

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ
ΑΤΤΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



ΤΜΗΜΑ: ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

«Σχεδιασμός Μεταλλικής Κατασκευής σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 »

Του

Λιακόπουλου Αθανασίου , Α.Μ. 91

Επιβλέπων: Καθηγητής Σ.Ι, κος Μαγείρου Γεώργιος

Αθήνα 10/07/ 2020

.....
Λιακόπουλος Αθανάσιος
Μεταπτυχιακός Φοιτητής ,ΠΑ.Δ.Α

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα.

Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τους συγγραφείς.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τους συγγραφείς και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής

ΑΘΗΝΑ 2020

*Αφιερώνεται ...
Στην οικογένεια μου*

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΚΕΦΑΛΑΙΩΝ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΈΡΓΟΥ
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	ΔΡΑΣΕΙΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΗΣ- ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο μελέτης τον σχεδιασμό , την ανάλυση και εν τέλει τη διαστασιολόγηση του φέροντος οργανισμού από χάλυβα μιας μονώροφης αποθήκης ανταλλακτικών, με πλήρη εφαρμογή των Ευρωκωδίκων (EN 1990 ,1991,1993 και 1998). Ειδικότερα η επίλυση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού SAP2000 v.20.

Στο πρώτο κεφάλαιο αναφέρονται το αντικείμενο της μελέτης ,μια σύντομη αναδρομή στην ιστορία των μεταλλικών κατασκευών, τα χαρακτηριστικά των Ευρωκωδίκων και κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα ως δομικό υλικό.

Στη συνέχεια, στο δεύτερο κεφάλαιο παρατίθεται μία περιγραφή του κτιρίου. Συγκεκριμένα δίνονται πληροφορίες για τη γεωμετρία, τις διαστάσεις και τα δομικά στοιχεία, τα οποία απαρτίζουν την κατασκευή.

Στο τρίτο κεφάλαιο βασιζόμενοι στους EC 0, 1, 8 και στα Εθνικά Προσαρτήματα γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των φορτίων, τα οποία καταπονούν την κατασκευή. Στο τέλος του κεφαλαίου καταλήγουμε στους συνδυασμούς δράσεων (αστοχίας-λειτουργικότητας) με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση.

Στο τέταρτο κεφάλαιο, αρχικά διατυπώνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Στη συνέχεια παρουσιάζεται το πρόγραμμα, το οποίο και χρησιμοποιήθηκε για την επίλυση του κτιρίου. Ακολούθως παρουσιάζονται αναλυτικά η εισαγωγή του προσομοιώματος. Στο τέλος παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης, η επάρκεια των διατομών τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και λειτουργικότητας καθώς και κάποια συμπεράσματα από την εκπόνηση της εργασίας

Abstract

This diploma thesis has a theme of study the analysis, the design and dimensioning of metal frame core of one store warehouse, under the requirements of Eurocodes (EN 1990,1991,1993,1998). Particularly the resolution of the building was performed using SAP2000 v.20 software.

At the first chapter there are mentioned the case study, a short retrospection of the history of metallic structures, the basic characteristics of the Eurocode regulation and finally some characteristic of steel as a structural component.

Subsequently ,at the second chapter is cited a description of the building. Particularly there are given information about the geometry ,the dimension and the structural elements, which constitute the building.

At the third chapter ,based on Eurocodes 0,1,8 and the national appendices, there is mentioned an extended report about the loads acting on the construction. At the end of this chapter there are determined the load combinations (ultimate limit states, serviceability limit states) on which the analysis and dimensioning are based.

