχήμα 25: Δομικό Σύστημα 3 - Τομή Β-Β'



Σχήμα 26: Δομικό Σύστημα 3 - Τομή Γ-Γ'

4.4.3.1 Περιγραφή

Το δομικό σύστημα 3 είναι σε πολύ μεγάλο βαθμό το ίδιο με το δομικό σύστημα 1 με μόνη διαφορά ότι απουσιάζουν οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας από στο επίπεδο Y-Z, οι οποίες αντικαταστάθηκαν από τη δοκό-Z στο ύψος της κάτω ίνας του δικτυώματος-X η οποία έχει τη δυνατότητα παραλαβής ροπής.

4.4.3.2 Συμπεριφορά σε κάθετα φορτία

Η συμπεριφορά σε κάθετα φορτία είναι ακριβώς η ίδια με το δομικό σύστημα 1.

4.4.3.3 Συμπεριφορά σε οριζόντια φορτία

Η συμπεριφορά σε οριζόντια φορτία είναι ίδια με το δομικό σύστημα 1 για φορτία στη διεύθυνση X. Για φορτία στη διεύθυνση Z η απουσία των διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας αλλάζει την συμπεριφορά ολόκληρου του πλαισίου και πλέον το πλαίσιο είναι εύκαμπτο. Δηλαδή παραλαμβάνει πλέον τα οριζόντια φορτία μέσω κάμψης των υποστυλωμάτων του καθώς και της δοκού που υπάρχει στο ύψος της κάτω ίνας του δικτυώματος-X.

4.4.3.4 Μοντελοποίηση

Η μοντελοποίηση έγινε ακριβώς όπως το δομικό σύστημα 1, με μόνη διαφορά ότι μοντελοποιήθηκε η δοκός στο ύψος της κάτω ίνας του δικτυώματος-X στα σημεία που ενώνεται με τα υποστυλώματα έτσι ώστε να μπορεί να παραλαμβάνει ροπές στο επίπεδο Y-Z.

4.4.3.5 Είδη διατομών

Για όλα τα μέλη ισχύει ότι και στο δομικό σύστημα 1, πλην της δοκού που παραλαμβάνει τα φορτία ανέμου-Z μέσω κάμψης σε συνεργασία με τα υποστυλώματα ($X=0$, $X=30$). Η συγκεκριμένη δοκός παραλαμβάνει μόνο ροπές γι' αυτό επιλέγηκε διατομή σειράς IPE.

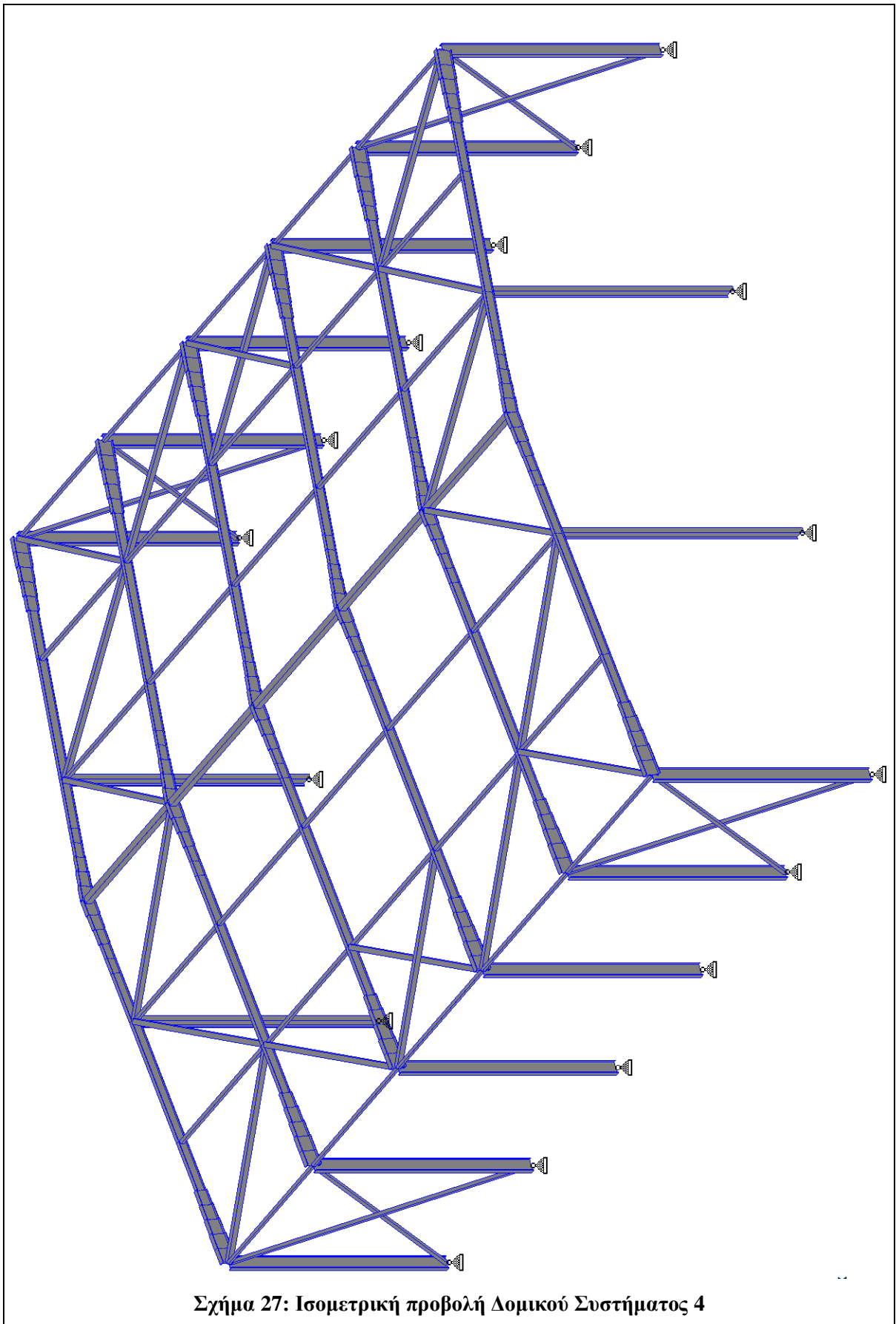
4.4.3.6 Παράμετροι σχεδιασμού

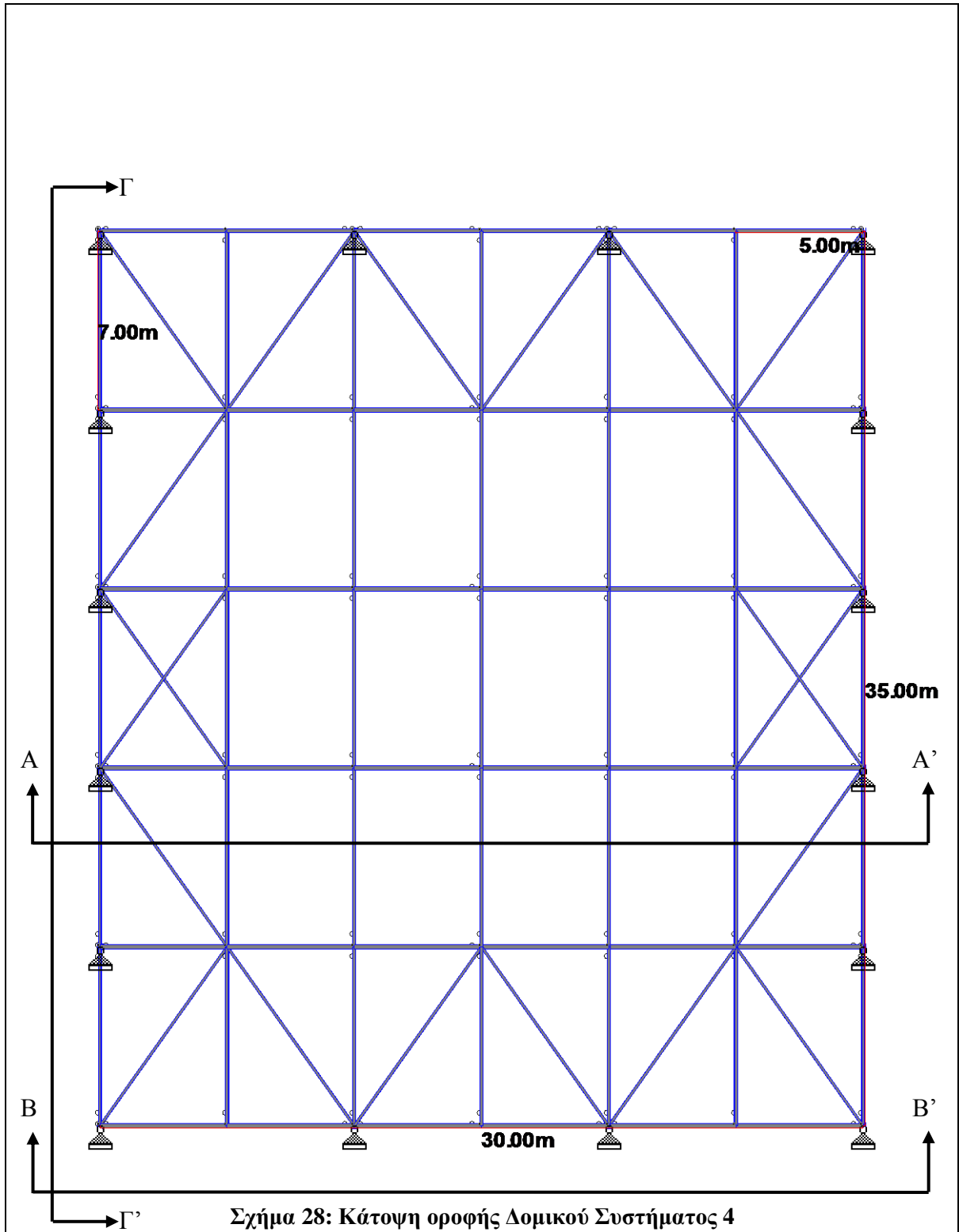
Οι παράμετροι σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι ίδιοι με του δομικού συστήματος 1 εκτός από:

- Μήκη λυγισμού λόγω αξονικής θλίψης

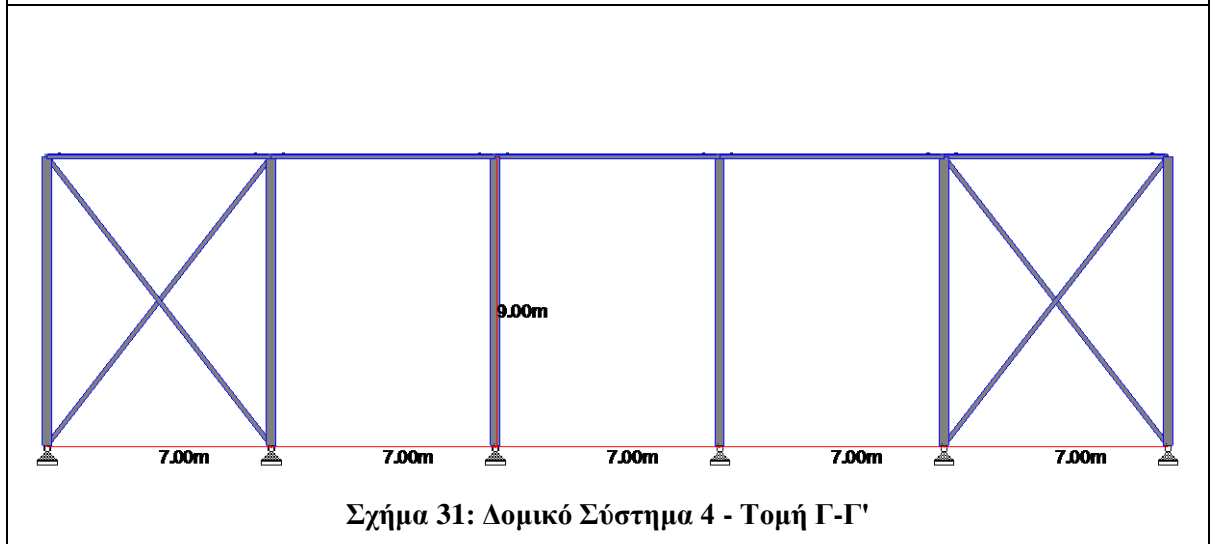
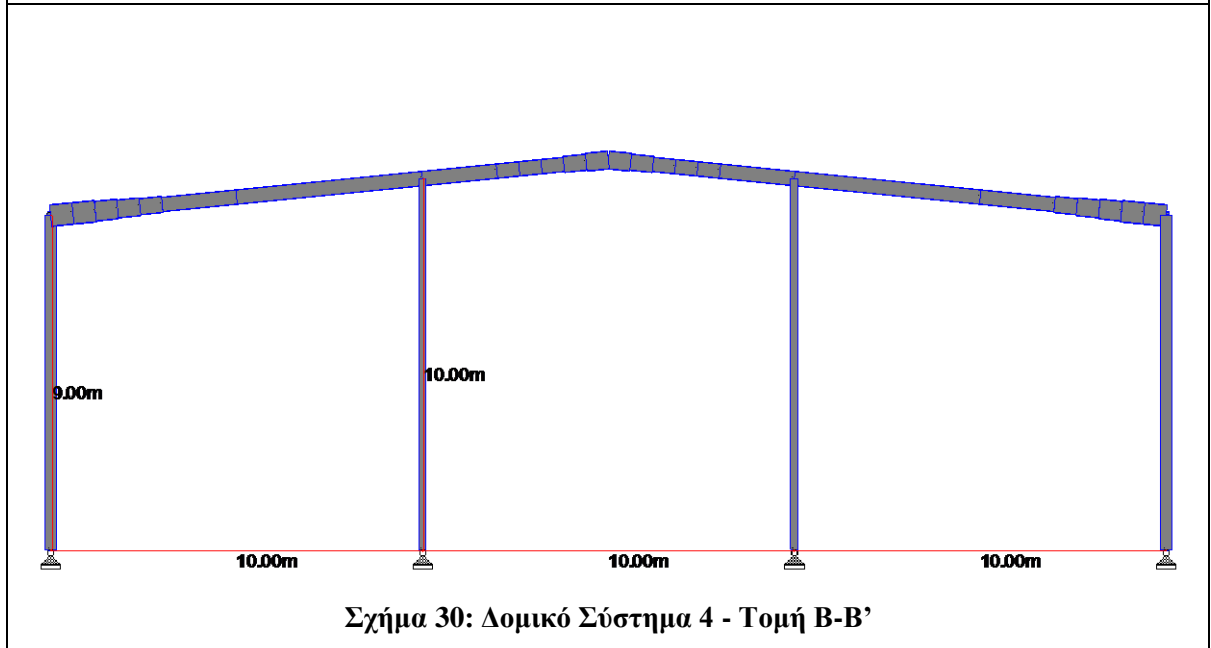
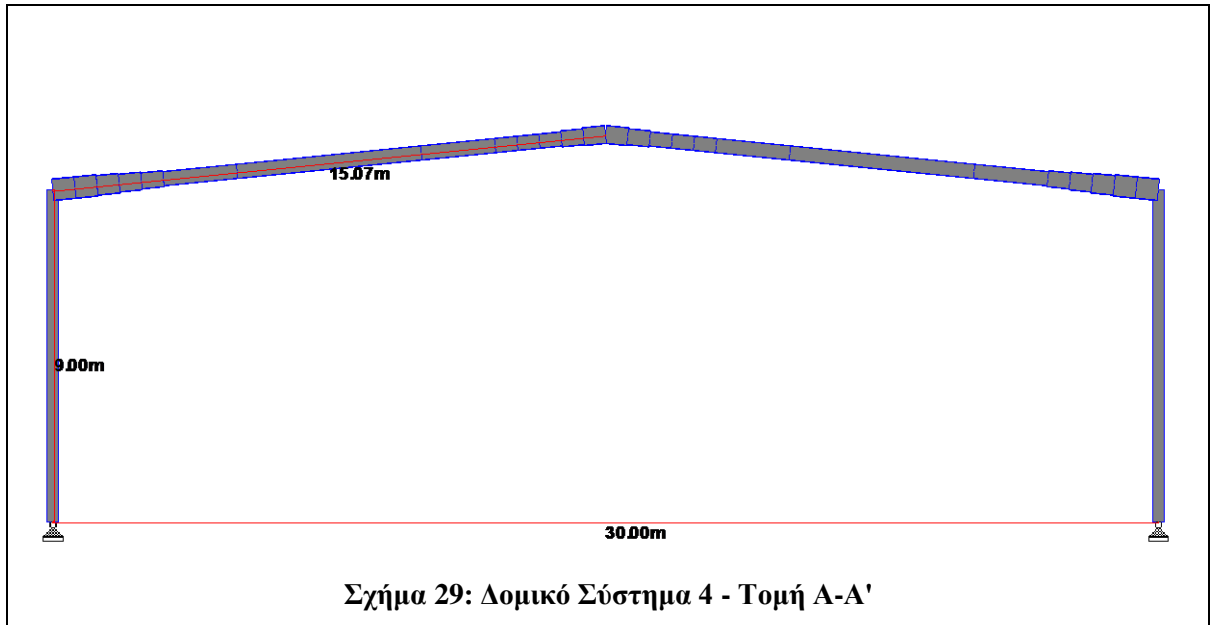
- Για τα εξωτερικά υποστυλώματα ($X=0$, $X=30$), 7,5m στο επίπεδο X-Y (αμετάθετο πλαίσιο) και 15m στο επίπεδο Y-Z (μεταθετό πλαίσιο)
 - Για τα εσωτερικά υποστυλώματα ($X=10$, $X=20$) 7,5m στο επίπεδο Y-Z και 1,5m στο επίπεδο X-Y
 - Για την άνω ίνα όλων των δικτυωμάτων 5.01m στο επίπεδο X-Y και 2,5m στο επίπεδο X-Z (παρουσία τεγίδας)
 - Για την κάτω ίνα όλων των δικτυωμάτων 10m στο επίπεδο X-Z και 5m στο επίπεδο X-Y
 - Για όλα τα υπόλοιπα μέλη το μήκος λυγισμού και στις δύο κατευθύνσεις είναι ίσο με το μήκος τους. (από άρθρωση μέχρι άρθρωση)
- Μήκη λυγισμού για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό
 - Για όλα τα υποστυλώματα 1,5m
 - Για όλες τα οριζόντια μέλη της στέγης παράλληλα με τον άξονα Z, 7m
 - Οι υπόλοιπες διατομές είναι κοίλες ορθογωνικές και ο έλεγχος παραλείπεται.
 - Επιλογή συμμετοχής 2 πρώτων ιδιομορφών έτσι ώστε να η ενεργή μάζα να είναι περισσότερη από 90% για την κάθε κατεύθυνση X και Z.

4.4.4 Δομικό σύστημα 4





Σχήμα 28: Κάτοψη οροφής Δομικού Συστήματος 4



4.4.4.1 Περιγραφή

Το δομικό σύστημα 4 όπως φαίνεται και στα πιο πάνω σχήματα αποτελείται από 6 όμοια πλαίσια τύπου portal-frame τοποθετημένα κάθε 7m. Στην ουσία τα πλαίσια αποτελούνται από 4 μέλη, δύο υποστυλώματα και 2 δοκούς με 10% κλίση. Και τα 4 μέλη είναι ενωμένα με ενώσεις που έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπής. Επίσης στους 2 δοκούς υπάρχουν ενισχύσεις (μήκους περίπου $L/10$ του ανοίγματος) στο σημείο που ενώνονται μεταξύ τους καθώς και στα σημεία που ενώνονται με το υποστύλωμα. Επίσης υπάρχουν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (χιαστί) οι οποίοι εφαρμόζονται στο επίπεδο Y-Z και ενώνουν τα δύο πρώτα και τα δύο τελευταία υποστυλώματα που είναι παράλληλα με τον άξονα Z στις αποστάσεις $X=0$ και $X=30$. Τα χιαστί εφαρμόζονται σε ένα επίπεδο καθ' ύψος από τη βάση ($Y=0$) μέχρι το ανώτερο σημείο ($Y=9$).

4.4.4.2 Συμπεριφορά σε κάθετα φορτία

Όλα τα κάθετα φορτία της κατασκευής (θετικά ή αρνητικά) εφαρμόζονται στο επίπεδο της στέγης δηλαδή στις τεγίδες και στα μέλη της στέγης που είναι παράλληλα με τον άξονα Z. Οι τεγίδες και τα μέλη της στέγης που είναι παράλληλα με τον άξονα Z μεταφέρουν μέσω κάμψης τα φορτία τους στα σημεία στήριξης τους, δηλαδή στα μέλη που αποτελούν τις δοκούς των portal-frames. Οι τεγίδες και τα μέλη της στέγης που είναι παράλληλα με τον άξονα Z είναι στηριγμένα με απλές ενώσεις και δεν μεταφέρουν καμιά ροπή. Οι δοκοί των portal-frames με τη σειρά τους αναλαμβάνουν τα φορτία κυρίως μέσω της καμπτικής τους δυσκαμψίας τους και τα μεταφέρουν στα υποστυλώματα ως ροπές και διατμήσεις. Για τα ακραία portal-frames υπάρχουν και τα υποστυλώματα στις θέσεις $X=10$ και $X=20$ τα οποία αναλαμβάνουν μέρος του μέρος του κάθετου φορτίου μόνο από τα portal-frames που στηρίζουν. Ακολούθως όλα τα υποστυλώματα μεταφέρουν τα αξονικά τους φορτία καθώς και μικρό ποσοστό διάτμησης στην αρθρωτή βάση.

4.4.4.3 Συμπεριφορά σε οριζόντια φορτία

Η συμπεριφορά σε φορτία ανέμου στη διεύθυνση Z είναι η ίδια με αυτή του μοντέλου 1. Για τα φορτία ανέμου στη διεύθυνση X η συμπεριφορά είναι ξεκάθαρα εύκαμπτου πλαισίου αφού τα φορτία εφαρμόζονται στα υποστυλώματα και ακολούθως τα portal-frames τα παραλαμβάνουν μέσω κάμψης των μελών τους.

4.4.4.4 Μοντελοποίηση

Η μοντελοποίηση του έγινε όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 3. Με κοινά δεδομένα το υλικό και τα φορτία της κατασκευής διαμορφώθηκε η γεωμετρία όπως φαίνεται στα σχήμα 27.

Για να προσομοιωθεί η συμπεριφορά των μελών όσο το δυνατό πιο κοντά στην κατασκευαστική πραγματικότητα έγιναν οι πιο κάτω παραδοχές οι οποίες συνοδεύτηκαν με τις ανάλογες αλλαγές στο μοντέλο έτσι ώστε τα μέλη να συμπεριφερθούν ανάλογα:

- Όλες οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων σχεδιάστηκαν ως αρθρώσεις.
- Τα 4 εσωτερικά υποστυλώματα ($X=10$, $X=20$) είναι αρθρωτά ενωμένα με τα ακραία portal-frame
- Ελευθερώθηκαν όλοι οι βαθμοί ελευθερίας και από τα δύο άκρα τους πλην της αξονικής δύναμης για τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας στο επίπεδο Y-Z και στο επίπεδο της στέγης
- Τα οριζόντια μέλη της στέγης παράλληλα με τον άξονα Z σχεδιάστηκαν ως αμφιέρειστες δοκοί
- Για τα μέλη των portal-frames και τα 4 υποστυλώματα που είναι τα μοναδικά μέλη τα οποία δεν έχουν κοίλες τετραγωνικές διατομές ο προσανατολισμός καθορίστηκε ως εξής:
 - Τα μέλη των portal-frames να έχουν τον ισχυρό άξονα να αντιστέκεται των ροπών στο επίπεδο X-Y
 - Τα 4 εσωτερικά υποστυλώματα να έχουν τον ισχυρό άξονα να αντιστέκεται των ροπών στο επίπεδο Y-Z
- Για την μοντελοποίηση των ενισχύσεων των δοκών στο σημείο που ενώνονται μεταξύ τους καθώς και στα σημεία που ενώνονται με το υποστυλώμα, στα σημεία αυτά το μέλος διαχωρίστηκε σε 5 μικρότερα μέλη των 60cm καλύπτοντας την απόσταση των 3m ($L/10$)

4.4.4.5 Είδη διατομών

Για τις δοκούς των portal-frames που καταπονούνται κυρίως σε κάμψη χρησιμοποιούνται διατομές σειράς IPE, ενώ για τα υποστυλώματα τα οποία καταπονούνται ταυτόχρονα και

σε κάμψη και σε θλίψη χρησιμοποιούνται διατομές ΗΕΑ. Τα υπόλοιπα μέλη χρησιμοποιούνται κοίλες τετραγωνικές διατομές.

4.4.4.6 Παράμετροι σχεδιασμού

Οι παράμετροι σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

- Κώδικας Σχεδιασμού: Ευρωκώδικας 3, Μέρος 1-1
- Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1$, $\gamma_{M2} = 1,25$
- Για κάθε μέλος έλεγχος σε επίπεδο διατομής κάθε $L/13$
- Ποιότητα χάλυβα S275
- Μήκη λυγισμού λόγω αξονικής θλίψης
 - Για τα εξωτερικά υποστυλώματα ($X=0$, $X=30$), 18m στο επίπεδο X-Y (μεταθετό πλαίσιο) και 1,5m στο επίπεδο Y-Z (αμετάθετο πλαίσιο - παρουσία μηκίδων)
 - Για τα εσωτερικά υποστυλώματα ($X=10$, $X=20$) 9,75m στο επίπεδο Y-Z και 1,5m στο επίπεδο X-Y
 - Για τις 2 δοκούς των portal-frames 9,75m στο επίπεδο X-Y και 2,51m στο επίπεδο X-Z (παρουσία τεγίδας)
 - Για όλα τα υπόλοιπα μέλη το μήκος λυγισμού και στις δύο κατευθύνσεις είναι ίσο με το μήκος τους. (από άρθρωση μέχρι άρθρωση)
- Μήκη λυγισμού για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό
 - Για όλα τα υποστυλώματα 1,5m (παρουσία τεγίδας)
 - Για τις 2 δοκούς των portal-frames 2,51m (παρουσία τεγίδας)
 - Οι υπόλοιπες διατομές είναι κοίλες ορθογωνικές και ο έλεγχος παραλείπεται.
- Επιλογή συμμετοχής 43 πρώτων ιδιομορφών έτσι ώστε να η ενεργή μάζα να είναι περισσότερη από 90% για την κάθε κατεύθυνση X και Z.

5 Ανάλυση – Διαστασιολόγηση - Αποτελέσματα

5.1 Διατομές μελών

Μετά τη μοντελοποίηση κάθε δομικού συστήματος έγινε ανάλυση και διαστασιολόγηση των μελών σε επαναλαμβανόμενη διαδικασία μέχρι να εντοπιστούν οι ελαφρύτερες διατομές σε κάθε δομικό σύστημα που να ικανοποιούν όλους τους ελέγχους που ορίστηκαν με τον κώδικα σχεδιασμού καταλήγοντας στις διατομές του πιο κάτω πίνακα:

Πίνακας 2: Διατομές μελών

ΜΕΛΟΣ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ			
	1	2	3	4
Υποστυλώματα				
Εξωτερικά (X=0, X=30)	HEA240	HEA260	HEA300	HEA340
Εσωτερικά (X=10, X=20)	HEA220	HEA280	IPE270	IPE500
Μέλη δικτυωμάτων-X				
Άνω Ίνα -X	SHS160X6	SHS120X5	SHS160X6	-
Κάτω Ίνα -X	SHS140X5	SHS120X5	SHS140X5	-
Κάθετα -X	SHS50X3	SHS40X3	SHS50X3	-
Διαγώνια -X	SHS140X5	SHS100X5	SHS140X5	-
Μέλη δικτυωμάτων-Z				
Άνω Ίνα -Z	-	SHS180X6	-	-
Κάτω Ίνα -Z	-	SHS140X5	-	-
Κάθετα -Z	-	SHS80X3	-	-
Διαγώνια -Z	-	SHS140X6	-	-
Σύνδεσμοι δυσκαμψίας				
Υποστυλωμάτων	SHS100X5	SHS120X5	-	SHS140X5
Στέγης	SHS100X5	SHS160X6	SHS100X5	SHS200X6
Δοκοί στέγης-Z				
Εξωτερικές	IPE180	SHS100X4	IPE180	SHS120X5
Εσωτερικές	IPE220	SHS160X6	IPE220	SHS140X6
Κορφιάς	IPE270	SHS200X6	IPE270	SHS250X6
Δοκοί στέγης-X				
Δοκοί X (Z=7, 14, 21, 28)	-	IPE160	-	-
Δοκοί portal-frame -Ενίσχυση υποστυλώματος -Ενίσχυση κορφιάς	-	-	-	IPE400 -IPE600* -IPE500*

Δοκοί-Z στο ύψος 7,5m				
Εξωτερικές	SHS60X3	SHS120X5	IPE300	-
Εσωτερικές	SHS60X3	-	SHS60X3	-
Άλλα μέλη				
Διαγ. Στήριξης Δικτ.-Z	-	SHS100X5	-	-
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (KN)				
	331,18	353,51	360,38	427,19

* Οι διατομές που δίνονται είναι οι ισοδύναμες διατομές της δοκού μαζί με την ενίσχυση

5.2 Έλεγχοι σχεδιασμού μελών

Τα αποτελέσματα από τους ελέγχους που γίνονται με το πρόγραμμα παρουσιάζονται για τα βασικά/σημαντικά μέλη κάθε δομικού συστήματος.

5.2.1 Δομικό σύστημα 1

5.2.1.1 Εσωτερικό υποστύλωμα (X=0, X=30)

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
301 ST	HE240A	(EUROPEAN SECTIONS) PASS	EC-6.3.2 LTB	0.761	90
		35.22 T	0.02	156.00	7.50

MATERIAL DATA

Grade of steel	=	S 275
Modulus of elasticity	=	205 kN/mm ²
Design Strength (py)	=	275 N/mm ²

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length =	750.00
Gross Area =	76.80
Net Area =	76.80

	z-axis	y-axis
Moment of inertia	: 7763.001	2769.000
Plastic modulus	: 745.000	352.000
Elastic modulus	: 675.044	230.750
Shear Area	: 38.399	25.140
Radius of gyration	: 10.054	6.005
Effective Length	: 1500.000	150.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class	: CLASS 1
Squash Load	: 2112.00
Axial force/Squash load	: 0.017

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	149.2	25.0
Compression Capacity :	576.3	2017.7
Tension Capacity :	2112.0	2112.0
Moment Capacity :	204.9	96.8
Reduced Moment Capacity :	204.9	96.8
Shear Capacity :	609.7	399.2

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment

MB = 204.9

co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =0.8, Effective Length= 1.500

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.015	90	-30.8	40.5	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.1.1	0.277	70	159.7	-4.3	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.9.1	0.580	90	-35.2	-1.1	0.0	156.0	0.0
EC-6.3.3	0.576	80	-11.6	-0.5	0.0	151.1	0.0
EC-6.3.3.LTB	0.361	90	-35.2	-1.1	0.0	156.0	0.0
EC-6.2.6-(Y)	0.101	90	-30.8	40.5	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.2 LTB	0.761	90	-35.2	-1.1	0.0	156.0	0.0

5.2.1.2 Άνω πέλαμα δικτυώματος-X

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
211 ST	TUB1601606	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.3.3	0.980	70
		401.00 C	0.07	-21.10	2.51

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 275
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm2
 Design Strength (py) = 275 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 502.49
 Gross Area = 37.70 Net Area = 37.70

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	1460.000	1460.000
Plastic modulus :	223.370	223.370
Elastic modulus :	182.500	182.500
Shear Area :	18.850	18.850
Radius of gyration :	6.223	6.223
Effective Length :	502.494	251.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 1
 Squash Load : 1036.75

Axial force/Squash load : 0.387

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	80.7	40.3
Compression Capacity :	740.0	969.3
Tension Capacity :	1036.8	1036.8
Moment Capacity :	61.4	61.4
Reduced Moment Capacity :	49.1	49.1
Shear Capacity :	299.3	299.3

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 61.4
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =0.9, Effective Length= 0.000

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.069	110	-71.3	-2.0	-0.1	0.0	0.0
EC-6.3.1.1	0.544	70	402.2	15.1	0.0	15.5	0.1
EC-6.2.9.1	0.185	70	401.0	14.1	0.0	-21.1	0.1
EC-6.3.3	0.980	70	401.0	14.1	0.0	-21.1	0.1
EC-6.3.3.LTB	0.677	70	401.0	14.1	0.0	-21.1	0.1
EC-6.2.6-(Y)	0.050	70	402.2	15.1	0.0	15.5	0.1

5.2.1.3 Κάτω πέλιμα δικτύματος-X

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
207 ST	TUB1401405	(EUROPEAN SECTIONS) PASS	EC-6.3.3.LTB	0.710	90
		106.20 C	-0.02	-1.05	5.00

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 275
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm2
 Design Strength (py) = 275 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 500.00
 Gross Area = 26.90 Net Area = 26.90

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	814.000	814.000
Plastic modulus :	136.750	136.750
Elastic modulus :	116.286	116.286
Shear Area :	13.450	13.450
Radius of gyration :	5.501	5.501
Effective Length :	500.000	1000.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005
 Section Class : CLASS 1

Squash Load : 739.75
 Axial force/Squash load : 0.144

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	90.9	181.8
Compression Capacity :	468.0	151.4
Tension Capacity :	739.8	739.8
Moment Capacity :	37.6	37.6
Reduced Moment Capacity :	37.6	37.6
Shear Capacity :	213.5	213.5

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 37.6
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =0.4, Effective Length= 0.000

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.3.1.1	0.701	90	106.2	0.6	0.0	-1.1	0.0
EC-6.2.9.1	0.053	70	-299.0	0.0	0.0	-1.6	0.0
EC-6.3.3	0.241	90	106.2	0.6	0.0	-1.1	0.0
EC-6.3.3.LTB	0.710	90	106.2	0.6	0.0	-1.1	0.0
EC-6.2.6-(Z)	0.001	230	-126.4	-0.4	-0.2	-0.4	-0.7
EC-6.2.6-(Y)	0.004	70	-299.0	0.9	0.0	-0.2	0.0

5.2.1.4 Διαγώνιος δυσκαμψίας (χιαστί) υποστρωμάτων

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
=====					
612 ST	TUB1001005	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.3.1.1	0.935	100
		48.65 C	0.00	0.00	0.00
=====					

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 275
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm2
 Design Strength (py) = 275 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 1025.91
 Gross Area = 18.90 Net Area = 18.90

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	283.000	283.000
Plastic modulus :	67.750	67.750
Elastic modulus :	56.600	56.600
Shear Area :	9.450	9.450
Radius of gyration :	3.870	3.870
Effective Length :	1025.914	1025.914

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 1
 Squash Load : 519.75
 Axial force/Squash load : 0.094

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	265.1	265.1
Compression Capacity :	52.0	52.0
Tension Capacity :	519.8	519.8
Moment Capacity :	18.6	18.6
Reduced Moment Capacity :	18.6	18.6
Shear Capacity :	150.0	150.0

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)
 Lateral Torsional Buckling Moment MB = 18.6
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =0.9, Effective Length=10.259

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.043	90	-22.2	0.0	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.1.1	0.935	100	48.6	0.0	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.9.1	0.001	300	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0

5.2.2 Δομικό σύστημα 2

5.2.2.1 Εσωτερικό υποστύλωμα (X=10, X=20)

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
528 ST	HE280A	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.3.2 LTB	0.935	80
		38.77 C	-57.16	200.81	7.50

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 275
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm2
 Design Strength (py) = 275 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 750.00
 Gross Area = 97.30 Net Area = 97.30

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	13670.001	4763.000
Plastic modulus :	1112.000	518.000
Elastic modulus :	1012.593	340.214
Shear Area :	48.532	31.780
Radius of gyration :	11.853	6.997
Effective Length :	1500.000	750.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 2
 Squash Load : 2675.75
 Axial force/Squash load : 0.014

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	126.6	107.2
Compression Capacity :	958.4	1117.0
Tension Capacity :	2675.8	2675.8
Moment Capacity :	305.8	142.5
Reduced Moment Capacity :	305.8	142.5
Shear Capacity :	770.6	504.6

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 214.9
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =0.6, Effective Length= 7.500

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.003	110	-9.0	0.0	-22.3	0.0	0.0
EC-6.3.1.1	0.259	70	248.1	0.3	-2.8	0.0	0.0
EC-6.2.9.1	0.854	90	1.0	-26.7	-53.1	200.5	-60.4
EC-6.3.3	0.842	80	38.8	-26.8	-52.6	200.8	-57.2
EC-6.3.3.LTB	0.753	80	38.8	-26.8	-52.6	200.8	-57.2
EC-6.2.6-(Z)	0.069	90	1.0	-26.7	-53.1	200.5	-60.4
EC-6.2.6-(Y)	0.053	80	38.8	-26.8	-52.6	200.8	-57.2
EC-6.3.2 LTB	0.935	80	38.8	-26.8	-52.6	200.8	-57.2

5.2.2.2 Άνω πέλιμα δικτυώματος-Z

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
803 ST	TUB1801806	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.3.3	0.967	70
		531.51 C	0.63	10.35	0.00

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 275
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm2
 Design Strength (py) = 275 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 700.00
 Gross Area = 43.60 Net Area = 43.60

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	2190.000	2190.000
Plastic modulus :	285.250	285.000
Elastic modulus :	243.333	243.333
Shear Area :	21.800	21.800
Radius of gyration :	7.087	7.087
Effective Length :	700.000	700.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005
 Section Class : CLASS 1
 Squash Load : 1199.00
 Axial force/Squash load : 0.443

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	98.8	98.8
Compression Capacity :	683.9	683.9
Tension Capacity :	1199.0	1199.0
Moment Capacity :	78.4	78.4
Reduced Moment Capacity :	57.5	57.4
Shear Capacity :	346.1	346.1

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)
 Lateral Torsional Buckling Moment MB = 78.4
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =0.9, Effective Length= 0.000

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.3.1.1	0.777	70	531.5	11.5	-1.2	10.4	0.6
EC-6.2.9.1	0.026	70	531.5	11.5	-1.2	10.4	0.6
EC-6.3.3	0.967	70	531.5	11.5	-1.2	10.4	0.6
EC-6.3.3.LTB	0.907	70	531.5	0.0	0.0	-9.8	-1.4
EC-6.2.6-(Z)	0.003	130	384.4	6.7	-1.2	5.6	0.9
EC-6.2.6-(Y)	0.033	70	531.5	11.5	-1.2	-10.4	-0.6

5.2.2.3 Κάτω πέλαμα δικτύματος-Z

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
808 ST	TUB1401405	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.2.3 (T)	0.817	70
		604.60 T	0.00	0.00	0.00

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 275
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm2
 Design Strength (py) = 275 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 700.00
 Gross Area = 26.90 Net Area = 26.90

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	814.000	814.000
Plastic modulus :	136.750	136.750
Elastic modulus :	116.286	116.286
Shear Area :	13.450	13.450

Radius of gyration : 5.501 5.501
Effective Length : 700.000 700.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005
Section Class : CLASS 1
Squash Load : 739.75
Axial force/Squash load : 0.817

Slenderness ratio (KL/r) : z-axis y-axis
: 127.3 127.3
Compression Capacity : 286.4 286.4
Tension Capacity : 739.8 739.8
Moment Capacity : 37.6 37.6
Reduced Moment Capacity : 9.0 9.0
Shear Capacity : 213.5 213.5

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)
Lateral Torsional Buckling Moment MB = 37.6
co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =0.9, Effective Length= 0.000

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.817	70	-604.6	0.0	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.1.1	0.098	110	28.2	0.0	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.9.1	0.006	110	28.2	0.0	0.0	0.0	0.0

5.2.3 Δομικό σύστημα 3

5.2.3.1 Εσωτερικό υποστόλωμα (X=0, X=30)

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
201 ST	HE300A	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.2.9.1	0.875	110
		24.16 T	151.36	48.19	7.50

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 275
Modulus of elasticity = 205 kN/mm2
Design Strength (py) = 275 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 750.00
Gross Area = 113.00 Net Area = 113.00

Moment of inertia : z-axis y-axis
: 18260.002 6310.000
Plastic modulus : 1383.000 641.000
Elastic modulus : 1259.310 420.667
Shear Area : 55.999 37.750

Radius of gyration : 12.712 7.473
 Effective Length : 750.000 1500.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005
 Section Class : CLASS 2
 Squash Load : 3107.50
 Axial force/Squash load : 0.008

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	59.0	200.7
Compression Capacity :	2470.6	473.1
Tension Capacity :	3107.5	3107.5
Moment Capacity :	380.3	176.3
Reduced Moment Capacity :	380.3	176.3
Shear Capacity :	889.1	599.4

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)
 Lateral Torsional Buckling Moment MB = 380.3
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =0.7, Effective Length= 1.500

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.009	90	-27.0	43.2	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.1.1	0.352	70	166.3	-9.2	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.9.1	0.875	110	-24.2	-37.9	20.2	48.2	151.4
EC-6.3.3	0.408	110	-24.2	-37.9	20.2	48.2	151.4
EC-6.3.3.LTB	0.649	130	100.9	-16.0	12.1	-22.0	90.9
EC-6.2.6-(Z)	0.023	100	0.4	-36.5	20.2	37.8	151.4
EC-6.2.6-(Y)	0.072	90	-27.0	43.2	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.2 LTB	0.464	90	-33.5	-3.8	0.0	176.4	-0.3

5.2.3.2 Εσωτερικό υποστύλωμα (X=10, X=20)

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
528 ST	IPE270	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.3.3	0.781	100
		13.46 C	0.00	91.33	5.00

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 275
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm2
 Design Strength (py) = 275 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 750.00
 Gross Area = 45.90 Net Area = 45.90

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	5790.001	420.000
Plastic modulus :	484.000	97.000

Elastic modulus : 428.889 62.222
 Shear Area : 18.360 22.093
 Radius of gyration : 11.231 3.025
 Effective Length : 1500.000 150.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 1
 Squash Load : 1262.25
 Axial force/Squash load : 0.011

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	133.6	49.6
Compression Capacity :	450.1	1074.5
Tension Capacity :	1262.3	1262.3
Moment Capacity :	133.1	26.7
Reduced Moment Capacity :	133.1	26.7
Shear Capacity :	291.5	350.8

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 123.4
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =1.0, Effective Length= 1.500

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.3.1.1	0.154	70	69.1	0.1	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.9.1	0.687	110	2.4	-0.3	0.0	91.4	0.0
EC-6.3.3	0.781	100	13.5	-0.3	0.0	91.3	0.0
EC-6.3.3.LTB	0.463	100	13.5	-0.3	0.0	91.3	0.0
EC-6.2.6-(Z)	0.002	80	17.2	-51.1	0.6	46.0	4.5
EC-6.2.6-(Y)	0.146	80	17.2	-51.1	0.6	46.0	4.5
EC-6.3.2 LTB	0.741	110	2.4	-0.3	0.0	91.4	0.0

5.2.3.3 Δοκός-Z στο ύψος 7,5m για παραλαβή ροπής

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
610 ST	IPE300	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.2.9.1	0.637	100
		4.20 C	0.00	-109.93	7.00

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 275
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm2
 Design Strength (py) = 275 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 700.00
 Gross Area = 53.80 Net Area = 53.80

z-axis y-axis

Moment of inertia	:	8356.001	604.000
Plastic modulus	:	628.000	125.000
Elastic modulus	:	557.067	80.533
Shear Area	:	21.399	25.670
Radius of gyration	:	12.463	3.351
Effective Length	:	700.000	700.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005
 Section Class : CLASS 1
 Squash Load : 1479.50
 Axial force/Squash load : 0.003

		z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r)	:	56.2	208.9
Compression Capacity	:	1289.0	221.6
Tension Capacity	:	1479.5	1479.5
Moment Capacity	:	172.7	34.4
Reduced Moment Capacity	:	172.7	34.4
Shear Capacity	:	339.8	407.6

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)
 Lateral Torsional Buckling Moment MB = 172.7
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =0.4, Effective Length= 0.000

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.3.1.1	0.213	80	-47.1	4.8	0.0	8.8	0.0
EC-6.2.9.1	0.637	100	4.2	31.4	0.0	-109.9	0.0
EC-6.3.3	0.258	100	4.2	31.4	0.0	-109.9	0.0
EC-6.3.3.LTB	0.173	110	4.5	30.8	0.0	-109.4	0.0
EC-6.2.6-(Y)	0.077	100	4.2	31.4	0.0	-109.9	0.0
EC-6.3.2 LTB	0.637	100	4.2	31.4	0.0	-109.9	0.0

5.2.4 Δομικό σύστημα 4

5.2.4.1 Εσωτερικό υποστύλωμα (X=0, X=30)

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
201 ST	HE340A	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.3.2 LTB	0.926	70
		129.15 C	-0.01	-471.04	9.00

MATERIAL DATA

Grade of steel	=	S 275
Modulus of elasticity	=	205 kN/mm2
Design Strength (py)	=	275 N/mm2

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 900.00
 Gross Area = 133.00 Net Area = 133.00

	z-axis	y-axis
Moment of inertia	: 27690.004	7436.001
Plastic modulus	: 1850.000	756.000
Elastic modulus	: 1678.182	495.733
Shear Area	: 65.998	44.478
Radius of gyration	: 14.429	7.477
Effective Length	: 975.000	150.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 1
 Squash Load : 3657.50
 Axial force/Squash load : 0.035

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r)	: 67.6	20.1
Compression Capacity	: 2697.9	3599.6
Tension Capacity	: 3657.5	3657.5
Moment Capacity	: 508.8	207.9
Reduced Moment Capacity	: 508.8	207.9
Shear Capacity	: 1047.9	706.2

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 508.8
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =0.6, Effective Length= 1.500

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.005	90	-19.4	49.6	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.1.1	0.052	70	141.6	-52.3	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.9.1	0.857	70	129.2	52.3	0.0	-471.0	0.0
EC-6.3.3	0.619	70	129.2	52.3	0.0	-471.0	0.0
EC-6.3.3.LTB	0.378	70	129.2	52.3	0.0	-471.0	0.0
EC-6.2.5	0.288	80	-3.3	14.1	0.0	-146.5	0.0
EC-6.2.6-(Y)	0.078	130	93.7	-55.2	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.2 LTB	0.926	70	129.2	52.3	0.0	-471.0	0.0

5.2.4.2 Δοκός portal-frame στο σημείο ένωσης με υποστύλωμα

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION	
203 ST	IPE600	(EUROPEAN SECTIONS)				
		PASS	EC-6.3.3	0.643	70	
		402.66 C	0.00	471.57	0.00	

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 275

Modulus of elasticity = 205 kN/mm²
 Design Strength (py) = 275 N/mm²

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 60.30
 Gross Area = 156.00 Net Area = 156.00

	z-axis	y-axis
Moment of inertia	: 92080.016	3387.000
Plastic modulus	: 3512.000	486.000
Elastic modulus	: 3069.334	307.909
Shear Area	: 55.732	83.800
Radius of gyration	: 24.295	4.660
Effective Length	: 975.000	251.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 1
 Squash Load : 4290.00
 Axial force/Squash load : 0.094

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r)	: 40.1	53.9
Compression Capacity	: 4013.6	3546.1
Tension Capacity	: 4290.0	4290.0
Moment Capacity	: 965.8	133.7
Reduced Moment Capacity	: 965.8	133.7
Shear Capacity	: 884.9	1330.5