At the fourth chapter initially are described the necessary checks according to Eurocode 3. Subsequently, there is presented analytically the model of the building in SAP 2000 software. At the end there are presented the results of dynamic modal response spectrum analysis, the results of checks at ultimate limit states and serviceability limit states and some general conclusions about the thesis.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΚΕΦΑΛΑΙΩΝ

	ΣΕΛΙΔΑ
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ	11
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ	12
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ	13
ΠΡΩΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ	
ΕΙΣΑΓΩΓΗ	
1.1 Αντικείμενο Μελέτης	19
1.2 Ιστορική Αναδρομή των Μεταλλικών Κατασκευών	19
1.3 Ο Χάλυβας ως Δομικό Υλικό	23
1.4 Οι Ευρωπαϊκοί Κανονισμοί Δομικών Έργων	24
1.5 Θεμελιώδεις Απαιτήσεις EC3	25
ΔΕΥΤΕΡΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ	
ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΡΓΟΥ	
2.1 Περιγραφή του Μεταλλικού Φορέα	26
2.1.1 Κύριοι Φορείς	29
2.1.2 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας	30
2.1.3 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας	32
2.1.4 Κεφαλοδοκοί-Κορφιάς	34
2.1.5 Τεγίδες	35
2.1.6 Μηκίδες	37
2.1.7 Μετωπικοί Στύλοι	38
2.1.8 Φύλλα Επικάλυψης	39
2.2 Υλικό Κατασκευής	40

ΤΡΙΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ	ΣΕΛΙΔΑ
ΔΡΑΣΕΙΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ	
3.1 Μόνιμες Δράσεις	42
3.2 Μεταβλητές Δράσεις	42
3.2.1 Επιβαλλόμενα Φορτία σε Κτίρια	42
3.2.2 Φορτία Χιονιού	43
3.2.3 Φορτία Ανέμου	47
3.2.3.1 Υπολογισμός Παραμέτρων Ανεμοφορτίων	48
3.2.3.2 Υπολογισμός Φορτίου Ανέμου Μεταλλικού Κτιρίου	57
3.2.4 Σεισμικές Δράσεις	65
3.2.4.1 Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	66
3.2.4.2 Κατηγορία Εδάφους	67
3.2.4.3 Συντελεστής Σπουδαιότητας	67
3.2.4.4 Συντελεστής Συμπεριφοράς	67
3.2.4.5 Φάσμα Σχεδιασμού	68
3.2.5 Θερμοκρασιακά Φορτία	69
3.3 Συνδυασμοί Δράσεων	70
3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	72
3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	73
3.3.3 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου	74

ΤΕΤΑΡΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ
ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ
ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.1 Απαιτούμενοι Έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3	79
4.1.1 Κατάταξη Κατηγορίας Διατομών	79
4.1.2 Έλεγχος σε Αξονική Εφελκυστική Δύναμη	81
4.1.3 Έλεγχος σε Αξονική Θλιπτική Δύναμη	82

	ΣΕΛΙΔΑ
4.1.4 Έλεγχος σε Μονοαξονική Κάμψη	82
4.1.5 Έλεγχος σε Διαξονική Κάμψη	83
4.1.6 Έλεγχος σε Αξονική Δύναμη και Κάμψη	83
4.1.7 Έλεγχος σε Τέμνουσα Δύναμη	83
4.1.8 Έλεγχος σε Κάμψη και Διάτμηση	84
4.1.9 Έλεγχος σε Κάμψη, Τέμνουσα και Αξονική	85
4.1.10 Έλεγχος έναντι Λυγισμού	85
4.2 Ανάλυση Μεταλλικού Κτιρίου με το SAP 2000	88
4.2.1 Υπολογιστικό Πρόγραμμα SAP 2000 v.20	88
4.2.2 Προσομοίωση Φορέα και Φορτίων	89
4.2.2.1 Ορισμός Υλικών	90
4.2.2.2 Ορισμός Διατομών Μελών	91
4.2.2.3 Σχεδιασμός Φορέα	93
4.2.2.4 Ορισμοί Στηρίξεων και Εσωτερικών Ελευθεριών	96
4.2.2.5 Ορισμός Άκαμπτων Κόμβων	99
4.2.2.6 Ορισμός Φορτίσεων	100
4.2.2.7 Ορισμός Μαζών	103
4.2.2.8 Ορισμός Φάσματος Απόκρισης	104
4.2.2.9 Επιβολή Φορτίσεων σε Κατασκευή	105
4.2.3 Ανάλυση και Διαστασιολόγηση	111
ΠΕΜΠΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ	
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΗΣ	
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	
5.1 Αποτελέσματα Ανάλυσης και Σχεδίασης	125
5.2 Επίλυση Κατασκευής με την τοποθέτηση Ελκυστήρων	128

5.3 Συμπεράσματα	132
------------------	-----

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1.1 Η πρώτη γέφυρα από χυτοσίδηρο Coalbrookdale	20
Εικόνα 1.2 Η στέγη του Theatres Francais	20
Εικόνα 1.3 Fontaine, Galerie d' Orleans, Παρίσι	21
Εικόνα 1.4 Όψη εμπορικού κτιρίου στο St Louis	21
Εικόνα 1.5 Ο Πύργος του Eiffel	22
Εικόνα 1.6 R. Piano, R. Rodgers, Centre Pompidou	22
Εικόνα 1.7 M. von Gerkan, V. Marg, Σ. Σταθμός Lehrter	23
Εικόνα 2.1 Πάνελ πολυουρεθάνης επιστεγάσματος	40
Εικόνα 2.2 Πάνελ πολυουρεθάνης πλαγιοκάλυψης	40

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

2.1 Ονομαστική τιμή f_y και f_u κατά EN1993	41
3.1 Κατηγοριοποίηση στεγών	43
3.2 Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας H	43
3.3 Συντελεστής μορφής χιονιού	45
3.4 Συνιστώμενες τιμές C_e	45
3.5 Κατανομή φορτίου χιονιού για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια	47
3.6 Κατανομή εξαιρετικού φορτίου χιονιού	47
3.7 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχοι παράμετροι	50
3.8 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων	54
3.9 α) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίκλινες στέγες	55
β) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίκλινες στέγες	55

3.10 Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου +0° για κατακόρυφους τοίχους	60
3.11 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για στέγες	60
3.12 Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου +0° για δίκλινες στέγες	60
3.13 Τελικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου +0° wολ(KN/m ²)	62
3.14 Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου +90° we(KN/m ²)	63
3.15 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για στέγη	63
3.16 Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου +90° για δίκλινη στέγη we(KN/m ²)	64
3.17 Τελικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου +90° wολ(KN/m ²)	64
3.18 Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ανά Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	67
3.19 Τιμές των παραμέτρων για τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης	69
3.20 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων	71
3.21 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψί κατά EN1990	71
3.22 Όρια κατακόρυφων βελών	73
3.23 Φορτία κατασκευής και αντίστοιχοι συντελεστές ψ	74
4.1 Συντελεστής ατελειών	80
4.2 Φορτίσεις ανεμοπιέσεων	105
5.1 Τελικές διατομές κατασκευής	125
5.2 Μάζα σε kg μελών κατασκευής ανά διατομή	127
5.3 Εμβαδόν θερμομονωτικών πάνελ	128
5.4 Ενδεικτικός προϋπολογισμός υλικών	128
5.5 Τελικές διατομές της κατασκευής	129
5.6 Μάζα σε kg μελών κατασκευής ανά διατομή	131