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 842.2
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =0.9, Effective Length= 2.510

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.3.1.1	0.114	70	402.7	107.4	-0.1	471.6	0.0
EC-6.2.9.1	0.303	130	246.5	68.7	-0.1	293.1	0.0
EC-6.3.3	0.643	70	402.7	107.4	-0.1	471.6	0.0
EC-6.3.3.LTB	0.439	70	402.7	107.4	-0.1	471.6	0.0
EC-6.2.6-(Z)	0.001	230	177.2	45.5	-0.9	169.3	-0.5
EC-6.2.6-(Y)	0.081	70	402.7	107.4	-0.1	471.6	0.0
EC-6.3.2 LTB	0.560	70	402.7	107.4	-0.1	471.6	0.0

5.2.4.3 Δοκός portal-frame στο άνοιγμα

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
211 ST	IPE400	(EUROPEAN SECTIONS)			
		PASS	EC-6.3.3	0.978	70
		326.09 C	0.21	-219.82	0.30

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 275
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm²
 Design Strength (py) = 275 N/mm²

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 60.30
 Gross Area = 84.50 Net Area = 84.50

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	23130.004	1318.000
Plastic modulus :	1307.000	229.000
Elastic modulus :	1156.500	146.444
Shear Area :	32.399	42.731
Radius of gyration :	16.545	3.949
Effective Length :	975.000	251.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 1
 Squash Load : 2323.75
 Axial force/Squash load : 0.140

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	58.9	63.6
Compression Capacity :	1992.4	1778.2
Tension Capacity :	2323.8	2323.8
Moment Capacity :	359.4	63.0
Reduced Moment Capacity :	359.4	63.0
Shear Capacity :	514.4	678.4

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 291.6
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =1.0, Effective Length= 2.510

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.3.1.1	0.184	70	327.2	4.7	-0.1	-218.4	0.2
EC-6.2.9.1	0.377	70	326.1	4.4	-0.1	-219.8	0.2
EC-6.3.3	0.978	70	326.1	4.4	-0.1	-219.8	0.2
EC-6.3.3.LTB	0.674	70	326.1	4.4	-0.1	-219.8	0.2
EC-6.2.6-(Y)	0.026	70	325.0	17.8	0.1	214.5	-0.2
EC-6.3.2 LTB	0.754	70	326.1	4.4	-0.1	-219.8	0.2

5.2.4.4 Διαγώνιος δυσκαμψίας (χιαστί) υποστυλωμάτων

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION	
611 ST	TUB1401405	(EUROPEAN SECTIONS)				
		PASS	EC-6.3.1.1	0.842	70	
		99.73 C	0.00	0.00	0.00	

=====

MATERIAL DATA

Grade of steel = S 275
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm²
 Design Strength (py) = 275 N/mm²

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 1140.18
 Gross Area = 26.90 Net Area = 26.90

	z-axis	y-axis
Moment of inertia :	814.000	814.000
Plastic modulus :	136.750	136.750
Elastic modulus :	116.286	116.286
Shear Area :	13.450	13.450
Radius of gyration :	5.501	5.501
Effective Length :	1140.175	1140.175

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /2005

Section Class : CLASS 1
 Squash Load : 739.75
 Axial force/Squash load : 0.135

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r) :	207.3	207.3
Compression Capacity :	118.4	118.4
Tension Capacity :	739.8	739.8
Moment Capacity :	37.6	37.6
Reduced Moment Capacity :	37.6	37.6
Shear Capacity :	213.5	213.5

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 37.6
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =0.9, Effective Length= 0.000

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-6.2.3 (T)	0.072	110	-53.0	0.0	0.0	0.0	0.0
EC-6.3.1.1	0.842	70	99.7	0.0	0.0	0.0	0.0
EC-6.2.9.1	0.104	300	14.8	0.0	0.0	0.0	0.0

5.3 Έλεγχος για επίδραση ατελειών

Για όλα τα μοντέλα υπολογίστηκαν οι τιμές του μέγιστου κατακόρυφου φορτίου στη στέγη (Συνδυασμός 70:DL+LL) από το σύνολο των αντιδράσεων Y στις στηρίξεις, έτσι ώστε να συμπεριλαμβάνονται και τα ίδια βάρη των διατομών.

Επίσης υπολογίστηκε το μέγιστο οριζόντιο φορτίο που εφαρμόζεται στο επίπεδο του ύψους ορόφου, και για το οποίο σχεδιάζονται όλα τα μοντέλα (Συνδυασμοί 80:DL+WX και 100:DL+WZ) και είναι:

$$\text{για τη διεύθυνση X: } 1,5 \times (0,5 + 0,48) \times 35 \times (7,5/2 + 1,5) = 270,5 \text{ KN}$$

$$\text{για τη διεύθυνση Z: } 1,5 \times (0,5 + 0,48) \times 30 \times (7,5/2 + 2,25) = 264,6 \text{ KN}$$

Στον πιο κάτω πίνακα συγκρίνονται για κάθε δομικό σύστημα συνολικές οριζόντιες δυνάμεις Hed όλης της κατασκευής με το 15% των συνολικών κάθετων δυνάμεων Ved στο ύψος του ορόφου. Η διαδικασία θα μπορούσε να γίνει και για κάθε πλαίσιο του συστήματος ξεχωριστά αλλά τα αποτελέσματα θα ήταν τα ίδια αφού τα κάθετα φορτία θα διαιρούνταν με τον αριθμό των παράλληλων πλαισίων, και τα οριζόντια φορτία το ίδιο.

Πίνακας 3: Έλεγχος επίδρασης ατελειών

Δομικό Σύστημα	Ved	Διεύθυνση X		Διεύθυνση Z	
		Hed	15% Ved	Hed	15% Ved
1	1729,4	<u>270,5</u>	259,4	<u>264,6</u>	259,4
2	1738,4	<u>270,5</u>	260,8	<u>264,6</u>	260,8
3	1739,4	<u>270,5</u>	260,9	<u>264,6</u>	260,9
4	1838,3	270,5	<u>275,7</u>	264,6	<u>275,7</u>

Προφανώς για τα 3 πρώτα δομικά συστήματα δεν υπάρχει επίδραση ατελειών αφού η Ved δεν ξεπερνά το 15% της Hed. Για το 4^ο δομικό σύστημα υπάρχει επίδραση και τα οριζόντια φορτία πρέπει να αυξηθούν συντηρητικά κατά $1838,3/200 = 9,19 \text{ KN}$ το οποίο αν κατανεμηθεί στην μετωπική επιφάνεια της κατασκευής είναι:

$$\text{για τη διεύθυνση X: } 9,19 / (35 \times (7,5/2 + 1,5)) = 0,050 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{για τη διεύθυνση Z: } 9,19 / (30 \times (7,5/2 + 2,25)) = 0,051 \text{ KN/m}^2$$

Τα συγκεκριμένα φορτία αφού προστέθηκαν στην κατασκευή, έγινε ανάλυση και διαπιστώθηκε όπως ήταν αναμενόμενο ότι δεν επηρεάζουν σχεδόν καθόλου τα αποτελέσματα αφού το συνολικό φορτίο ανέμου είναι $0,98 \text{ KN/m}^2$ περίπου 20 φορές μεγαλύτερο.

5.4 Έλεγχος για επίδραση φαινομένων 2^{ης} τάξης

Για τον έλεγχο φαινομένων 2^{ης} τάξης αναλύθηκε και στις δύο κατευθύνσεις ένα εσωτερικό κύριο υποστύλωμα σε κάθε μοντέλο τις δύο κατευθύνσεις το οποίο αποτελεί τη δυσμενέστερη περίπτωση.

Για παράδειγμα στο δομικό σύστημα 1 για έλεγχο κατά X με το συνδυασμό 120: DL+LL+WX

Οριζόντια φορτία:

Ανεμοπίεση σε κατακόρυφους τοίχους: 0,5 KN/m²

$$Hed = 0,9 \times 0,5 \times 7 \times (7,5/2 + 1,5) = 15,75 \text{ KN}$$

Κάθετα φορτία:

Φορτίο ίδιου βάρους (συμπεριλαμβανομένου βάρους διατομών): 0,775 KN/m²

Επιβαλλόμενο φορτίο: 0,4 KN/m²

Αναρρόφηση στέγης: 0,6 KN/m²

$$Ved = 1,35 \times (7 \times 15 \times 0,775) + 1,5 \times (7 \times 15 \times 0,4) + 0,9 \times [7 \times 15 \times (-0,6)] = 116,15 \text{ KN}$$

Οι μετακινήσεις παίρνονται από το πρόγραμμα και οι τιμές των συντελεστών α_{cr} και δ για κάθε δομικό σύστημα φαίνονται στον πιο κάτω πίνακα.

Πίνακας 4: Έλεγχος επίδρασης φαινομένων 2^{ης} τάξης

Δ.Σ.	Διεύθυνση X					Διεύθυνση Z				
	Hed (KN)	Ved (KN)	$\delta_{H,Ed}$ (mm)	α_{cr}	δ	Hed (KN)	Ved (KN)	$\delta_{H,Ed}$ (mm)	α_{cr}	δ
1	15,75	116,15	167	7,3	1.16	13,23	116,15	2	512,6	-
2	15,75	116,15	161	7.58	1.15	13,23	116,15	1,5	683.4	-
3	15,75	116,15	83	14.7	-	13,23	116,15	161	6.367	1.19
4	15,75	116,15	133	9.176	1.12	13,23	116,15	2,1	488.2	-

Επομένως υπάρχει επίδραση φαινομένων δεύτερης τάξης λόγω των μετακινήσεων των ορόφων. Για τα δομικά συστήματα 1, 2 και 4 τα οριζόντια φορτία στη διεύθυνση X θα χρειαστεί να αυξηθούν κατά «δ», ενώ για το δομικό σύστημα 3 τα θα χρειαστεί να αυξηθούν κατά «δ» τα οριζόντια φορτία στη διεύθυνση Z.

6 Σύγκριση Δομικών Συστημάτων

Όλα τα δομικά συστήματα αφού σχεδιάστηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε τα μέλη τους να μπορούν να παραλάβουν εντατικά μεγέθη που δημιουργούνται υπό τους συνδυασμούς οριακών καταστάσεων αστοχίας, σχολιάζονται πιο κάτω συγκριτικά ως προς:

- Τη μεταθετότητα τους σε σχέση με την πλαισιακή λειτουργία
- Τα τυπικά μέλη που συσχετίζονται με τη συμπεριφορά και τη λειτουργία των δομικών συστημάτων στα οποία ανήκουν
- Την οικονομία τους

6.1 Μεταθετότητα

Πίνακας 5: Μεταθετότητα σε σχέση με πλαισιακή λειτουργία

Δ.Σ.	Διεύθυνση X		Διεύθυνση Z	
	Πλαισιακή λειτουργία	Μεταθετότητα	Πλαισιακή λειτουργία	Μεταθετότητα
1	Εύκαμπτο πλαίσιο	Μεταθετό πλαίσιο	Δύσκαμπτο πλαίσιο	Αμετάθετο πλαίσιο
2	Εύκαμπτο πλαίσιο	Μεταθετό πλαίσιο	Δύσκαμπτο πλαίσιο	Αμετάθετο πλαίσιο
3	Εύκαμπτο πλαίσιο	Αμετάθετο πλαίσιο	Εύκαμπτο πλαίσιο	Μεταθετό πλαίσιο
4	Εύκαμπτο πλαίσιο	Μεταθετό πλαίσιο	Δύσκαμπτο πλαίσιο	Αμετάθετο πλαίσιο

Θεωρητικά η μεταθετότητα των δομικών συστημάτων εξαρτάται από τις μόνο από τις μετακινήσεις των ορόφων, ενώ πουθενά δεν αναφέρεται στους κώδικες να επηρεάζει ο τύπος της πλαισιακής λειτουργίας. Από τα αποτελέσματα του πιο πάνω πίνακα που προκύπτουν από τον έλεγχο για επίδραση φαινομένων 2^{ης} τάξης, παρατηρούμε ότι σε όλες τις περιπτώσεις όπου υπάρχει λειτουργία δύσκαμπτου πλαισίου το δομικό σύστημα κατατάσσεται ως αμετάθετο, ενώ στις περιπτώσεις που υπάρχει λειτουργία εύκαμπτου πλαισίου το δομικό σύστημα κατατάσσεται ως μεταθετό. Εξαίρεση αποτελεί το δομικό

σύστημα 3 στη διεύθυνση X, το οποίο αν και έχει λειτουργία εύκαμπτου πλαισίου κατατάσσεται ως αμετάθετο. Αυτό συμβαίνει επειδή τα υποστυλώματα στο δομικό σύστημα 3 καταπονούνται από ροπές και στους δύο άξονες, με μεγαλύτερες αυτές που είναι στο επίπεδο X-Y. Έτσι ο προσανατολισμός έγινε με τον ισχυρό άξονα να αντιστέκεται στις ροπές του άξονα X-Y, όμως κατά τη διαστασιολόγηση η ροπή στον αδύνατο άξονα ήταν αυτή που καθόρισε το μέγεθος του μέλους. Οπότε η διατομή αυξήθηκε για να ικανοποιεί τις ροπές στον αδύνατο άξονα, δίνοντας ταυτόχρονα μεγαλύτερη δυσκαμψία του μέλους ως προς τον άξονα-X.

Συνεπώς σε όλα τα δομικά συστήματα απαιτείται μικρή αύξηση των οριζόντιων φορτίων στη διεύθυνση που κρίθηκαν αμετάθετα σύμφωνα με τους συντελεστές «δ» που προέκυψαν από τον έλεγχο επίδρασης φαινομένων 2^{ης} τάξης. Τα τελικά αποτελέσματα δεν θα διαφέρουν σε μεγάλο βαθμό από τα υφιστάμενα αφού για όλα τα δομικά συστήματα γίνεται αύξηση ίδιου βαθμού περίπου.

6.2 Τυπικά μέλη που σχετίζονται με την λειτουργία των πλαισίων

6.2.1 Κάθετα μέλη (Υποστυλώματα)

Το βασικότερο μέλος που σχετίζεται με τη συμπεριφορά του δομικού συστήματος είναι το υποστυλώμα το οποίο φέρει αξονικά φορτία πάντα. Οι ροπές στα υποστυλώματα παρουσιάζονται ανάλογα με τον τρόπο σχεδιασμού και λειτουργίας του δομικού συστήματος. Ξεκάθαρα από τα αποτελέσματα στο κεφάλαιο 5 μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι τα υποστυλώματα τα οποία βρίσκονται σε δύσκαμπτα πλαίσια καταπονούνται μόνο από ροπές σε ένα από τους δύο άξονες αφού αποτελούν μέλη του κάθετου δικτύωματος που παραλαμβάνει τα οριζόντια φορτία μέσω της αξονικής δυσκαμψίας των μελών του. Τα υποστυλώματα που βρίσκονται σε εύκαμπτα πλαίσια καταπονούνται από ροπές και στους δύο άξονες.

Ειδικής αναφοράς χρήζουν τα υποστυλώματα στο δομικό σύστημα 2 στις θέσεις (X=10, X=20) τα οποία ναι μεν ανήκουν σε δομικό σύστημα το οποίο κατατάχθηκε ως αμετάθετο, ωστόσο δεν ανήκουν σε κάθετο δίκτυωμα όπως τα άλλα 12 υποστυλώματα, με αποτέλεσμα να καταπονούνται από ροπές από κάθετα φορτία λόγω του τρόπου που είναι συνδεδεμένα με τα δικτύωματα-Z

6.2.2 Μέλη ζυγώματος (Δικτυώματα, Δοκοί)

Τα μέλη στο ζύγωμα των κατασκευών είναι αυτά που μεταφέρουν τα φορτία στα υποστυλώματα. Από τα αποτελέσματα φαίνεται ότι τα μέλη δικτυωμάτων στα δομικά συστήματα 1, 2, 3 καταπονούνται κυρίως από αξονικά φορτία και με αμελητέα παρουσία ροπών. Στο δομικό σύστημα 4 η δοκός καταπονείται από αξονικά φορτία λόγω της κλίσης που έχει, και ταυτόχρονα με σημαντικές ροπές.

6.2.3 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Τα μέλη που αποτελούν τους συνδέσμους δυσκαμψίας (υποστυλωμάτων και στέγης) καταπονούνται σε όλα τα μοντέλα (όπου υφίστανται) μόνο με αξονικά φορτία, αφού αποτελούν μέλη δικτυωμάτων.

6.3 Οικονομία

Η οικονομία των δομικών πλαισίων εξαρτάται κυρίως από την ποσότητα υλικού που χρησιμοποιείται. Επίσης εξαρτάται σε δεύτερο βαθμό από το εργατικό κόστος που προκύπτει για την κατασκευή τους το οποίο είναι ανάλογο της πολυπλοκότητας της κατασκευής. Στον πιο κάτω πίνακα φαίνεται η ποσότητα του υλικού σε συνολικό βάρος των διατομών. Η οικονομία τους φαίνεται ότι επηρεάζεται από την πλαισιακή λειτουργία, από τον τύπο ζυγώματος καθώς και από την διεύθυνση που είναι τοποθετημένο το ζύγωμα, γι' αυτό και το δομικό σύστημα 1 προκύπτει ελαφρύτερο από όλα. Το δομικό σύστημα 2 μειονεκτεί ως προς το πρώτο λόγω του ότι το δικτύωμα του είναι τοποθετημένο διεύθυνση με το μεγαλύτερο άνοιγμα. Το δομικό σύστημα 3 μειονεκτεί των προηγούμενων 2 λόγω της λειτουργίας εύκαμπτου πλαισίου και στις δύο διευθύνσεις. Τέλος το δομικό σύστημα 4 μειονεκτεί όλων λόγω της οικονομικά αναποτελεσματικής επιλογής στο ζύγωμα. Αξίζει να αναφερθεί ότι το δομικό σύστημα 4 να μην είναι πολύ πιο ακριβό από τα άλλα ωστόσο η απλότητα της κατασκευής του δύναται να μειώσει τη διαφορά λόγω μικρότερων εργατικών/κατασκευαστικών εξόδων.

Πίνακας 6: Συνολικό βάρος διατομών

ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	1	2	3	4
Συνολικό βάρος διατομών (KN)	331,18	353,51	360,38	427,19
% σε σχέση με ελαφρύτερο	100%	106,7%	108,8%	129%

7 Συμπεράσματα

Στην εφαρμογή που έγινε σε βιομηχανικό κτήριο, μοντελοποιήθηκαν 4 δομικά συστήματα με διαφορές προς τον τύπο τους (εύκαμπτα/δύσκαμπτα). Τα μέλη τους διαστασιολογήθηκαν με τις ελαφρύτερες διατομές που είναι επαρκής κάτω από την επίδραση φορτίων βαρύτητας, επιβαλλόμενου φορτίου, φορτίου ανέμου και σεισμού. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης και της διαστασιολόγησης προκύπτουν τα πιο κάτω συμπεράσματα σχετικά με το θέμα της εργασίας.

Η μεταθετότητα ενός πλαισίου συνοδεύεται από φαινόμενα δεύτερης τάξης στα υποστυλώματα της κατασκευής τα οποία αντιμετωπίζονται αυξάνοντας τα οριζόντια φορτία στη διεύθυνση που υπάρχει η μεταθετότητα. Στην περίπτωση αυτή ουσιαστικά η κατασκευή σχεδιάζεται να αντέχει επιπλέον φορτίο που στην πραγματικότητα δεν υπάρχει, λόγω της αδυναμίας που παρουσιάζει στον περιορισμό των μετακινήσεων.

Η κατάταξη ενός δομικού συστήματος σε μεταθετό ή αμετάθετο πλαίσιο θεωρητικά δεν εξαρτάται από την πλαισιακή λειτουργία του, αλλά από τις μετακινήσεις. Πρακτικά όμως αποδεικνύεται ότι στις πλείστες των περιπτώσεων τα δομικά συστήματα τα οποία αποτελούνται από άκαμπτα πλαίσια περιορίζουν σε πάρα πολύ μεγάλο βαθμό τις μετακινήσεις και πάρα πολύ σπάνια κατατάσσονται ως μεταθετά. Από την άλλη τα δομικά συστήματα που αποτελούνται από εύκαμπτα πλαίσια έχουν πολύ μεγαλύτερες πιθανότητες να καταταχθούν ως μεταθετά, ενώ αν οι διατομές τους είναι μεγαλύτερες από τις απαιτούμενες δύναται να κατατάσσονται ως αμετάθετα. Συνεπώς, είτε επηρεάζονται από φαινόμενα 2^{ης} τάξης, είτε αυξηθούν οι διατομές για να περιοριστούν οι μετακινήσεις και να μην επηρεάζεται η κατασκευή από τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης το αποτέλεσμα και στις δύο περιπτώσεις είναι αντισυμβαλλόμενο για τα εύκαμπτα πλαίσια.

Σχετικά με τα εντατικά μεγέθη που δημιουργούνται στα υποστυλώματα των δύο δομικών συστημάτων, παρατηρούμε ξεκάθαρα από τα αποτελέσματα τα υποστυλώματα που βρίσκονται σε δύσκαμπτα πλαίσια δεν καταπονούνται από τα οριζόντια φορτία αφού αυτά παραλαμβάνονται σχεδόν εξολοκλήρου από τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Άρα αποφεύγονται οι συνδυασμοί καταπονήσεων, κάτι που δεν συμβαίνει στα εύκαμπτα πλαίσια όπου τα υποστυλώματα καταπονούνται ταυτόχρονα από κάθετα και οριζόντια φορτία.

Σχετικά με την συμπεριφορά των δομικών συστημάτων κατά τη διάρκεια της σεισμικής δραστηριότητας, το γεγονός ότι για τα δομικά συστήματα 1, 2 και 4 χρειάζονται να συμπεριληφθούν 19, 19 και 43 ιδιομορφές ώστε η ενεργή μάζα να είναι περισσότερη από 90% και στις δύο κατευθύνσεις δεν είναι κάτι το επιθυμητό. Για το δομικό σύστημα 3 χρειάζονται μόνο 2 ιδιομορφές για να ικανοποιηθεί ο έλεγχος. Για την ικανοποίηση της ενεργής μάζας κατά X σε όλα τα συστήματα χρειάζεται 1 ιδιομορφή. Συνεπώς η συμπεριφορά των δομικών συστημάτων 1 2 και 4 στη διεύθυνση Z δεν δίνει καθαρά την πρώτη ιδιομορφή όπως θα ήταν το ιδανικό, και αυτό χρήζει περαιτέρω μελέτης για να εξακριβωθούν οι λόγοι.

Μέσω της σύγκρισης των δομικών συστημάτων συμπεραίνεται ότι η οικονομία στο σχεδιασμό επηρεάζεται από τη λειτουργία του δομικού συστήματος (εύκαμπτο/δύσκαμπτο), από την διεύθυνση που θα τοποθετηθούν τα ζυγώματα καθώς και από τον τύπο του ζυγώματος (δοκός/δικτύωμα). Επίσης βάση των αποτελεσμάτων η χρήση δικτύματος στο ζύγωμα κρίνεται πολύ οικονομικότερη από την χρήση ολόσωμης δοκού (portal-frame)

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- EN1990. (2002). *Eurocode 0: Basis of structural design.*
- EN1991-1-4. (2005). *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions.*
- EN1998-1 . (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.*
- L Gardner and D A Nethercot. (2005). *Designers Guide to EN1993-1-1.*
- Lam D., Ang T.C., Chiew S.P. (2004). *Structural Steelwork: Design to Limit State Theory .*
- Liew J Y R. (2000). *A Resource for Structural Steel Design and Construction.*
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). *Σηδηρές Κατασκευές: Παραδείγματα Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3.*
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). *Σχεδιασμός Δομικών Έργων απο Χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων.*
- EN1991-1-1. (2002). *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings.*
- EN1993-1-1. (2005). *Eurocode 3: Design of steel structures - Part1-1: General rules for buildings.*
- Ερμόπουλος Ι. (2005). *Ευρωκώδικας 1.*
- Παπαλεοντίου Χ. (2012). *Αριθμητικές Μεθόδοι Ανάλυσης Κατασκευών, ΤΕΠΙΑΚ.*
- Παπαλεοντίου Χ. (2012). *Μεταλλικές Κατασκευές.*
- Χρυσοστόμου Κ. (2012). *Σεισμική Μηχανική, ΤΕΠΙΑΚ.*

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

8 Πληροφορίες για υλικό κατασκευής

Το υλικό κατασκευής όλων των μελών του στατικού φορέα είναι ο δομικός χάλυβας ο οποίος είναι κράμα με βασικό συστατικό το σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα στοιχεία όπως άνθρακα (C), Μαγγάνιο (Mn), Πυρίτιο (Si), Νικέλιο (Ni), Χαλκό (Cu), Χρώμιο (Cr), Μολυβδαίνιο (Mo), Βανάδιο (V), Ζιρκόνιο (Zr), Θείο (S), Φωσφόρο (P). Ο σημερινός δομικός χάλυβας είναι αποτέλεσμα της εξέλιξης του χυτοσιδήρου, ο οποίος στο πέρασμα του χρόνου δέχτηκε αλλαγές στη χημική του σύσταση, κυρίως μείωση της περιεκτικότητας του σε άνθρακα και πυρίτιο και αύξηση της περιεκτικότητας του σε θείο και μαγγάνιο. Οι αλλαγές αυτές στις περιεκτικότητες των στοιχείων παρέχουν στο χάλυβα καλύτερες μηχανικές και φυσικές ιδιότητες όπως μεγαλύτερη μηχανική αντοχή, μεγαλύτερη πλαστιμότητα, ολκιμότητα, καλύτερη ικανότητα συγκόλλησης, μικρότερη ευαισθησία στη διάβρωση κλπ.

Ο δομικός χάλυβας ως υλικό κατασκευής προσφέρει τα πιο κάτω πλεονεκτήματα:

- Μεγάλη μηχανική αντοχή ως προς το ίδιο βάρος του υλικό. Αυτό έχει αλυσιδωτές επιδράσεις σε άλλους παράγοντες του σχεδιασμού όπως:
 - Το μικρότερο βάρος της κατασκευής, το οποίο με τη σειρά του δίνει μικρότερες αδρανειακές δυνάμεις κατά τη σεισμική δραστηριότητα
 - Επιτρέπει στο μηχανικό τη χρήση λιγότερου σχετικά υλικού και μικρότερων διατομών γεγονός που παρέχει οικονομία χώρου και κάνει το χάλυβα συμβατό σε κατασκευές με ιδιαίτερες αρχιτεκτονικές απαιτήσεις
 - Δυνατότητα κάλυψης μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεσα υποστυλώματα (π.χ. γέφυρες)
- Ομογένεια υλικού, δηλαδή η ύπαρξη σταθερών χαρακτηριστικών σε κάθε σημείο της μάζας του γεγονός που επαληθεύει όλες τις παραδοχές της ανάλυσης και της αντοχής. Η επιρροή που ασκεί το συγκεκριμένο πλεονέκτημα στο σχεδιασμό μπορεί να γίνει κατανοητή από τις τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας γ_{M0} και γ_{M1} οι οποίοι ισούνται με τη μονάδα.
- Ελεγχόμενη ποιότητα υλικού λόγω κατασκευής στη βιομηχανία

- Ελαστικότητα ακόμα και σε σχετικά μεγάλες τάσεις
- Ολκιμότητα η οποία επιτρέπει στο υλικό να υπόκειται μεγάλες παραμορφώσεις πριν την ψαθυρή του θραύση. Λόγω της ιδιότητας αυτής δίνεται η δυνατότητα της πρόληψης ενδεχόμενης αστοχίας εάν παρατηρηθούν μεγάλες παραμορφώσεις.
- Ταχύτητα κατασκευής δεδομένου ότι το μεγαλύτερο μέρος των μελών ετοιμάζεται στο εργοστάσιο και καταφθάνει στο εργοτάξιο για την σύνδεση των μελών με κοχλίες, πλην των περιπτώσεων που απαιτούνται επί τόπου συγκολλήσεις.
- Ευελιξία στο σχεδιασμό και δυνατότητα συνύπαρξης με άλλες υπηρεσίες, όπως ηλεκτρομηχανολογικές υπηρεσίες διαμέσου οπών στα μέλη
- Δυνατότητα αλλαγής τυχόν προβληματικού μέλους εφόσον ο σχεδιασμός το προνοεί.
- Επαναχρησιμοποίηση υλικού μετά την ολοκλήρωση του κύκλου ζωής

Πέρα από τα πλεονεκτήματα, στη χρήση του δομικού χάλυβα υπάρχουν και μειονεκτήματα όπως:

- Μείωση των αντοχών του σε ψηλές θερμοκρασίες γεγονός που απαιτεί τη πυροπροστασία του υλικού.
- Ευαισθησία του σε φαινόμενα αστάθειας (λυγισμός, στρεπτοκαμπτικός λυγισμός) και σε δονήσεις. Αυτό συμβαίνει λόγω των μικρών διατομών που επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν δεδομένης της μεγάλης αντοχής του υλικού. Προβλήματα αυτής της φύσεως αντιμετωπίζονται είτε με αύξηση διατομών είτε με προσθήκη μελών για παροχή πλευρικής ευστάθειας.
- Κόπωση υλικού μετά από σειρά επαναλαμβανόμενων φορτίσεων

Η ποιότητα του δομικού χάλυβα ποικίλει και έχει σχέση με την αντοχή του. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 οι ονομαστικές τιμές τάσης διαρροής και οριακής εφελκυστικής τάσης του χάλυβα για το σχεδιασμό των κατασκευών δίνονται στον πιο κάτω πίνακα, αναλόγως του προτύπου με το οποίο συμμορφώνεται η διατομή, και του μέγιστου πάχους πλακολωρίδας:

Πίνακας 7: Ονομαστικές τιμές τάσης διαρροής f_y και οριακής εφελκυστικής τάσης f_u για εν θερμώ εξηλασμένους χάλυβες

Standard and steel grade	Nominal thickness of the element 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 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
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Πίνακας 8: Ονομαστικές τιμές τάσης διαρροής f_y και οριακής εφελκυστικής τάσης f_u για δομικό χάλυβα κοιλοδοκών (κατά EN10210 – εν θερμώ εξηλασμένων και EN10210 – εν ψυχρώ διαμορφωμένων)

Standard and steel grade	Nominal thickness of the element 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 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NHL	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

Οι τιμές σχεδιασμού των χαρακτηριστικών του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιούνται στο σχεδιασμό είναι:

- Μέτρο ελαστικότητας $E = 210000 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$
- Μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$
- Λόγος Poisson (στην ελαστική περιοχή) $\nu = 0,3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
- Πυκνότητα $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

9 Αναλυτικοί υπολογισμοί φορτίσεων

9.1 Φορτία ανέμου

Το φορτίο ανέμου υπολογίστηκε με βάση τον μέρος 4 του Ευρωκώδικα 1 (EN1991-1-4).

A. Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής

$$\text{Βασική ταχύτητα ανέμου } V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 30 \text{ m/s} \quad (4.1)$$

όπου:

$V_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου από το εθνικό προσάρτημα της Κύπρου, ίση με 30 m/s

C_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης, ίσος με 1,0

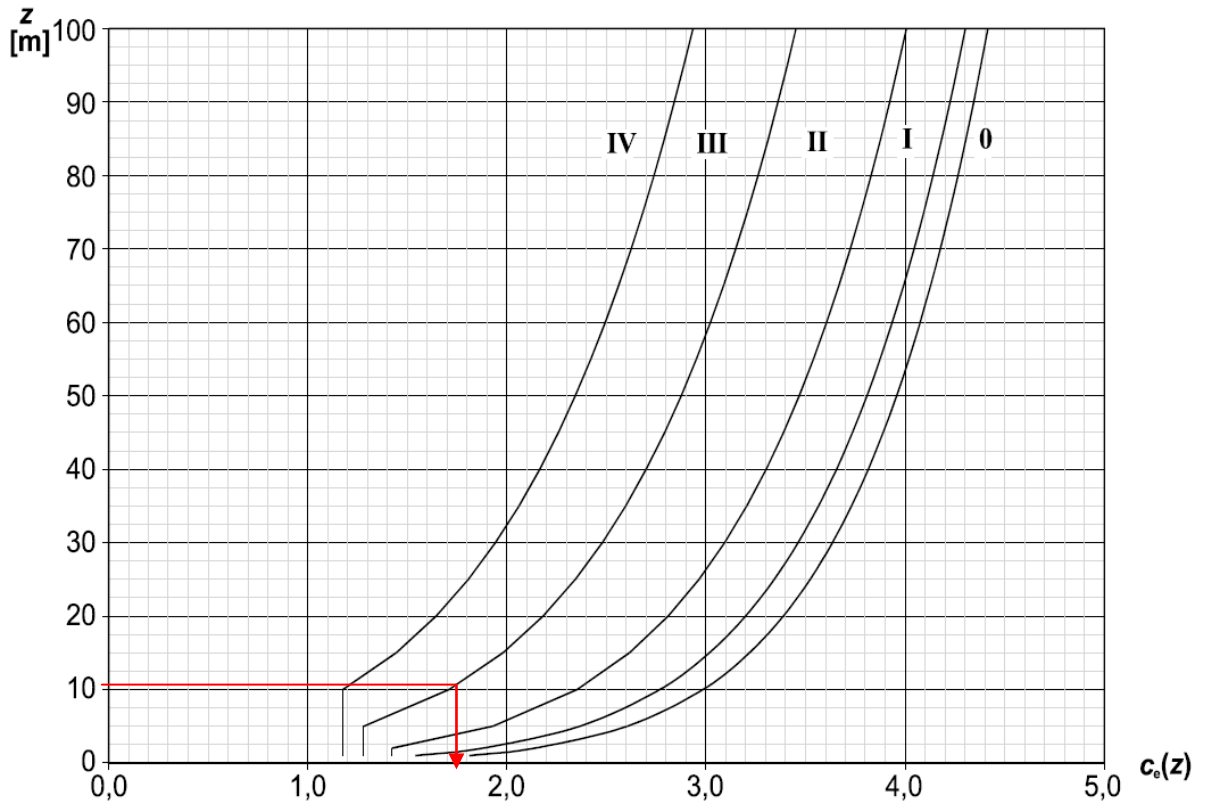
C_{season} είναι ο συντελεστής εποχής είναι ίσος με 1,0

$$\text{Βασική πίεση } q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot V_b^2 = 0,5625 \text{ KN/m}^2 \quad (4.10)$$

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, ίση με 1,25 kg/m³

Ο συντελεστής έκθεσης είναι $c_e(z) = 1,74$, από πιο κάτω σχήμα, με ύψος αναφοράς $z = 10,5 \text{ m}$, $c_0 = 1,0$, $k_1 = 1,0$, και έδαφος κατηγορίας II (Κατηγορία II - Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων)

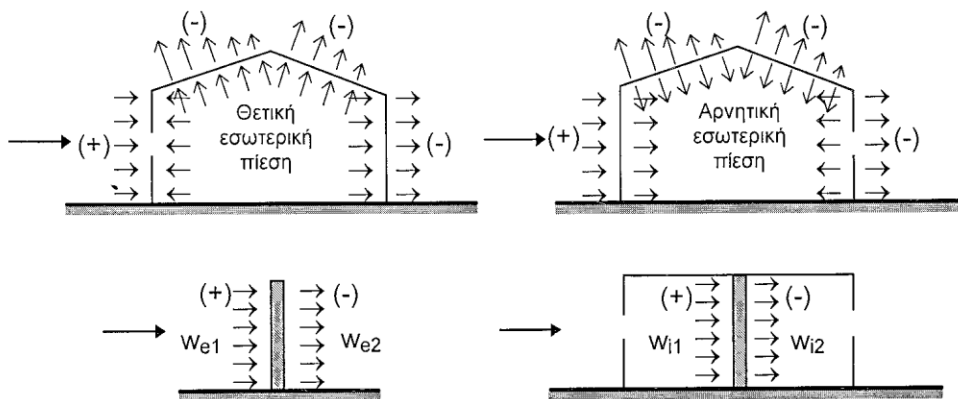


Σχήμα 32: Τιμές του συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_0 = 1,0$ και $k_1 = 1,0$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι $q_p(z) = c_e(z) \cdot \underline{q_b} = \underline{0.98 \text{ KN/m}^2}$ (4.8)

B. Σύμβαση πρόσημου

Η σύμβαση θετικού και αρνητικού πρόσημου για τις εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις υποδεικνύεται στο πιο κάτω σχήμα.



Σχήμα 33: Σύμβαση πρόσημου για τις πιέσεις που ασκεί ο άνεμος στις επιφάνειες

Γ. Υπολογισμός αεροδυναμικών συντελεστών εξωτερικής και εσωτερικής πίεσης c_{pe} / c_{pi}

Το μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1 περιέχει τους τη μεθοδολογία για τον υπολογισμό των αεροδυναμικών συντελεστών εσωτερικής και εξωτερικής πίεσης σε κτίρια. Οι αεροδυναμικοί συντελεστές πολλαπλασιαζόμενοι με την πίεση αιχμής δίνουν τις τελικές πιέσεις στο κτίριο σύμφωνα με τις εξισώσεις 5.1 και 5.2

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (5.1)$$

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (5.2)$$

όπου:

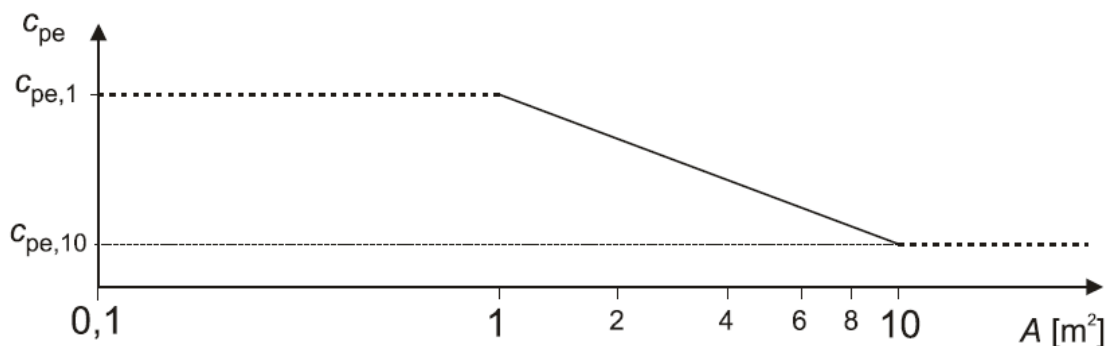
w_e, w_i είναι οι τελικές πιέσεις (εσωτερικές και εσωτερικές)

$q_p(z_e), q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

c_{pe}, c_{pi} είναι οι αεροδυναμικοί συντελεστές εσωτερικής και εσωτερικής πίεσης

Δ. Υπολογισμός συντελεστών εξωτερικής πίεσης

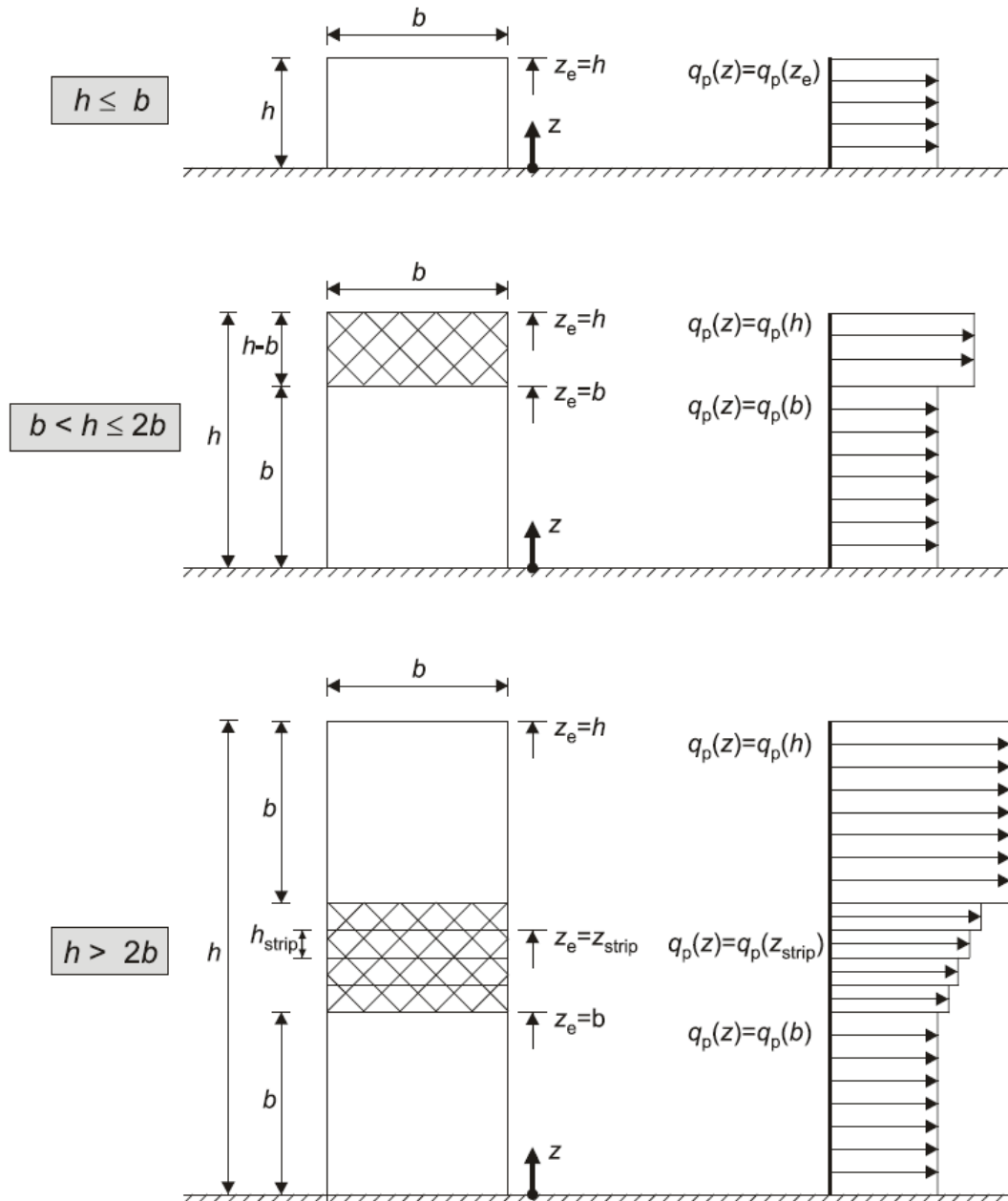
Το μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1 δίνει τις τιμές $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ αναλόγως με το εμβαδόν της επιφάνειας που έχουμε. Για επιφάνειες με εμβαδό μικρότερο ή ίσο με 1 m^2 ισχύει το $c_{pe,1}$, ενώ για επιφάνειες με εμβαδό 10 m^2 ή μεγαλύτερο ισχύει το $c_{pe,10}$. Για εμβαδόν επιφανειών το οποίο εμπίπτει ενδιάμεσα του 1 και 10 m^2 ο αεροδυναμικός συντελεστής υπολογίζεται από το πιο κάτω σχήμα ή την εξίσωση $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A$



Σχήμα 34: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A

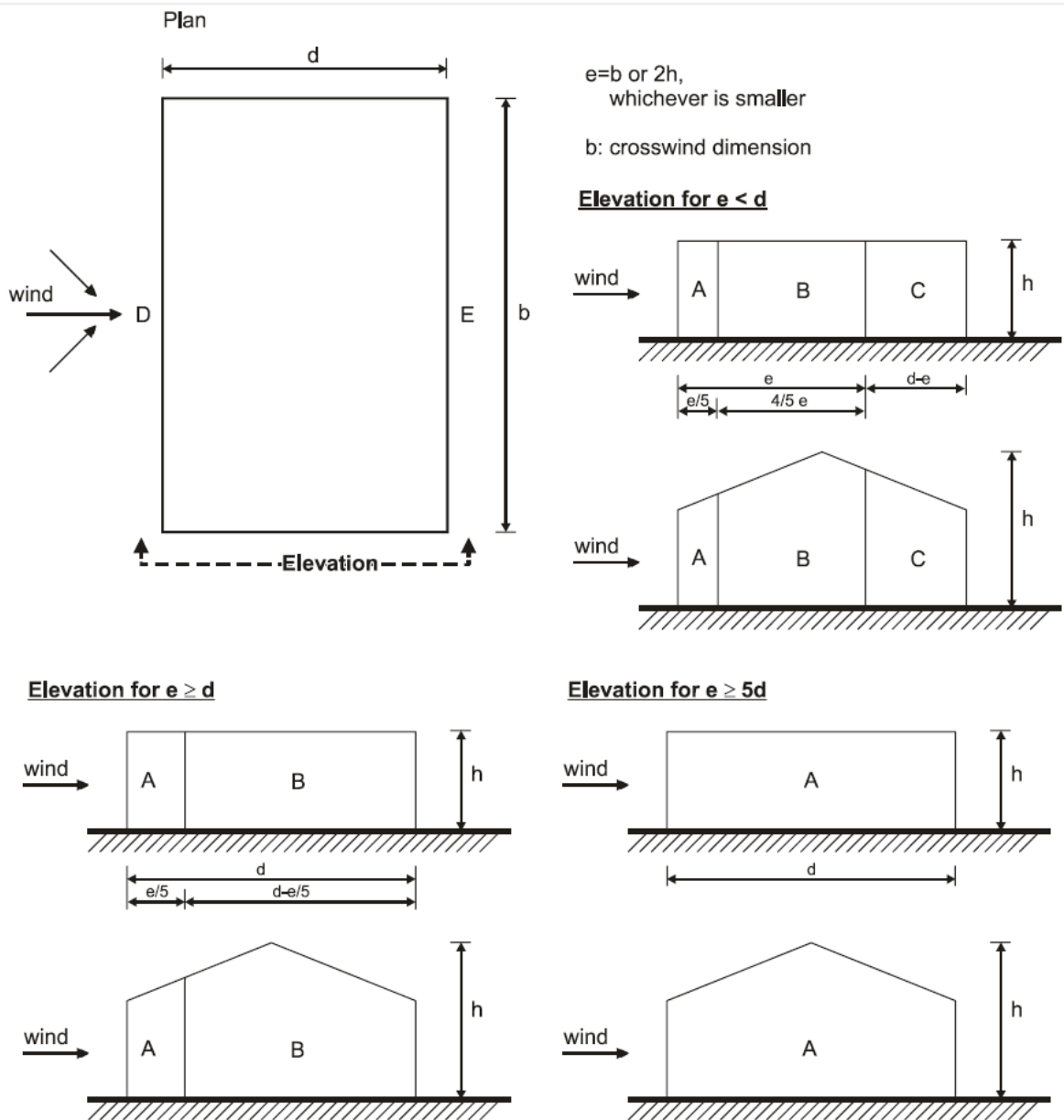
Δ1. Συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε κατακόρυφους τοίχους

Η μορφή της κατανομής της πίεσης καθ' ύψος καθώς και το ύψος αναφοράς z_e εξαρτώνται από τη σχέση b και h . Στο υπό μελέτη κτίριο έχουμε $h=10,5\text{m}$ και $b=35\text{m}$ οπότε για $h \leq b$ ισχύει το πιο κάτω σχήμα και το ύψος αναφοράς $z_e = 10,5 \text{ m}$. Η κατανομή των πιέσεων γίνεται ομοιόμορφα καθ' ύψος.