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

2.1 Προτεινόμενη κάτοψη κτιρίου	26
2.2 Τρισδιάστατη άποψη μεταλλικής κατασκευής	28
2.3 α) Πρόσοψη κτιρίου	28
2.3 β) Πίσω όψη κτιρίου	29
2.4 Πλευρική όψη κτιρίου	29
2.5 Δίστηλο ολόσωμο πλαίσιο	30
2.6 Διάταξη οριζοντίων συνδέσμων δυσκαμψίας	32
2.7 Διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας	33
2.8 Τυπική μορφή σύνδεσης κατακόρυφου Συνδέσμου δυσκαμψίας	34
2.9 Τυπική μορφή σύνδεσης κεφαλοδοκού διατομής διπλού ταυ	35
2.10 Διάταξη τεγίδων επί του ζυγώματος	36
2.11 Τυπική μορφή στήριξης τεγίδας με τη χρήση γωνιακών διατομών	37
2.12 Τυπική διάταξη μηκίδων και ζώνες επιρροής	38
2.13 Τυπική διάταξη μετωπικών στύλων	39
3.1 Κατανομή φορτίου χιονιού	45
3.2 Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης	51
3.3 Ύψος αναφοράς z_e σε συνάρτηση με h και b	52
3.4 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους προσήνεμους και υπήνεμους	53
3.5 Συμβολισμοί για δίκλινη στέγη	54
3.6 Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανεμημένα ανοίγματα	56
3.7 Διευθύνσεις ανέμου σε κάτοψη κατασκευής	59
3.8 Απεικόνιση ζωνών για διεύθυνση ανέμου $+0^\circ$	61
3.9 Απεικόνιση περίπτωσης φόρτισης 4	62

	ΣΕΛΙΔΑ
3.10 Απεικόνιση ζωνών για διεύθυνση ανέμου +90°	63
3.11 Απεικόνιση φόρτισης για $c_{pi}=+0,00$	65
3.12 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας	66
3.13 Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού	69
4.1 α) Κατάταξη διατομών για θλιβόμενα τμήματα	80
4.1 β) Κατάταξη διατομών για θλιβόμενα τμήματα	81
4.2 Επιλογή καμπύλης λυγισμού	87
4.3 Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού	88
4.4 Επιλογή μονάδων μέτρησης και βοηθητικού Template	89
4.5 Τροποποίηση Καννάβου	90
4.6 Ιδιότητες νέου υλικού	90
4.7 Ιδιότητες του χάλυβα S235	91
4.8 α) Εισαγωγή διατομών Euro Pro	92
4.8 β) Δημιουργία συνόλου διατομών τεγίδας	92
4.9 Λίστα δημιουργίας συνόλων διατομών	93
4.10 Σχεδιασμός 3D πρώτου πλαισιακού φορέα	94
4.11 Στροφή τεγίδων και διαμόρφωση ζυγώματος	94
4.12 Αντιγραφή πρώτου χωρικού πλαισίου	95
4.13 α),β) Προσόψεις 3D της κατασκευής	95
4.13 γ) Πλάγια όψη 3D της κατασκευής	96
4.14 Ορισμός πακτώσεων στη βάση των υποστηλωμάτων	97
4.15 Ορισμός αρθρώσεων στη βάση της θεμελίωσης των μετωπικών στύλων	97
4.16 Εσωτερικές ελευθερίες τεγίδας	98
4.17 Εσωτερικές ελευθερίες μετωπικών στύλων	98
4.18 Εσωτερικές ελευθερίες αντιανέμιων	99

	ΣΕΛΙΔΑ
4.19 Ακαμπτοι κόμβοι σε δοκούς ζυγώματος	99
4.20 Ακαμπτοι κόμβοι σε κόμβο δοκού υποστηλώματος	100
4.21 Ορισμός Load Patterns	100
4.22 Ορισμός Load Cases	101
4.23α) Ορισμός συνδυασμών φορτίσεων	102
4.23β) Ορισμός συνδυασμών σε οριακή	102
4.23γ) Ορισμός συνδυασμών σε οριακή κατάσταση λειτουργίας	103
4.24 Ορισμός Μαζών	103
4.25 Φάσμα Ευρωκώδικα 8	104
4.26 Φάσμα Ευρωκώδικα 8 για κατακόρυφες Συνιστώσες	104
4.27 Κανονικοποίηση φορτίσεων WINDX	106
4.28 Κανονικοποίηση φορτίσεων WINDY	107
4.29 Εισαγωγή superdead φόρτισης σε τεγίδες	108
4.30 Εισαγωγή snow φόρτισης σε τεγίδες	108
4.31 Εισαγωγή live φόρτισης σε τεγίδες	109
4.32 Εισαγωγή WINDX φόρτισης σε μηκίδες	109
4.33 Εισαγωγή WINDX φόρτισης σε μηκίδες	110
4.34 Εισαγωγή WINDY φόρτισης σε μηκίδες	110
4.35 Φόρτιση μελών με DT-	111
4.36 Φόρτιση μελών με DT+	111
4.37 Επιλογή ανάλυσης πλαισιακών χωρίων	112
4.38 Επιλογή των περιπτώσεων για ανάλυση του φορέα	112
4.39 Ορισμός παραμέτρων διαστασιολόγησης	113
4.40 Μόρφωση φορέα μετά το πέρας της διαστασιολόγησης	113