Σχήμα 35: Ύψος αναφοράς z_e συναρτήσει των h και b , και κατανομή πιέσεων

(α) Άνεμος κατά X ($\theta = 0^\circ$)



Σχήμα 36: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 9: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους

Zone	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Από το πιο πάνω σχήμα ισχύει $e = \min(b ; 2h) = \min (35 ; 2 \times 10,5) = 21 \text{ m}$

$d = 30 \text{ m}$, άρα $e < d$ και η κατανομή στους τοίχους γίνεται στις επιφάνειες A, B και C όπως το σχήμα. Απόσταση $A = e/5 = 4,2\text{m}$, $B = 4e/5 = 16,8$, $C = 30 - 21 = 9 \text{ m}$

Όλες οι επιφάνειες είναι μεγαλύτερες από 10 m^2 άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$

Οι αεροδυναμικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για τις 5 επιφάνειες δίνονται στον πιο πάνω πίνακα αναλόγως τις τιμές h/d , όπου στη περίπτωση μας είναι $10,5/30 = 0,35 \approx 0,25$

Άρα οι αεροδυναμικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι πιέσεις για κάθε επιφάνεια είναι

	Επιφάνεια				
	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3
$w_e (\text{KN/m}^2)$	-1,18	-0,78	-0,49	+0,69	-0,29

(β) Άνεμος κατά Z ($\theta = 90^\circ$)

Με το ίδιο σκεπτικό έχουμε

$e = \min(b ; 2h) = \min (30 ; 2 \times 10,5) = 21 \text{ m}$

$d = 35 \text{ m}$, άρα $e < d$ και η κατανομή στους τοίχους γίνεται στις επιφάνειες A, B και C όπως το σχήμα. Απόσταση $A = e/5 = 4,2\text{m}$, $B = 4e/5 = 16,8$, $C = 35 - 21 = 14 \text{ m}$

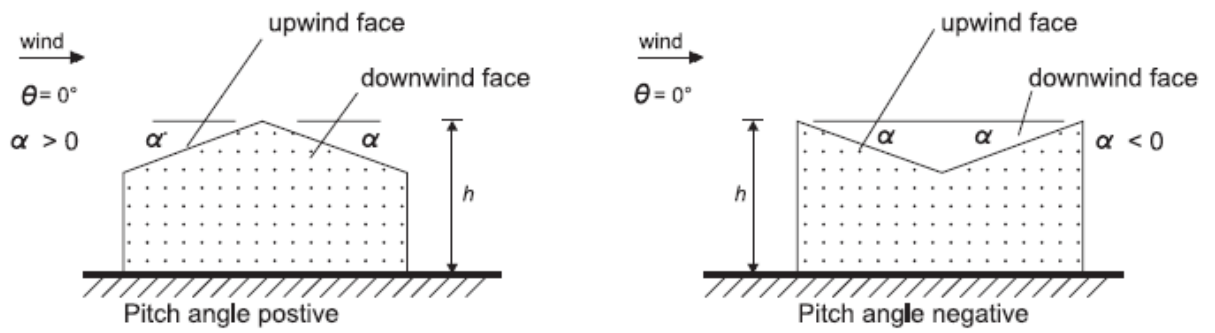
Όλες οι επιφάνειες είναι μεγαλύτερες από 10 m^2 άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$

Οι αεροδυναμικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για τις 5 επιφάνειες δίνονται στον πιο πάνω πίνακα αναλόγως τις τιμές h/d , όπου στη περίπτωση μας είναι $10,5/35 = 0,30 \approx 0,25$

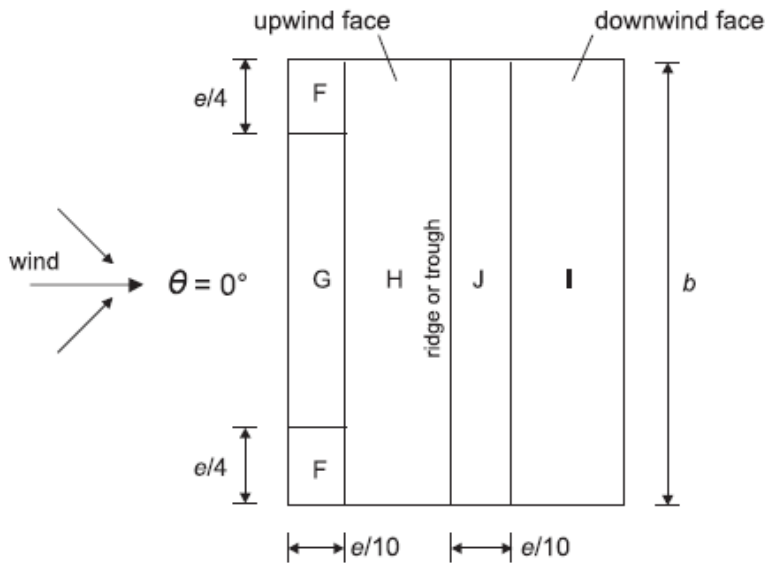
Άρα οι αεροδυναμικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι πιέσεις για κάθε επιφάνεια είναι

	Επιφάνεια				
	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3
$w_e (\text{KN/m}^2)$	-1,18	-0,78	-0,49	+0,69	-0,29

Δ2. Συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε δικλινείς στέγες



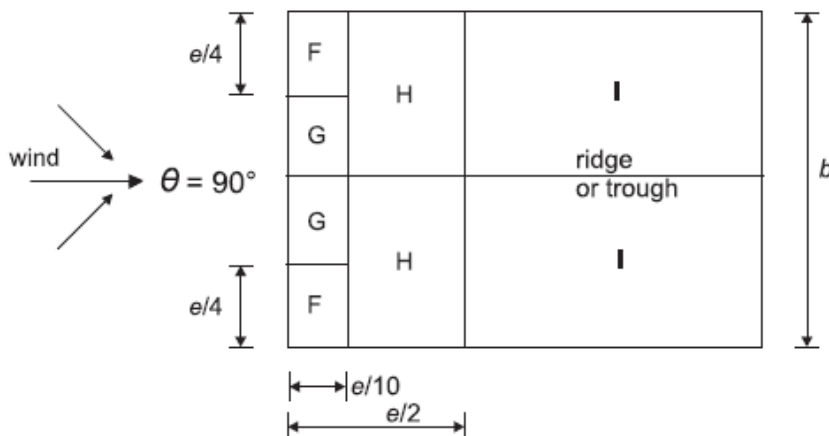
(a) general



(b) wind direction $\theta = 0^\circ$

$e = b$ or $2h$
whichever is smaller

b : crosswind dimension



Σχήμα 37: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

Πίνακας 10: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε δικλινείς στέγες για $\Theta=0^\circ$ και $\Theta=90^\circ$

Pitch Angle α	Zone for wind direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0		-0,6		-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Pitch angle α	Zone for wind direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

(α) Άνεμος κατά X ($\theta = 0^\circ$)

$$e = \min (35 ; 2 \times 10,5) = 21 \text{ m}$$

$$\text{Αποστάσεις } e/4 = 5,25 \text{ m} , \quad e/10 = 2,1$$

Όλες οι επιφάνειες είναι μεγαλύτερες από 10m^2 άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$

Οι αεροδυναμικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για τις 5 επιφάνειες δίνονται στον πιο πάνω πίνακα αναλόγως της κλίσης της οροφής που στη περίπτωση μας είναι $5,71^\circ \approx 5^\circ$

Άρα οι αεροδυναμικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι πιέσεις για κάθε επιφάνεια είναι

	Επιφάνεια				
	F	G	H	I	J
c_{pe}	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6
$w_e (\text{KN/m}^2)$	-1,67	-1,18	-0,59	-0,59	-0,59

(β) Άνεμος κατά Z ($\theta = 90^\circ$)

$$e = \min (30 ; 2 \times 10,5) = 21 \text{ m}$$

$$\text{Αποστάσεις } e/4 = 5,25 \text{ m} , \quad e/10 = 2,1$$

Όλες οι επιφάνειες είναι μεγαλύτερες από 10m^2 άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$

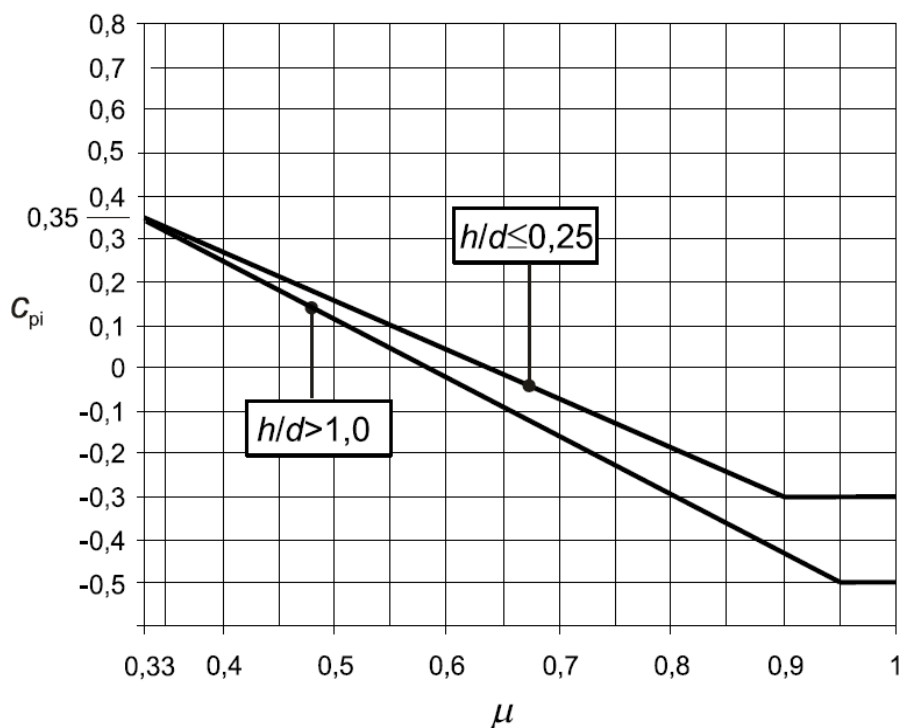
Οι αεροδυναμικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για τις 5 επιφάνειες δίνονται στον πιο πάνω πίνακα αναλόγως της κλίσης της οροφής που στη περίπτωση μας είναι $5,71^\circ \approx 5^\circ$

Άρα οι αεροδυναμικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι πιέσεις για κάθε επιφάνεια είναι

	Επιφάνεια			
	F	G	H	I
c_{pe}	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
$w_e (\text{KN/m}^2)$	-1,57	-1,27	-0,69	-0,59

Ε. Υπολογισμός συντελεστών εσωτερικής πίεσης

Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με τη εξωτερική πίεση. Σύμφωνα με το μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου.



Σχήμα 38: Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα

Όπου μ είναι ο λόγος της επιφάνειας των ανοιγμάτων με αρνητικό ή μηδενικό συντελεστή εξωτερικής πίεσης, ως προς την επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων.

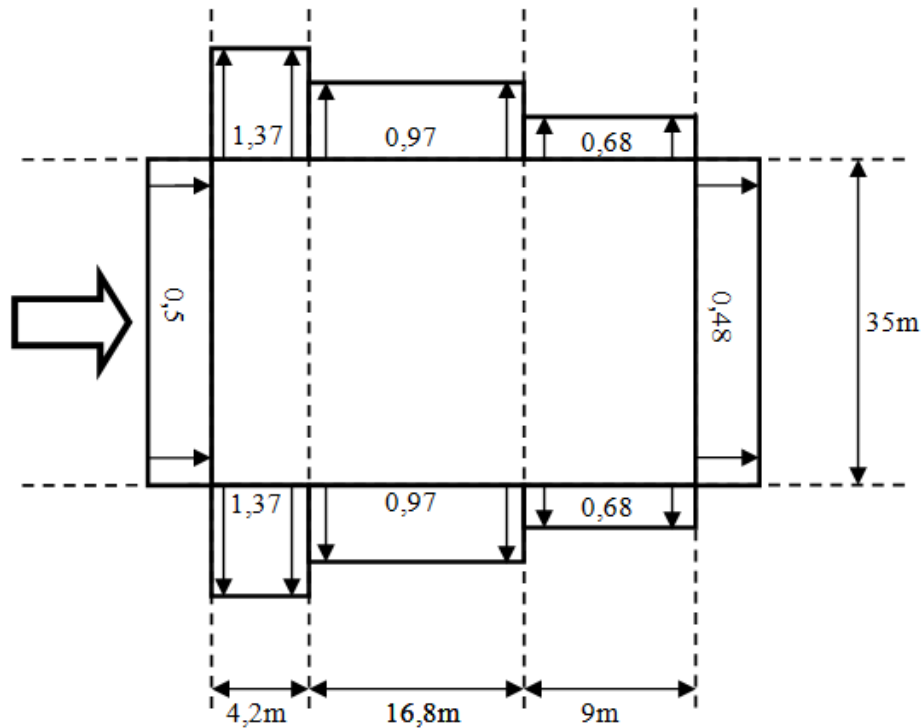
Το πιο πάνω σχήμα δίνει τιμές του συντελεστή εσωτερικής πίεσης c_{pi} όταν είναι δυνατό να υπολογιστεί ο συντελεστής μ .

Σε περιπτώσεις όπου τα ανοίγματα είναι δύσκολο να οριστούν ο κώδικας επιτρέπει την επιλογή συντελεστών εσωτερικής πίεσης μεταξύ των τιμών -0,3 ή +0,2 (όποιο από τα δύο είναι το πιο δυσμενές). Οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης -0,3 και +0,2 δημιουργούν εσωτερική πίεση $-0,29 \text{ KN/m}^2$ και $+0,19 \text{ KN/m}^2$ αντίστοιχα.

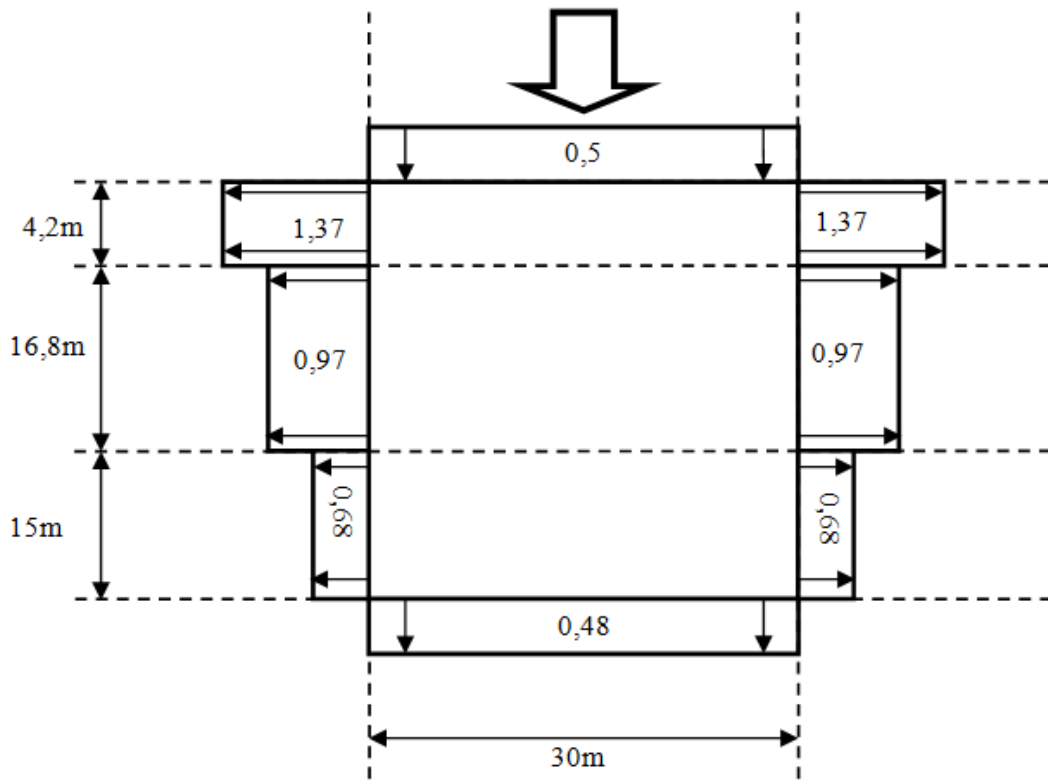
Στη περίπτωση μας το δυσμενέστερο αποτέλεσμα δίνεται από την εσωτερική πίεση +0,2, και δρα σε όλους τους κατακόρυφους τοίχους και στη στέγη.

ΣΤ. Τελικές πιέσεις στις επιφάνειες

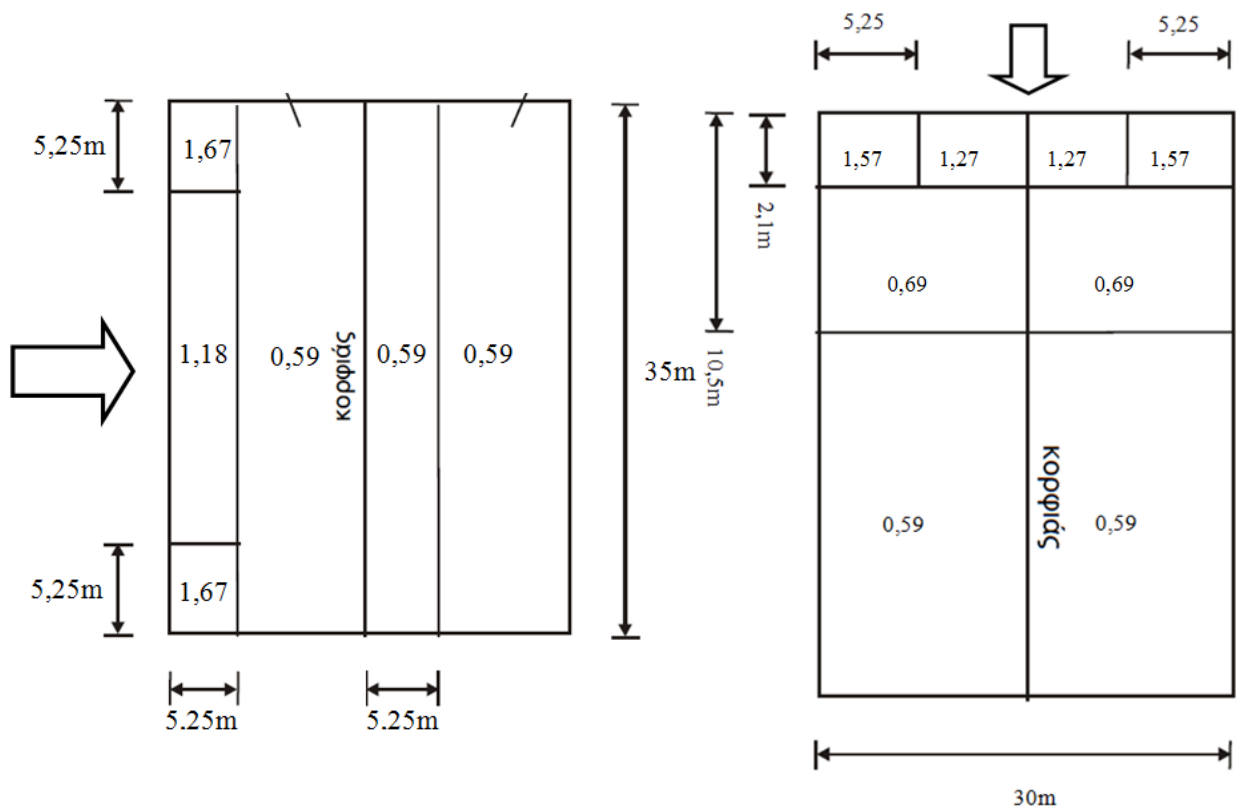
Υπολογίζοντας τις εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις στις επιφάνειες των κατακόρυφων τοίχων και της στέγης για γωνίες $\Theta=0^\circ$ και $\Theta=90^\circ$ (κατά X και κατά Z) είμαστε σε θέση να σχηματίσουμε τα διαγράμματα τελικών πιέσεων στις επιφάνειες του κτιρίου προσθέτοντας τις αλγεβρικά. Τα διαγράμματα τελικών πιέσεων στις επιφάνειες του κτιρίου φαίνονται πιο κάτω:



Σχήμα 39: Τελικές πιέσεις σε KN/m^2 για κατακόρυφους τοίχους για $\Theta=0^\circ$



Σχήμα 40: Τελικές πιέσεις σε KN/m^2 για κατακόρυφους τοίχους για $\Theta=90^\circ$



Σχήμα 41: Τελικές πιέσεις στέγης σε KN/m^2 για $\Theta=0^\circ$ και $\Theta=90^\circ$

9.2 Σεισμικά φορτία

Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του, το έδαφος θεμελίωσης κατηγοριοποιείται σύμφωνα με τον πιο κάτω πίνακα:

Πίνακας 11: Κατηγορίες Εδαφών

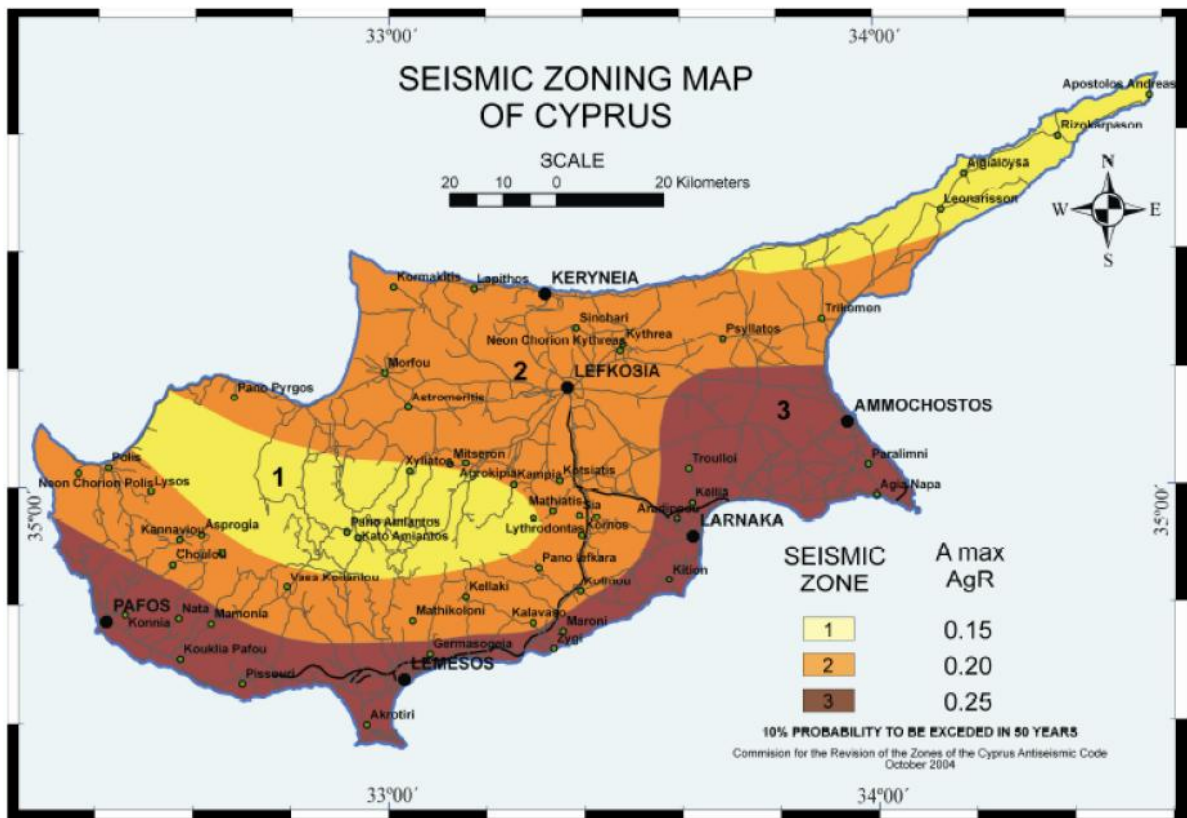
Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχους που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Αναλόγως της κατηγορίας εδάφους προκύπτουν οι τιμές των S , T_B , T_C , T_D

Πίνακας 12: Τιμές S , T_B , T_C , T_D

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού υπολογίζεται από τον πιο κάτω χάρτη και πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή σπουδαιότητας του κτηρίου (Πίνακας 13)



Σχήμα 42: Χάρτης σεισμικών ζωνών Κύπρου

Πίνακας 13: Συντελεστής σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Συντελεστής Σπουδαιότητας, γ_I
I	0,8
II	1,0
III	1,2
IV	1,4

Ανάλογα με τον τύπο του δομικού συστήματος και της κατηγορίας πλαστιμότητας που θα επιλεγεί προκύπτει ο συντελεστής συμπεριφοράς q από τον πιο κάτω πίνακα:

Πίνακας 14: Συντελεστής συμπεριφοράς q

STRUCTURAL TYPE	Ductility Class	
	DCM	DCH
a) Moment resisting frames	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
b) Frame with concentric bracings		
Diagonal bracings	4	4
V-bracings	2	2,5
c) Frame with eccentric bracings	4	$5\alpha_w/\alpha_1$

Ο υπολογισμός του φάσματος προκύπτει από τις εξισώσεις του Ευρωκώδικα 8 χρησιμοποιώντας τις πιο πάνω τιμές.

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

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

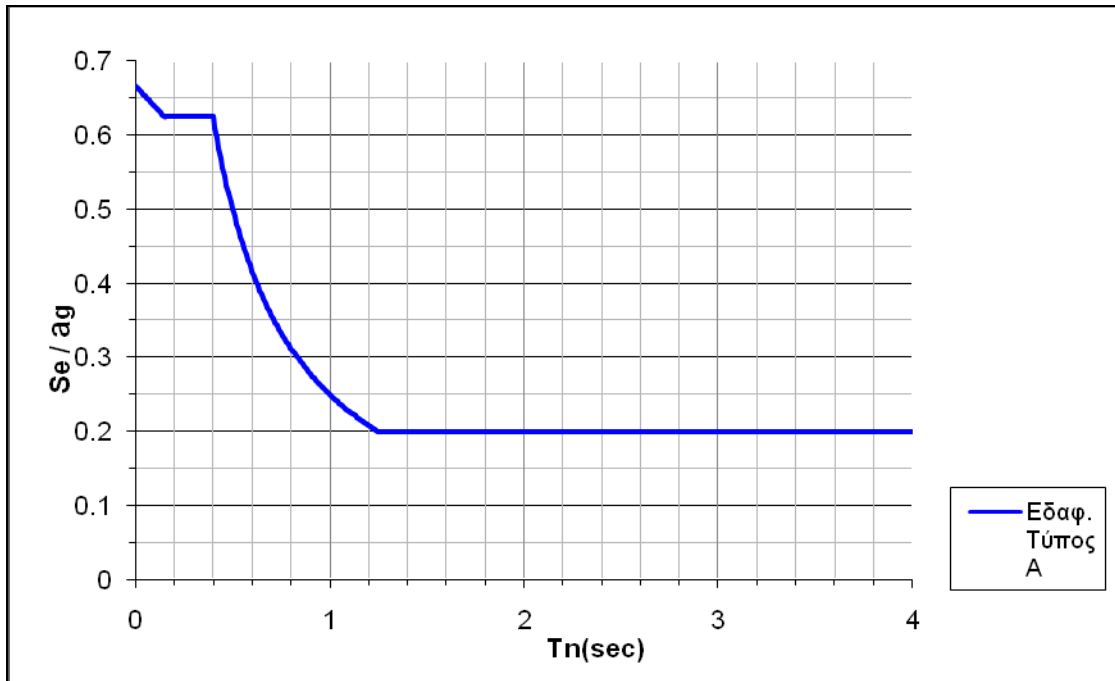
$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

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

* β είναι η κατώτερη τιμή του φάσματος (συνιστάται να παίρνεται ως 0,2)

Πιο κάτω φαίνεται το φάσμα σχεδιασμού για:

- Έδαφος τύπου A
- Συντελεστή σπουδαιότητας II (κανονικό κτίριο)
- Εδαφική επιτάχυνση 0,25g
- Συντελεστή συμπεριφοράς 4 (κατηγορία πλαστιμότητας μέση, εύκαμπτο πλαίσιο ή δύσκαμπτο με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα)



Σχήμα 43: Φάσμα σχεδιασμού για $q=4$ και $\alpha_g=1$

Οι τιμές από το πιο πάνω φάσμα είναι ανά α_g . Η τελική τιμή για κάθε ιδιομορφή δίδεται πολλαπλασιάζοντας την τιμή από το σχήμα με την εδαφική επιτάχυνση 0,25g και με τον συντελεστή σπουδαιότητας που είναι 1,0.

Αναλόγως της κατηγορίας πλαστιμότητας και του συντελεστή q που επιλέχθηκαν καθορίζονται οι επιτρεπόμενες κλάσεις διατομών για το σχεδιασμό.

Ductility class	Reference value of behaviour factor q	Required cross-sectional class
DCM	$1,5 < q \leq 2$	class 1, 2 or 3
	$2 < q \leq 4$	class 1 or 2
DCH	$q > 4$	class 1

Σχήμα 44: Περιορισμός κλάσης διατομής

10 Έλεγχοι για το σχεδιασμό μελών

Για κάθε μέλος της κατασκευής πρέπει να ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι σύμφωνα με το μέρος 1-1 του Ευρωκώδικα 3.

10.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας - Έλεγχοι σε επίπεδο διατομής

Οι έλεγχοι σε επίπεδο διατομής αφορούν τις ικανότητες ενός μέλους να παραλαμβάνει τα εντατικά μεγέθη που εξασκούνται σε κάθε σημείο, δηλαδή σε κάθε διατομή. Το επιθυμητό είναι οι δυνάμεις σχεδιασμού να είναι πάντα μικρότερες από αυτές της αντίστασης του κάθε μέλους.

10.1.1 Ταξινόμηση διατομής

Για να μπορεί μία διατομή να αναπτύξει εκείνες τις εσωτερικές δυνάμεις οι οποίες θα φέρουν το υλικό της στις οριακές τάσεις (πλαστικοποίηση), πρέπει να εξασφαλιστεί ότι δεν θα υποστεί τοπικό λυγισμό μέχρι να φτάσει στο σημείο αυτό. Σε περίπτωση που η διατομή υποστεί τοπικό λυγισμό πριν το υλικό της φθάσει σε οριακές τάσεις, τότε σίγουρα η αντίσταση της δεν είναι η μέγιστη που μπορεί να είχε, και μειώνεται/περιορίζεται λόγω της γεωμετρίας της. Υπάρχουν 4 κλάσεις διατομών με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

Κλάση 1: Είναι οι διατομές που μπορούν να σχηματίσουν πλαστικές αρθρώσεις και έχουν την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.

Κλάση 2: Είναι οι διατομές που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.

Κλάση 3: Είναι οι διατομές στις οποίες η ακραία ίνα του χαλύβδινου μέλους μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, αλλά τοπικός λυγισμός περιορίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

Κλάση 4: Είναι οι διατομές οι οποίες υπόκεινται σε τοπικό λυγισμό πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε οποιοδήποτε σημείο της διατομής.

Σημείωση: Η διατομή ταξινομείται ολόκληρη με την κλάση της χειρότερης πλακολορίδας.

Στη πρώτη στήλη του πιο κάτω σχήματος φαίνεται μια γραφική απεικόνιση της στρωφικής ικανότητας των διατομών συναρτήσει με την ροπή αντίστασης, καθώς και το σημείο που συμβαίνει ο τοπικός λυγισμός. Είναι ξεκάθαρο ότι μετά από περίπτωση τοπικού λυγισμού η ροπή αντίστασης μειώνεται αισθητά, και ακολούθως υπάρχει η τελική αστοχία. Στην δεύτερη στήλη φαίνεται το διάγραμμα τάσεων το οποίο θεωρούμε ότι μπορεί να αναπτυχθεί στη διατομή το οποίο καθορίζει και την αντίσταση η οποία χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό. Στη τρίτη στήλη φαίνεται η στρωφική ικανότητα της διατομής.

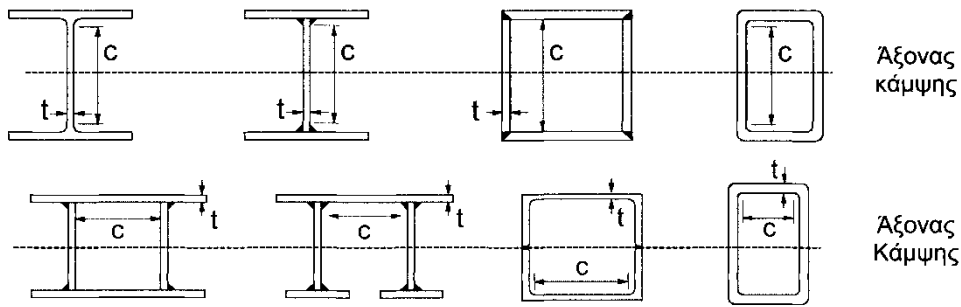
Μοντέλο Συμπεριφοράς	Ροπή Αντοχής	Στρωφική Ικανότητα	Κατηγορία
	Πλαστική ροπή της πλήρους διατομής 	Επαρκής 	1
	Πλαστική ροπή της πλήρους διατομής 	Περιορισμένη 	2
	Ελαστική ροπή της πλήρους διατομής 	Καμία 	3
	Ελαστική ροπή της ενεργού διατομής $\sigma < f_y$ 	Καμία 	4

M_{el} ελαστική ροπή αντοχής της διατομής
 M_{pl} πλαστική ροπή αντοχής της διατομής
 M δρώσα ροπή
 Φ στροφή (καμπυλότητα) της διατομής
 Φ_{pl} στροφή (καμπυλότητα) της διατομής απαιτούμενη για να προκαλέσει πλήρη πλαστική κατανομή τάσεων στη διατομή

Σχήμα 45: Γραφική απεικόνιση στρωφικής ικανότητας - ροπής αντίστασης για τις 4 κλάσεις

Οι διατομές σύμφωνα με τα πιο κάτω σχήματα ταξινομούνται σε κλάσεις αναλόγως:

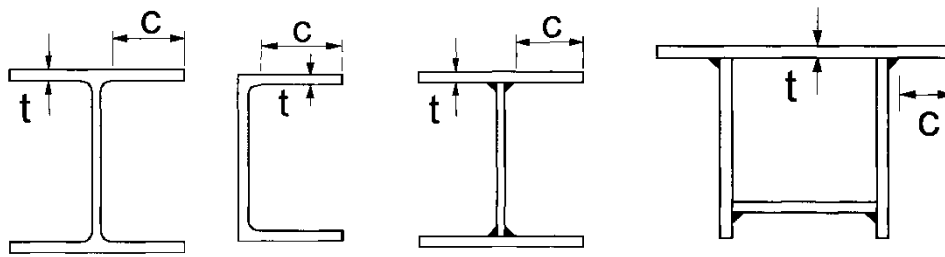
- (α) της λυγηρότητας των πλακολωρίδων που τις αποτελούν (λόγος c/t)
- (β) των συνθηκών στήριξης των πλακολωρίδων που τις αποτελούν (προεξέχων ή εσωτερικό)
- (γ) του είδους φόρτισης (θλίψη, κάμψη, συνδυασμός θλίψης και κάμψης)
- (δ) του τρόπου κατασκευής της διατομής (ελατή, συγκολλητή)
- (ε) της ποιότητας χάλυβα της διατομής, f_y



Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1^*)$: $c/t \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_y > f_y/E$

Σχήμα 46: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους για εσωτερικά τμήματα



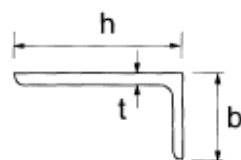
Ελατές διατομές

Συγκολλητές διατομές

Κατηγορία	Στοιχείο υπό θλίψη	Στοιχείο υπό κάμψη και θλίψη	
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό
Πλαστική κατανομή τάσεων στο στοιχείο (θλίψη θετική)			
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Ελαστική κατανομή τάσεων στο στοιχείο (θλίψη θετική)			
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_0}$ Για k_0 βλέπε EN 1993-1-5	

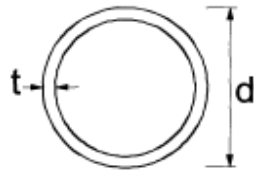
Σχήμα 47: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους για προεξέχοντα τμήματα

Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα στοιχεία" (βλέπε Πίν. 2.4β)



Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία

Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)	
3	$h/t \leq 15\epsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$

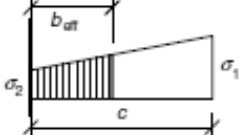
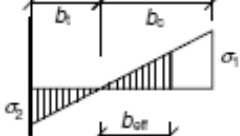
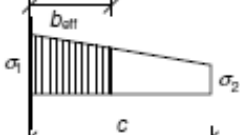
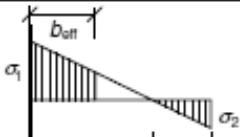


Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
	Σημείωση: Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Σχήμα 48: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους για γωνιακά και σωληνοτά τμήματα

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor k_{σ}	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Σχήμα 49: Υπολογισμός k_{σ} για εσωτερικά τμήματα

Stress distribution (compression positive)		Effective ^P width b_{eff}			
		$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	

Σχήμα 50: Υπολογισμός k_σ για προεξέχοντα τμήματα

Είναι σημαντικό να γνωρίζουμε ότι κατά το σχεδιασμό ο Ευρωκώδικας 8 καθορίζει τις κλάσεις που επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν αναλόγως του συντελεστή συμπεριφοράς q

Ductility class	Reference value of behaviour factor q	Required cross-sectional class
DCM	$1,5 < q \leq 2$	class 1, 2 or 3
	$2 < q \leq 4$	class 1 or 2
DCH	$q > 4$	class 1

Σχήμα 51: Καθορισμός κλάσης διατομής σύμφωνα με συντελεστή συμπεριφοράς q

Άρα στα μοντέλα μας επιτρέπεται να χρησιμοποιήσουμε κλάσεις διατομών 1 ή 2.

10.1.2 Εφελκυσμός

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Για διατομές χωρίς οπές η τιμή της αντοχής σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ είναι:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Όπου:

A είναι το εμβαδόν της διατομής

f_y είναι το όριο διαρροής του χάλυβα (τάση)

γ_{M0} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα, ίσος με 1,0

Για διατομές με οπές η τιμή της αντοχής σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ είναι η μικρότερη από:

(α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής, $N_{pl,Rd}$

(β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις των οπών, $N_{u,Rd}$ η οποία είναι:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Όπου:

f_u είναι τάση θραύσης του χάλυβα

γ_{M2} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση, ίσος με 1,25

A_{net} είναι το εμβαδόν της καθαρής διατομής

10.1.3 Θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Η τιμή της αντοχής σχεδιασμού σε θλίψη $N_{c,Rd}$ είναι:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κλάσης 1, 2, 3}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κλάσης 4}$$

Όπου:

A είναι το εμβαδόν της διατομής

f_y είναι το όριο διαρροής του χάλυβα (τάση)

γ_{M0} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα, ίσος με 1,0

A_{eff} είναι το εμβαδόν της ενεργού διατομής για διατομές κλάσης 4

10.1.4 Μονοαξονική κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Η τιμή της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή κάμψης $M_{c,Rd}$ είναι:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κλάσης 1, 2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κλάσης 3}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κλάσης 4}$$

Όπου:

f_y είναι το όριο διαρροής του χάλυβα (τάση)

γ_{M0} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα, ίσος με 1,0

A_{eff} είναι το εμβαδόν της ενεργού διατομής για διατομές κλάσης 4

W_{pl} , W_{el} , είναι χαρακτηριστικά μεγέθη των διατομών και δίνονται στους πίνακες

W_{eff} είναι το ανάλογο χαρακτηριστικό μέγεθος W που προκύπτει για τη μειωμένη διατομή κλάσης 4

10.1.5 Διάτμηση

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Η τιμή της αντοχής σχεδιασμού σε διατμητική δύναμη $V_{c,Rd}$ είναι:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Όπου:

f_y είναι το όριο διαρροής του χάλυβα (τάση)

γ_{M0} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα, ίσος με 1,0

A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης και είναι για:

- Ελατές διατομές H, I με φόρτιση παράλληλη στο κορμό $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f \geq \eta h_w t_w$
- Ελατές διατομές C με φόρτιση παράλληλη στο κορμό $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f$
- Κοίλες διατομές RHS με φόρτιση παράλληλη στο ύψος $A_v = A h / (b + h)$
- Κοίλες διατομές RHS με φόρτιση παράλληλη στο πλάτος $A_v = A b / (b + h)$

Σημείωση: η τιμή του η δίδεται συντηρητικά 1,0

10.1.6 Αντίσταση λυγισμού σε τέμνουσα

Γενικά πρέπει να ελέγχεται η αντίσταση του κορμού του μέλους σε λυγισμό λόγω τέμνουσας. Για κορμούς χωρίς ενδιάμεσες ενισχύσεις (stiffeners) ο λυγισμός του κορμού λόγω τέμνουσας αγνοείται αν:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

Όπου:

h_w είναι το ύψος του κορμού

t_w είναι το πάχος του κορμού

ε είναι ίσο με $\sqrt{235/f_y}$

η συντελεστής ο οποίος δίδεται συντηρητικά 1,0

10.1.7 Κάμψη και διάτμηση

Η ταυτόχρονη επίδραση κάμψης και διάτμησης δύναται επηρεάσει δυσμενώς τη διατομή και ως εκ τούτου μειώνει τη ροπή αντίστασης. Πρέπει να ισχύει $M_{Ed} \leq M_{y,V,Rd}$ και η μείωση αγνοείται αν $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$

Για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 με κάμψη γύρω από τον ισχυρό άξονα η μειωμένη πλαστική ροπή αντίστασης λόγω διάτμησης $M_{y,V,Rd}$ είναι:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

Όπου:

$$\rho = \left[\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right]^2$$

A_w είναι το εμβαδό του κορμού ίσο με $h_w \cdot t_w$ (ύψος κορμού . πάχος κορμού)

f_y είναι το όριο διαρροής του χάλυβα (τάση)

10.1.8 Κάμψη και αξονική δύναμη

Η ταυτόχρονη επίδραση κάμψης και αξονικής δύναμης δύναται επηρεάσει δυσμενώς τη διατομή και ως εκ τούτου μειώνει τη ροπή αντίστασης. Πρέπει να ισχύει $N_{Ed} \leq M_{N,y,Rd}$

Για ελατές ή συγκολλητές διατομές I και H δεν απαιτείται μείωση στη ροπή κάμψης του ισχυρού άξονα $M_{pl,y,Rd}$ αν ισχύουν και τα δυο πιο κάτω κριτήρια

$$(α) \quad N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad (β) \quad N_{Ed} \leq (0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y) / \gamma_{M0}$$

Για ελατές ή συγκολλητές διατομές I και H δεν απαιτείται μείωση στη ροπή κάμψης του δευτερεύοντα άξονα $M_{pl,z,Rd}$ αν ισχύει το κριτήριο:

$$N_{Ed} \leq (h_w \cdot t_w \cdot f_y) / \gamma_{M0}$$

Για ελατές ή συγκολλητές διατομές I και H, κλάσης 1 και 2 η μειωμένη ροπή κάμψης λόγω αξονικού φορτίου $M_{N,Rd}$ είναι:

- στον ισχυρό άξονα: $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) (1 - 0,5a) \leq M_{pl,y,Rd}$
- στον δευτερεύοντα άξονα για $n \leq a$ $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$
- στον δευτερεύοντα άξονα για $n > a$ $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} [1 - (n-a)^2 / (1-a)^2]$

Όπου:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0,5$$

Για κοίλες ελατές ή συγκολλητές διατομές κλάσης 1 και 2 η μειωμένη ροπή κάμψης λόγω αξονικού φορτίου $M_{N,y,Rd}$ είναι:

- στον ισχυρό άξονα: $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) (1 - 0,5a_w) \leq M_{pl,y,Rd}$
- στον δευτερεύοντα άξονα $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n) (1 - 0,5a_f) \leq M_{pl,z,Rd}$

Όπου:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad a_w = (A - 2 b t) / A \leq 0,5 \quad a_f = (A - 2 h t) / A \leq 0,5$$

Σημείωση: Συντηρητικά ισχύει $N_{Ed}/N_{Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,Rd} \leq 1,0$

10.1.9 Διαξονική κάμψη

Η ταυτόχρονη επίδραση κάμψης και στους δύο άξονες δύναται επηρεάσει δυσμενώς τη διατομή και ως εκ τούτου πρέπει να ισχύει $(N_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (N_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta \leq 1,0$

Όπου: - για διατομές I και H: $\alpha = 2$ και $\beta = 5$ $n \geq 1$ $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

- για κοίλες διατομές: $\alpha = \beta = 1,66 / (1 - 1,33 n^2) \leq 6$ $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

10.1.10 Κάμψη, τέμνουσα και αξονική δύναμη

Η ταυτόχρονη επίδραση κάμψης, τέμνουσας, αξονικής δύναμης δύναται επηρεάσει δυσμενώς τη διατομή και ως εκ τούτου η ροπή αντίστασης μειώνεται πρώτα λόγω τέμνουσας (αν απαιτείται) και ακολούθως η μειωμένη ροπή λόγω τέμνουσας μειώνεται περαιτέρω λόγω αξονικής δύναμης.