	ΣΕΛΙΔΑ
4.41 Έλεγχος αντοχής	114
4.42 Ιδιομορφές του φορέα	114
4.43 Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 1 ^η και 6 ^η ιδιομορφή	115
4.44 Συντελεστής εκμετάλλευσης δοκού ζυγώματος	115
4.45 Ανάλυση δοκού ζυγώματος	116
4.46 Συντελεστής εκμετάλλευσης υποστηλώματος	116
4.47 Ανάλυση διατομής υποστηλώματος	117
4.48 Συντελεστής εκμετάλλευσης τεγίδας	117
4.49 Ανάλυση διατομής τεγίδας	118
4.50 Συντελεστής εκμετάλλευσης κοίλης τετραγωνικής διατομής κορφιά	118
4.51 Ανάλυση κοίλης τετραγωνικής διατομής κορφιά	119
4.52 Συντελεστής εκμετάλλευσης αντιανέμιου	119
4.53 Ανάλυση οριζοντίου αντιανέμιου συνδέσμου	120
4.54 Συντελεστής εκμετάλλευσης μηκίδας IPE120	120
4.55 Ανάλυση μηκίδας IPE120	121
4.56 Συντελεστής εκμετάλλευσης αντιανέμιου	121
4.57 Ανάλυση κατακόρυφου αντιανέμιου συνδέσμου	122
4.58 Διάγραμμα για δοκό IPE450	123
4.59 Διάγραμμα για τεγίδα IPE180	124
4.59 Διάγραμμα για μηκίδα IPE200	124
5.1 Συνολική μάζα μεταλλικού σκελετού	126
5.2 Μάζα μελών κατασκευής ανά διατομή	126
5.3 Έλεγχος αντοχής φορέα με ελκυστήρες	129
5.4 Συνολική μάζα μεταλλικού σκελετού	130
5.5 Μάζα μελών κατασκευής ανά διατομή	131

ΠΡΩΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο Μελέτης

Αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας αποτελεί η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός βιομηχανικού κτιρίου κατασκευασμένο εξ' ολοκλήρου από χάλυβα.

Το κτίριο θα αποτελείται από επαναλαμβανόμενα πλαίσια από ελατές διατομές διπλού ταυ. Η υπό μελέτη κατασκευή σχεδιάστηκε στα πλαίσια ανάγκης κατασκευής τέτοιου είδους εγκατάστασης στην Αεροπορική Βάση Δεκέλειας.

Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με την χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή SAP 2000 V.20 και βασίστηκε στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993 και 1998 καθώς και στα ελληνικά Προσαρτήματα.

1.2 Ιστορική Αναδρομή των Μεταλλικών Κατασκευών

Ο σίδηρος είναι ένα υλικό, το οποίο χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή κατέχοντας κυρίως δευτερεύοντα ρόλο ήδη από την ελληνική αρχαιότητα έως και τα τέλη του 18^{ου} αιώνα. Κύριες αιτίες για αυτήν την δευτερεύουσα χρήση αποτελούσαν εν μέρει η χαμηλή αντοχή του υλικού κατά την έκθεση του στις καιρικές συνθήκες αλλά κυρίως η δυσκολία παραγωγής του σε μεγάλες ποσότητες. Με την εξέλιξη των επιστημών και ειδικότερα της Φυσικής, της Χημείας και της συγκριτικής έρευνας αντοχής των υλικών κατέστη δυνατή η βιομηχανική παραγωγή του σιδήρου από το τελευταίο τέταρτο του 18^{ου} αιώνα καθιστώντας τον σε ένα είδους νέου φυσικού υλικού.

Ειδικότερα γύρω στο 1750 στην Αγγλία, η οποία αποτέλεσε πατρίδα της βιομηχανικής επανάστασης, εφαρμόστηκαν οι πρώτες μέθοδοι χύτευσης ομογενούς σιδήρου σε ράβδους, με αποτέλεσμα να ξεκινήσει η μαζική παραγωγή του. Η πρώτη εφαρμογή του χυτοσίδηρου πραγματοποιήθηκε με την ανέγερση γέφυρας πάνω από τον ποταμό Severn ανοίγματος 100,5 ποδιών από τον Abraham Darby.



Εικόνα 1.1 Η πρώτη γέφυρα από χυτοσίδηρο Coalbrookdale Αγγλία 1777^[Δ1]

Με αυτόν τρόπο ο σίδηρος άρχισε σταδιακά να χρησιμοποιείται ως δομικό υλικό και στις στέγες των κτιρίων συνηγορώντας σε αυτό και το γεγονός ότι οι ξύλινες στέγες θεάτρων εργοστασίων και αποθηκών καταστρέφονταν συχνά από πυρκαγιές. Μία από τις πρώτες προσπάθειες είναι η κατασκευή του Theatres Francais από τον Victor Louis το 1786.



Εικόνα 1.2 Η στέγη του Theatres Francais από τον Victor Louis το 1786^[Δ1]

Τον 19^ο αιώνα η εξέλιξη ήταν ήδη ραγδαία και ο σίδηρος αποτελούσε το δημοφιλέστερο υλικό για τη φέρουσα κατασκευή και χρησιμοποιούταν σε αναρίθμητη ποικιλία αρχιτεκτονικών εφαρμογών. Η ανθεκτικότητα του στην φωτιά, η χαμηλή του τιμή, η απλή παραγωγή του, η αντοχή του σε μεγάλα φορτία και η δυνατότητα μορφοποίησης του είναι τα μεγάλα πλεονεκτήματα του υλικού, το οποίο το κατέστησαν σύμβολο του 19^{ου} αιώνα. Ο συνδυασμός του σιδήρου μάλιστα και με το υλικό του γυαλιού οδήγησε την αρχιτεκτονική και σε νέες λύσεις. Η πρώτη κατασκευή, η οποία διαμορφώθηκε αποκλειστικώς από τα δύο αυτά υλικά είναι η Gallerie d'Orleans ένα τμήμα του Palais Royal στο Παρίσι από τον Fontaine το 1829.



Εικόνα 1.3 Fontaine, Galerie d' Orleans, Παρίσι, 1829^[Δ1]

Παράλληλα πραγματοποιούνται βήματα για την κατασκευή φέροντος οργανισμού κτιρίου εξ' ολοκλήρου από σίδηρο. Η εφεύρεση μηχανών έλασης του σιδήρου και παραγωγής χαλύβδινων δοκίδων θα δώσει περισσότερο ώθηση στις σιδηρές κατασκευές. Το 1848 ο James Bogardus κατασκεύασε στη Νέα Υόρκη ένα πεντάροφο εργοστάσιο με σκελετό από χυτοσίδηρο, με αποτέλεσμα η μέθοδος κατασκευής σκελετού από χυτοσίδηρο να καταστεί εξαιρετικά δημοφιλής και σύντομα τα περισσότερα εμπορικά και βιομηχανικά κτίρια στις ΗΠΑ να κατασκευάζονται με αυτόν τον τρόπο.