10.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας - Έλεγχοι σε επίπεδο μέλους

10.2.1 Λυγισμός λόγω αξονικής θλίψης

Μέλη τα οποία υπόκεινται σε αξονική θλίψη δύναται να υποστούν απώλεια της ευστάθειας τους πριν θλιπτική δύναμη ξεπεράσει αυτήν της αντοχής. Το φαινόμενο αυτό λέγεται λυγισμός, και ο Ευρωκώδικας 3 δίνει τις απαραίτητες εξισώσεις για μείωση της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού ενός μέλους λόγω επίδρασης λυγισμού. Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Η τιμή της αντοχής σχεδιασμού μέλους σε λυγισμό $N_{b,Rd}$ είναι:

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κλάσης 1, 2, 3 (Για διατομές κλάσης 4 όπου } A = A_{eff})$$

Όπου:

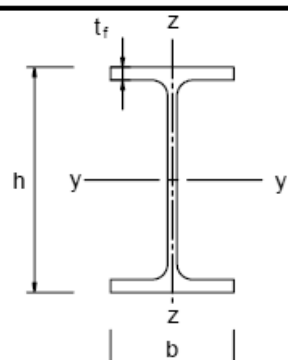
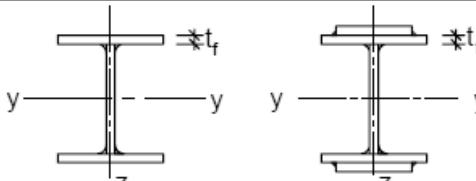

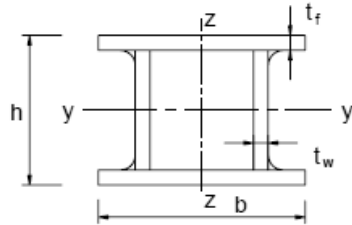
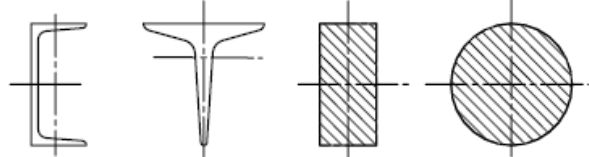
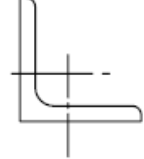
$$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}) \leq 1,0 \quad \text{και} \quad \Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Η λυγηρότητα είναι $\bar{\lambda} = \sqrt{A f_y / N_{cr}}$ για διατομές κλάσης 1,2,3 (Για την κλάση 4, $A=A_{eff}$)

Το ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού είναι $N_{cr} = \pi^2 EI / L_{cr}^2$

και το ισοδύναμο μήκος λυγισμού $L_{cr} = K L$ όπου L είναι το μήκος του μέλους

γ_{M1} είναι ο επιμέρους συντελεστής λυγισμού ίσος με 1,0

Cross section	Limits	Buckling about axis	Buckling curve			
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460		
Rolled sections 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b	a ₀ a ₀	
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y z - z	b c	a a	
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	a a	
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d	c c	
Welded I-sections 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	b c		
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d	c d		
Hollow sections 	hot finished	any	a	a ₀		
	cold formed	any	c	c		
Welded box sections 	generally (except as below)	any	b	b		
	thick welds: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	any	c	c		
U-, T- and solid sections 		any	c	c		
L-sections 		any	b	b		
Buckling curve		a ₀	a	b	c	d
Imperfection factor α		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Σχήμα 52: Καμπύλες λυγισμού και συντελεστές ατελειών α

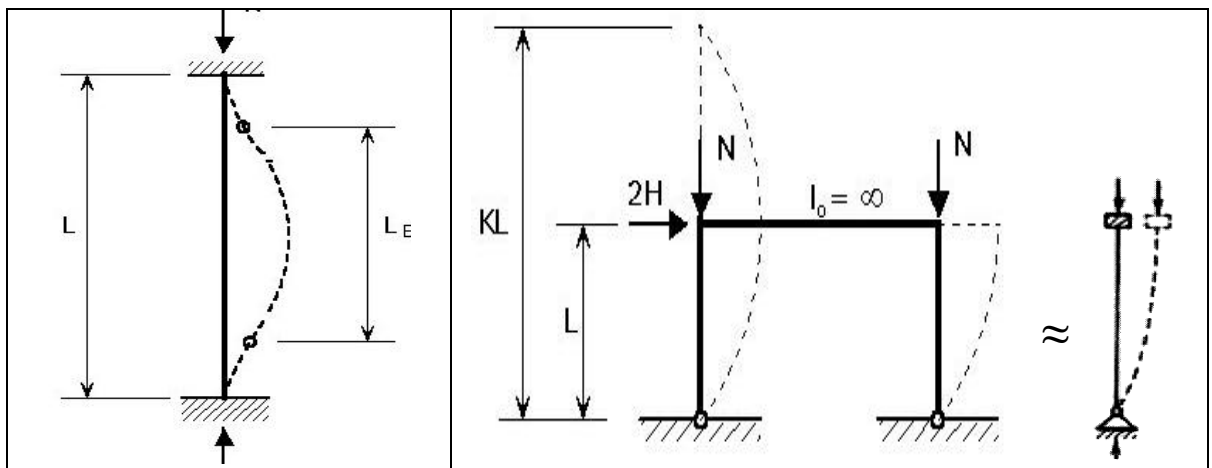
Υπολογισμός Μήκους Λυγισμού

Το μήκος λυγισμού ενός μέλους εξαρτάται από το μήκος του μέλους και από τις συνθήκες στήριξης του στα άκρα ($L_{cr} = K L$). K είναι ο συντελεστής του μήκους λυγισμού ο οποίος έχει σχέση με τις συνθήκες στήριξης και διάφορες τιμές του φαίνονται στο πιο κάτω σχήμα.

Μορφές λυγισμού υποστυλωμάτων	(α)	(β)	(γ)	(δ)	(ε)	(στ)
Θεωρητική τιμή	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Προτεινόμενη τιμή	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0

Σχήμα 53: Θεωρητικές και προτεινόμενες τιμές συντελεστή K

Εναλλακτικά το μήκος λυγισμού είναι το μήκος μεταξύ δύο σημείων καμπής του παραμορφωμένου φορέα, όπως το πιο κάτω σχήμα. Σε περιπτώσεις δε όπου το σημείο καμπής δεν εμπίπτει μέσα στα όρια του μήκους του μέλους, προεκτείνουμε θεωρητικά το μέλος όπως για παράδειγμα στη περίπτωση του προβόλου που φαίνεται πιο κάτω.



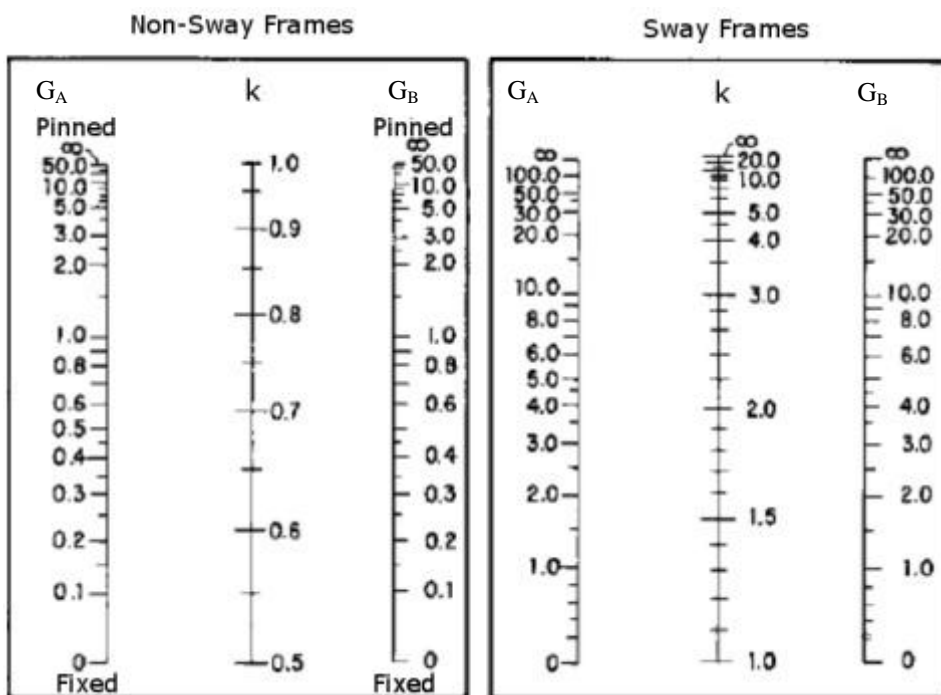
Σχήμα 54: Μήκη λυγισμού αμφιάκτου μέλους και μέλους με μεταθετό άκρο

Υπάρχουν όμως περιπτώσεις όπως τη (γ) και τη (στ) του σχεδιαγράμματος στις οποίες αυτό που θεωρούμε πλήρης πάκτωση, στην πραγματικότητα δεν είναι κάτι ενδιάμεσο σε πάκτωση και άρθρωση και ως εκ τούτου δύναται να υποστεί στροφή. Συνεπώς σε τέτοιες περιπτώσεις ο ορθός υπολογισμός της τιμής του K χρειάζεται περαιτέρω διαδικασία.

Η διαδικασία αρκείται στον υπολογισμό της τιμής G για τα δύο άκρα του μέλους (G_A για το άνω άκρο και G_B για το κάτω άκρο) η οποία δίδεται από τον τύπο:

$$G = \frac{\sum (I/L)_{\text{υποστυλωμάτων}}}{\sum (I/L)_{\text{δοκών}}}$$

Αν το κάτω άκρο είναι η στήριξη άρθρωσης θεωρητικά η τιμή G είναι άπειρη, πρακτικά όμως συνιστάται η τιμή 10. Αν το κάτω άκρο είναι πάκτωση η θεωρητικά η τιμή είναι 0, αλλά πρακτικά συνιστάται η τιμή 1,0. Ακολούθως αναλόγως αν το πλαίσιο είναι αμετάθετο ή μεταθετό η τιμή του K δίδεται από το πιο κάτω σχήμα:

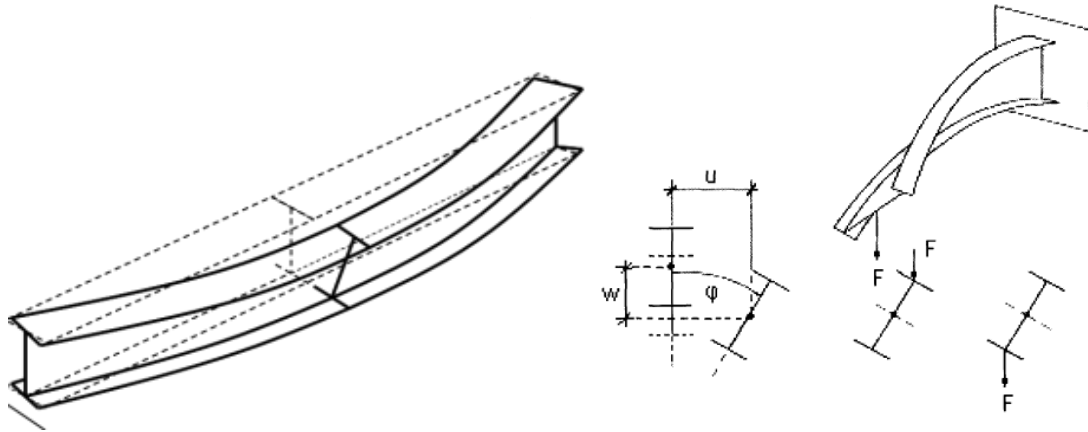


Σχήμα 55: Τιμές συντελεστή K για μέλη σε αμετάθετο πλαίσιο (αριστερά) και μεταθετό (δεξιά)

10.2.2 Λυγισμός λόγω κάμψης

Ο έλεγχος λυγισμού λόγω κάμψης γίνεται για μέλη τα οποία υπόκεινται σε κάμψη περί τον ισχυρό τους άξονα και δεν είναι πλευρικά παγιωμένα. Κατά τη φόρτιση της διατομής και πριν αυτή φτάσει στην τιμή της οριακής της αντίστασης σε κάμψη υπάρχει η πιθανότητα πλευρικής μετακίνησης του θλιβόμενου μέρους της διατομής. Δεδομένου ότι το εφελκούμενο μέρος τείνει να μείνει στην αρχική του θέση παρατηρείται και στροφή ταυτόχρονα με την πλευρική μετατόπιση. Αυτό συνεπάγεται πέρα από την κάμψη στον

κύριο άξονα, απώλεια της πλευρικής ευστάθειας του μέλους, ανάπτυξη ροπών κάμψης περί τον δευτερεύον άξονα λόγω μετατόπισης, και ανάπτυξη στρεπτικών ροπών στη διατομή λόγω περιστροφής της. Ο έλεγχος δεν απαιτείται σε περιπτώσεις συνεχούς πλευρικής στήριξης του θλιβόμενου πέλματος, σε περιπτώσεις κάμψης γύρω από τον δευτερεύον άξονα και σε περιπτώσεις κλειστών διατομών (SHS, RHS) λόγω του ότι έχουν αυξημένη στρωφική αντίσταση.



Σχήμα 56: Πλευρική μετακίνηση & στροφή δοκού υπό την επίδραση εγκάρσιου φορτίου

Ο Ευρωκώδικας 3 δίνει τις απαραίτητες εξισώσεις για μείωση της καμπτικής ροπής αντοχής ενός μέλους λόγω επίδρασης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Η τιμή της αντοχής σχεδιασμού μέλους σε λυγισμό $M_{b,Rd}$ είναι:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y f_y}{\gamma_{M1}}$$

Όπου:

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}) \leq 1,0 \quad \text{και}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Η λυγηρότητα είναι $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y f_y / M_{cr}}$

Το W_y είναι ίσο με $(\alpha) W_{pl,y}$ για διατομές 1,2,

(β) $W_{el,y}$ για διατομές κλάσης 3,

(γ) $W_{eff,y}$ για διατομές κλάσης 4

Το μήκος πλευρικού λυγισμού L_{cr} είναι το μήκος μεταξύ δύο διαδοχικών πλευρικών στηρίξεων.

γ_{M1} είναι ο επιμέρους συντελεστής λυγισμού ίσος με 1,0

Το ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού είναι
$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_Z}{L_{cr}^2} \left[\frac{I_W}{I_Z} + \frac{L_{cr}^2 GI_T}{\pi^2 EI_Z} \right]^{0.5}$$

Όπου:

E είναι το μέτρο ελαστικότητας

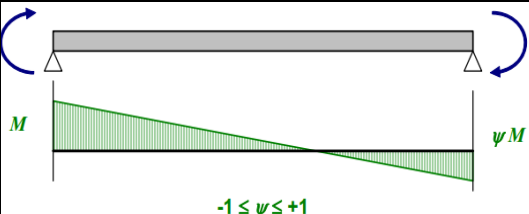
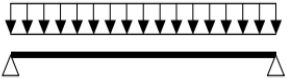

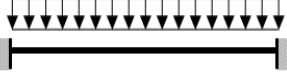

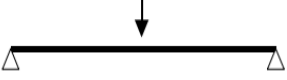
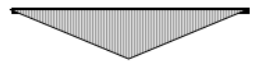
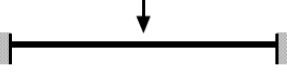

I_Z είναι η ροπή αδρανείας του άξονα z-z (δευτερεύων άξονας)

I_W είναι η σταθερή τιμή στρέβλωσης (από πίνακες διατομών)

I_T είναι η σταθερή τιμή στρέψης (από πίνακες διατομών)

G είναι το μέτρο διάτμησης ή μέτρο εγκάρσιας ολίσθησης

Ο συντελεστής C_1 προκύπτει με ένα εκ των δύο τρόπων ανάλογα με τη φόρτιση του μέλους

(α) Για μέλος με μόνο στα άκρα	(β) Για μέλος με εγκάρσια φορτία																						
	Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	C_1																				
 <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq +1$</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>ψ</th> <th>C_1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>+1,00</td><td>1,00</td></tr> <tr><td>+0,75</td><td>1,14</td></tr> <tr><td>+0,50</td><td>1,31</td></tr> <tr><td>+0,25</td><td>1,52</td></tr> <tr><td>0,00</td><td>1,77</td></tr> <tr><td>-0,25</td><td>2,05</td></tr> <tr><td>-0,50</td><td>2,33</td></tr> <tr><td>-0,75</td><td>2,57</td></tr> <tr><td>-1,00</td><td>2,55</td></tr> </tbody> </table>	ψ	C_1	+1,00	1,00	+0,75	1,14	+0,50	1,31	+0,25	1,52	0,00	1,77	-0,25	2,05	-0,50	2,33	-0,75	2,57	-1,00	2,55			1,127
	ψ	C_1																					
	+1,00	1,00																					
	+0,75	1,14																					
	+0,50	1,31																					
	+0,25	1,52																					
	0,00	1,77																					
	-0,25	2,05																					
	-0,50	2,33																					
	-0,75	2,57																					
-1,00	2,55																						
			2,578																				
			1,348																				
			1,683																				

Σχήμα 57: Συντελεστής C_1

α_{LT} είναι ο συντελεστής ατελειών για πλευρική ευστάθεια και προκύπτει από το σχήμα:

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	–	d

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Σχήμα 58: Συντελεστής ατελειών α_{LT}

10.2.3 Λυγισμός λόγω συνδυασμού κάμψης και θλίψης

Ο έλεγχος αυτός αφορά κυρίως υποστυλώματα τα στα οποία συντρέχουν ταυτόχρονα κάμψη και θλίψη. Συνεπώς έχουμε αλληλεπίδραση των φαινομένων του λυγισμού λόγω θλίψης και του λυγισμού λόγω κάμψης. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πρέπει να

ικανοποιούνται οι δύο πιο κάτω εξισώσεις οι οποίες ελέγχουν την επίδραση των φαινομένων αυτών στους δύο άξονες ξεχωριστά:

$$\text{Άξονας Y-Y: } \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\text{Άξονας Z-Z: } \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

Όπου:

$N_{Ed} M_{y,Ed} M_{z,Ed}$ είναι η αξονική δύναμη και ροπές σχεδιασμού (Y-Y και Z-Z)

$N_{Ed} M_{y,Ed} M_{z,Ed}$ είναι η αξονική δύναμη και ροπές σχεδιασμού που προκύπτουν από την μετατόπιση του ουδέτερου άξονα σε διατομές κλάσης 4

$N_{Rk} M_{y,Rk} M_{z,Rk}$ είναι οι χαρακτηριστικές αντοχές θλίψης και ροπών όπως υπολογίζονται από τους ελέγχους σε επίπεδο διατομής

$\chi_y \chi_z \chi_{LT}$ είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω αξονικού και καμπτικού λυγισμού

$k_{yy} k_{yz} k_{zy} k_{zz}$ είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης που προκύπτουν από τις δύο μεθόδους του Ευρωκώδικα 3.

10.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Η ικανοποίηση των έλεγχων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας εξασφαλίζει ότι οι μετατοπίσεις, στροφές και ταλαντώσεις των μελών της κατασκευής βρίσκονται στο πλαίσιο του επιτρεπόμενου και δεν επηρεάζουν τις λειτουργικές ανάγκες της κατασκευής.

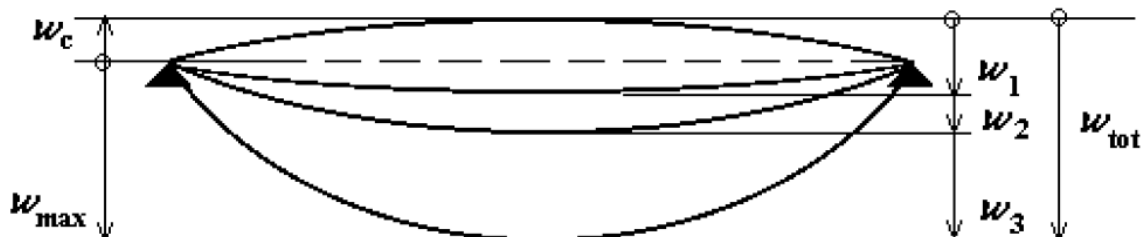
10.3.1 Κάθετες μετακινήσεις

Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα της Κύπρου οι μέγιστες κάθετες μετακινήσεις ορίζονται από τον πίνακα ως:

Πίνακας 15: Πίνακας μέγιστων κάθετων μετακινήσεων

Δομικό Σύστημα	Όριο συνολικής μετακίνησης
Πρόβολοι	Μήκος/180

Δοκοί που φέρουν εύθραυστα τελειώματα (π.χ. γύψος)	Ανοιγμα/360
Άλλοι δοκοί (πλην τειγίδων και μηκίδων)	Ανοιγμα/250
Τειγίδες και μηκίδες	Όσο επιτρέπει η επικάλυψη



Σχήμα 59: Συμβολισμοί κατακόρυφων μετακινήσεων

W_c είναι η μετακίνηση πριν τη φόρτιση (αντιβέλος)

W_1 είναι η αρχική μετακίνηση που προκύπτει υπό την επίδραση των μόνιμων φορτίων

W_2 είναι η μακροπρόθεσμη μετακίνηση που θα προκύψει από τα μόνιμα φορτία

W_3 είναι η επιπρόσθετη μετακίνηση υπό την επίδραση των επιβαλλόμενων φορτίων

W_{tot} είναι η συνολική μετακίνηση ($W_1+W_2+W_3$)

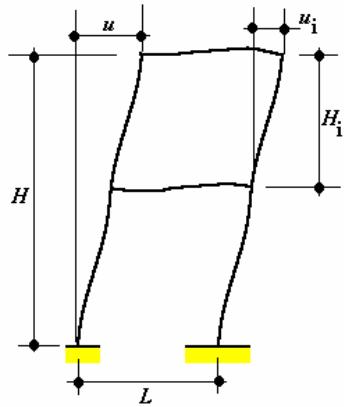
W_{max} είναι η παραμένουσα μετακίνηση υπολογίζοντας και το αντιβέλος ($W_1+W_2+W_3+W_c$)

10.3.2 Οριζόντιες μετακινήσεις

Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα της Κύπρου οι μέγιστες οριζόντιες μετακινήσεις ορίζονται από τον πίνακα ως:

Πίνακας 16: Πίνακας μέγιστων οριζόντιων μετακινήσεων

Δομικό Σύστημα	Όριο μετακίνησης
Κορυφές υποστυλωμάτων μονώροφων κτιρίων (πλην πλαισίων – portal frame)	Ύψος / 300
Υποστυλώματα πλαισίων – portal frame που δεν στηρίζουν γερανογέφυρα	Όσο επιτρέπει η επικάλυψη
Κάθε όροφος πολυώροφου κτιρίου	Ύψος ορόφου / 300
Συνολική μετακίνηση πολυώροφου κτιρίου	Ύψος κατασκευής / 500



u_i = Σχετική μετακίνηση ορόφου

u = Συνολική μετακίνηση κτιρίου

Σχήμα 60: Συμβολισμοί οριζόντιων μετακινήσεων

10.3.3 Ταλαντώσεις

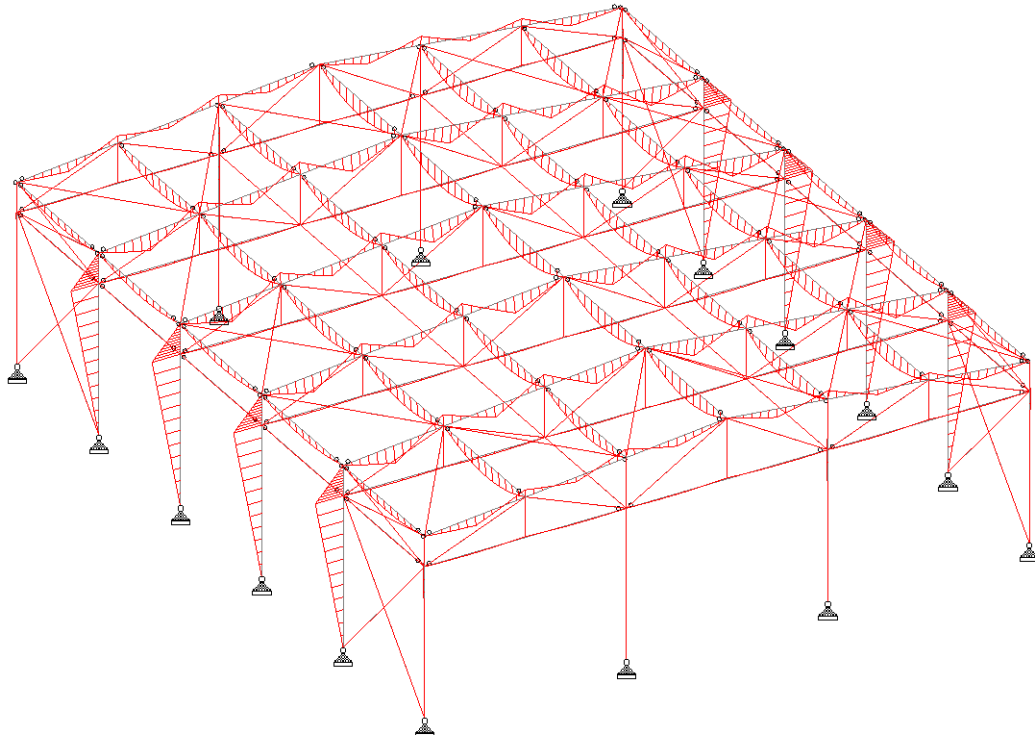
Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα της Κύπρου οι ελάχιστες ταλαντώσεις ορίζονται από τον πίνακα ως:

Πίνακας 17: Πίνακας ελάχιστων ταλαντώσεων

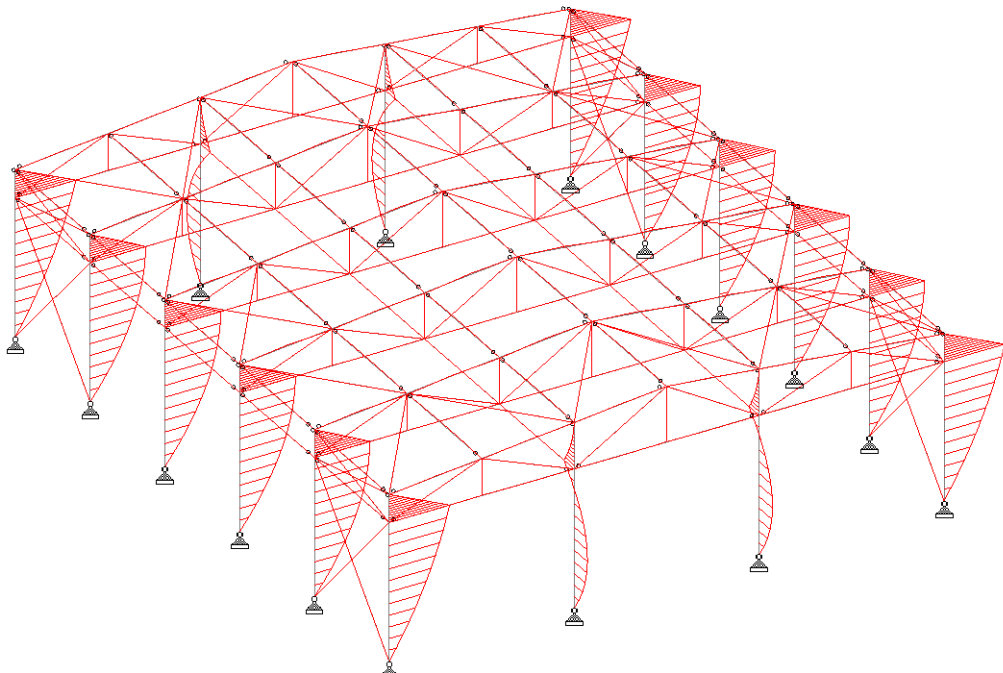
Δομικό Σύστημα	Όριο μετακίνησης
Πατώματα στα οποία οι άνθρωποι βαδίζουν κανονικά	5 Hz
Πατώματα τα οποία είναι σχεδιασμένα για αναπήδηση ή χορό με ρυθμικό τρόπο	9 Hz

11 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών

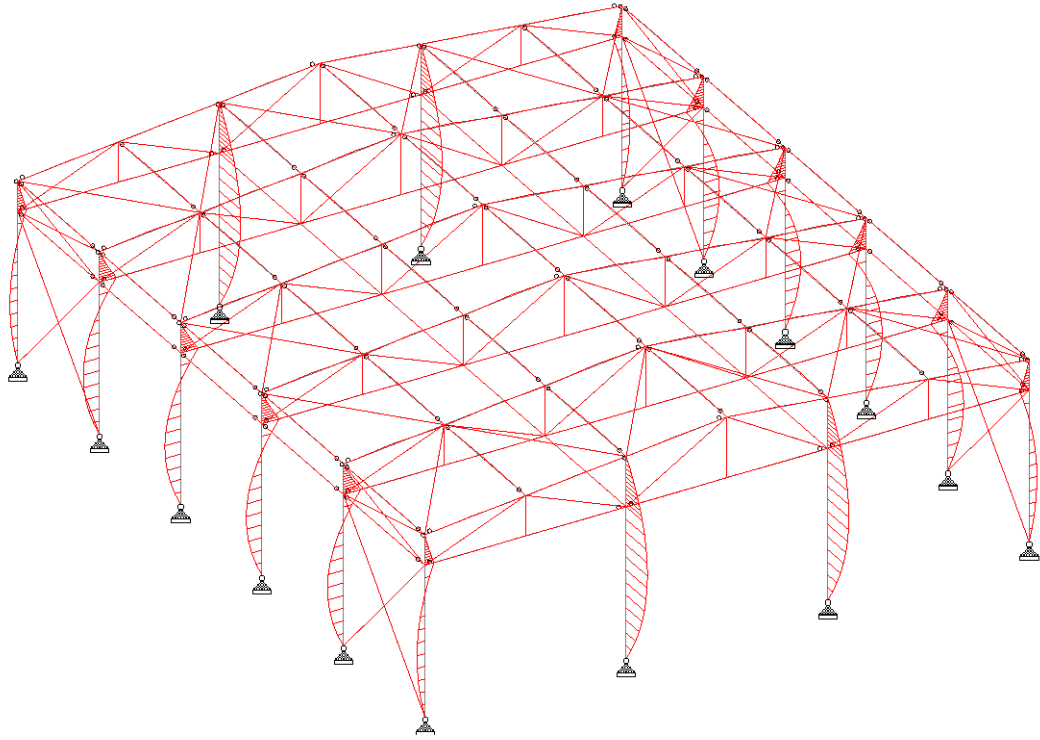
11.1 Δομικό σύστημα 1



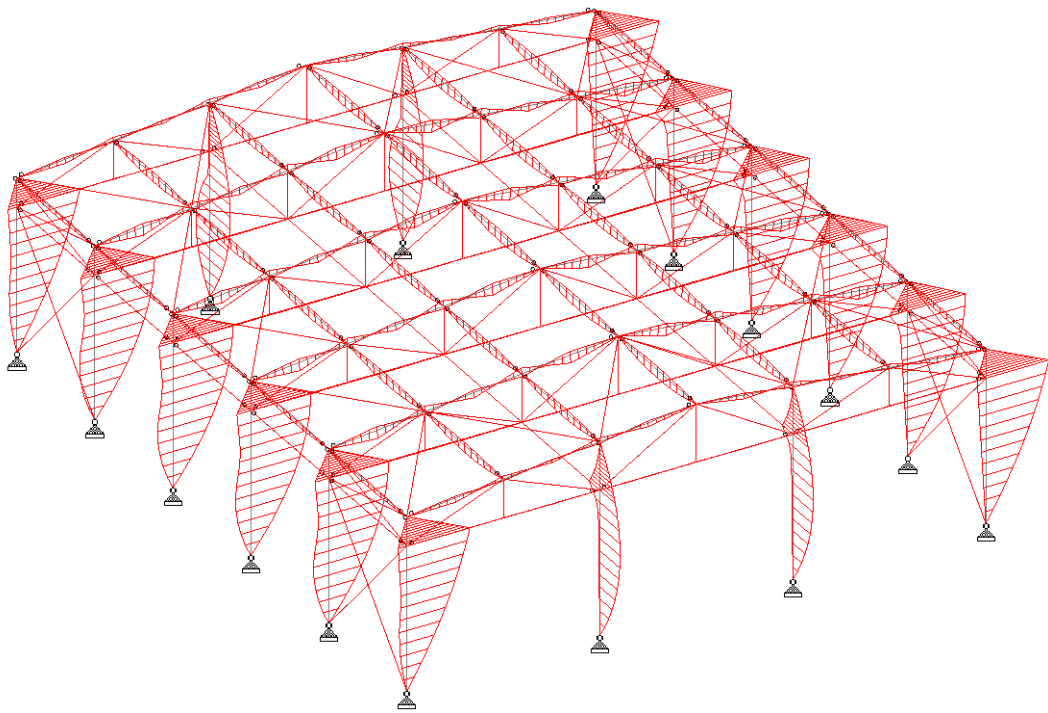
Σχήμα 61: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+LL



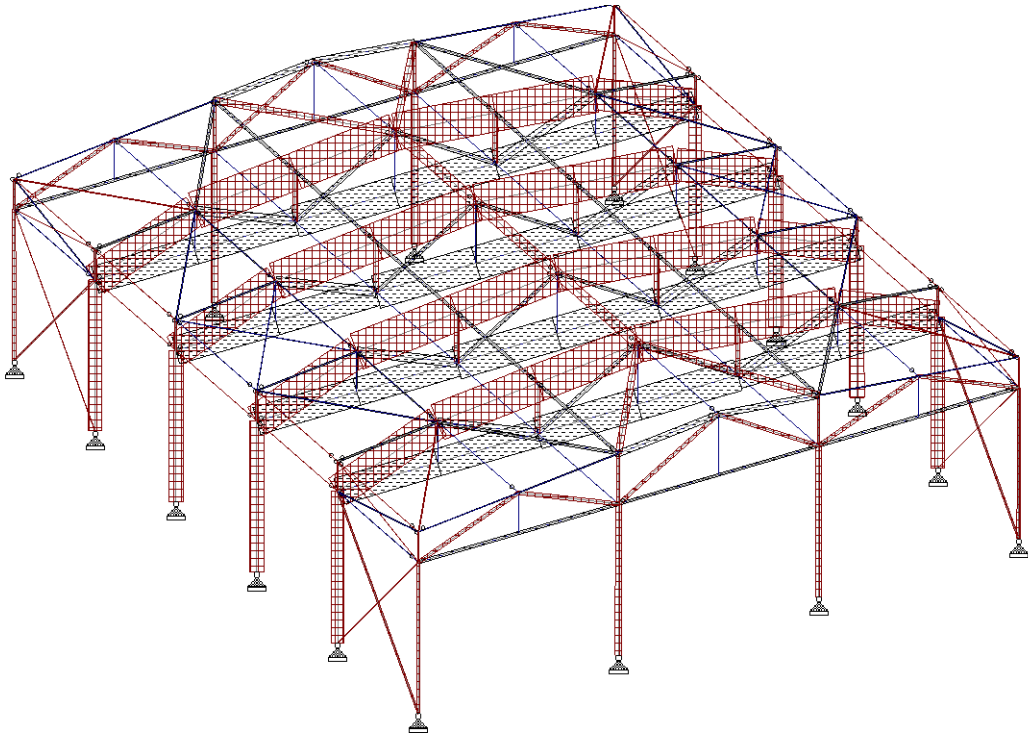
Σχήμα 62: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+WX



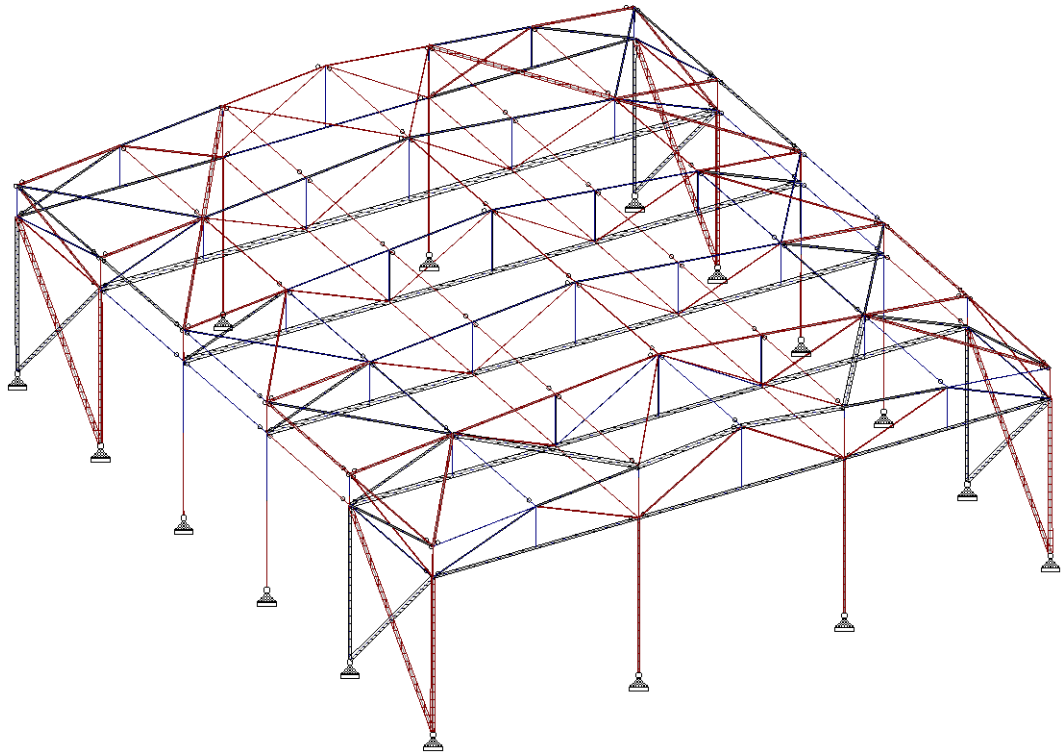
Σχήμα 63: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+WZ



Σχήμα 64: Περιβάλλουσα διαγραμμάτων κύριων ροπών

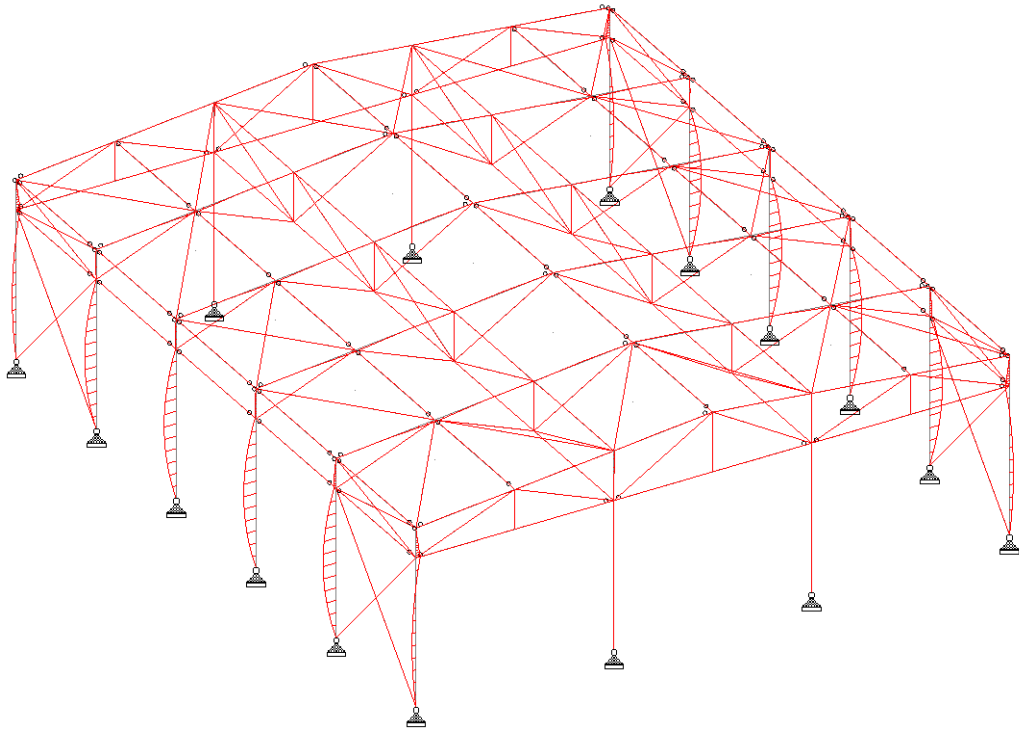


Σχήμα 65: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων συνδυασμού DL+LL

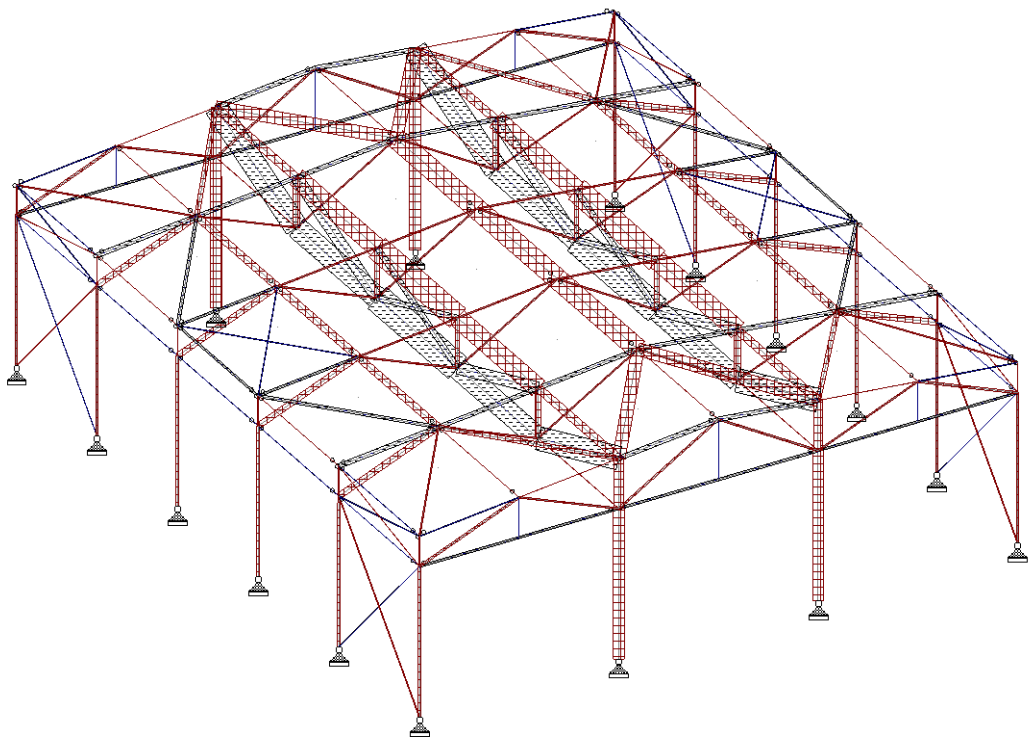


Σχήμα 66: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων συνδυασμού DL+WZ

11.2 Δομικό σύστημα 2

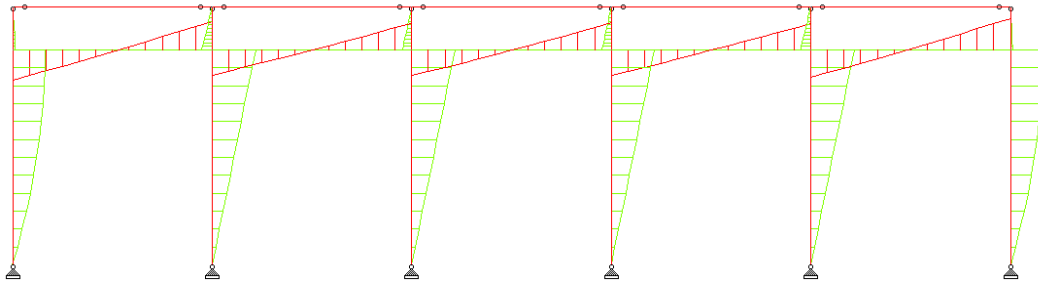


Σχήμα 67: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+WZ

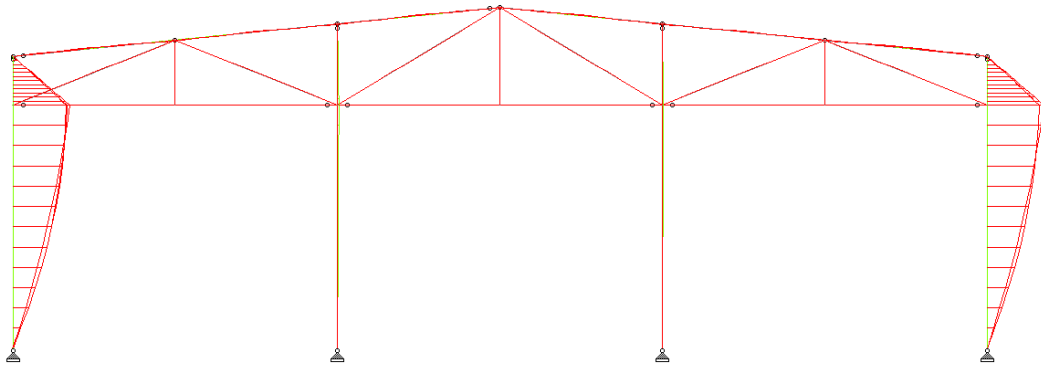


Σχήμα 68: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων συνδυασμού DL+LL

11.3 Δομικό σύστημα 3

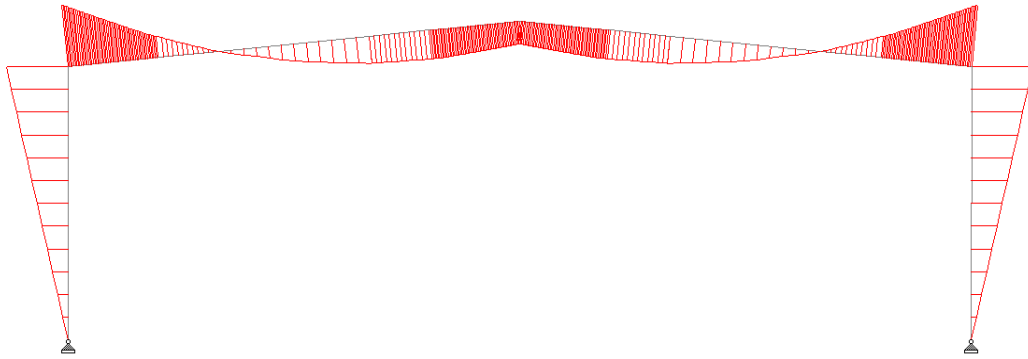


Σχήμα 69: Διαγράμματα ροπών συνδυασμού DL+WZ

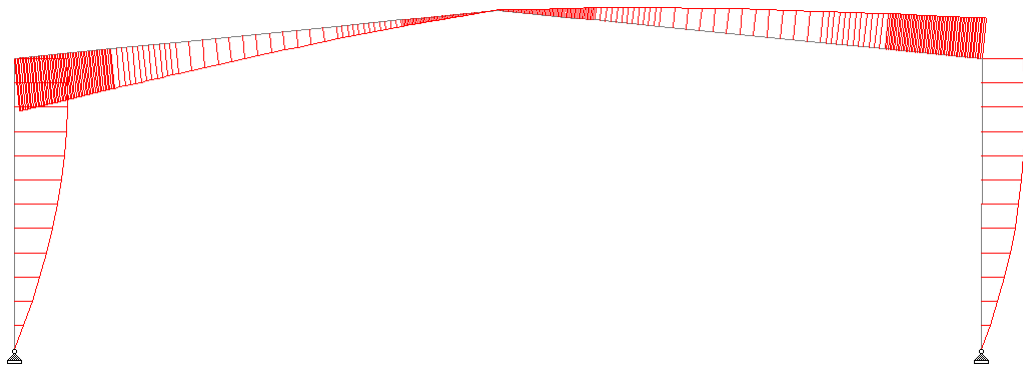


Σχήμα 70: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+WX

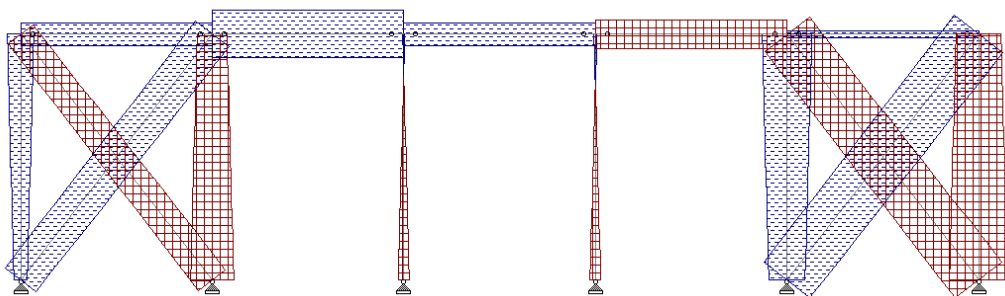
11.4 Δομικό σύστημα 4



Σχήμα 71: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+LL



Σχήμα 72: Διαγράμματα κύριων ροπών συνδυασμού DL+WX



Σχήμα 73: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων συνδυασμού DL+WZ