Εικόνα 1.4 Όψη εμπορικού κτιρίου στο St Louis, 1887^[Δ1]

Το τέλος του 19^{ου} αιώνα σηματοδοτείται από την εξέλιξη του χάλυβα και την σταδιακή εφαρμογή του στις κατασκευές σε αντικατάσταση του σιδήρου εξαιτίας και της μεγαλύτερης αντοχής του χάλυβα στην οξείδωση. Το 1889 αποτελεί ορόσημο

καθώς χτίζεται ο Πύργος του Eiffel μία από τις τελευταίες σημαντικότερες κατασκευές από χυτοσίδηρο.



Εικόνα 1.5 Ο Πύργος του Eiffel^[Δ1]

Κατά τη διάρκεια του 20^{ου} αιώνα η τεχνολογία των μεταλλικών φορέων βρίσκεται σε συνεργασία πλέον με την αρχιτεκτονική. Οι ηλεκτρονικοί υπολογιστές και τα σύγχρονα προγράμματα σχεδιασμού και υπολογισμού έδωσαν τη δυνατότητα στην αρχιτεκτονική για κατασκευή υψηλότερων και εντυπωσιακότερων κτιρίων αλλά και για την αναζήτηση νέων μορφών βασισμένων σε πολύπλοκους μεταλλικούς φορείς.^[Δ1]



Εικόνα 1.6 R. Piano, R. Rogers, Centre Pompidou, Παρίσι, 1976^[Δ1]



Εικόνα 1.7 M. von Gerkan, V. Marg, Σ. Σταθμός Lehrter, Βερολίνο 2004^[Δ1]

1.3 Ο Χάλυβας ως Δομικό Υλικό

Ως χάλυβας καλείται το κράμα σιδήρου (Fe) και άνθρακα (C), με περιεκτικότητα σε άνθρακα κάτω του 1,8%. Στην σύνθεση του χάλυβα συνδυάζονται με το σίδηρο διάφορα στοιχεία τα οποία δεν ξεπερνούν σε αναλογία κατά κανόνα το 5%. Συστατικά στοιχεία κάθε χάλυβα αποτελούν ο άνθρακας, σε ποσοστά που κυμαίνονται συνήθως μεταξύ 0,2% και 0,7%, το πυρίτιο (Si), με ποσοστό μεταξύ 0,1 και 0,7% και σε ειδικούς χάλυβες με ποσοστό έως και 4%. Ουσιαστικά η αναλογία σε άνθρακα είναι αυτή που καθορίζει τις ιδιότητες των επιμέρους ποιοτήτων χάλυβα. Γενικά όσο αυξάνεται το ποσοστό του άνθρακα στο κράμα αυξάνονται αναλόγως η σκληρότητα και η αντοχή του σε τάσεις εφελκυσμού με παράλληλη μείωση σε συνεκτικότητα και πλαστιμότητα. Αντιθέτως όσο μειώνεται το ποσοστό του άνθρακα αυξάνεται η καταλληλότητα προς συγκόλληση.

Οι μέθοδοι επεξεργασίας του χάλυβα είναι κατά κύριο λόγο δύο η εν θερμώ και εν ψυχρώ έλαση. Στην εν θερμώ μέθοδο πραγματοποιείται η μορφοποίηση του μετάλλου σε υψηλές θερμοκρασίες μέσω της χύτευσης του σε κλιβάνους και εν συνεχεία πραγματοποιείται η στερεοποίηση του υλικού με διάφορες μεθόδους. Στην εν ψυχρώ μέθοδο πραγματοποιείται η μορφοποίηση του μετάλλου σε θερμοκρασία περιβάλλοντος και σε πάχη ελασμάτων συνήθως μικρά.

Οι φυσικές ιδιότητες του δομικού χάλυβα με ιδιαίτερη σημασία για τις μεταλλικές κατασκευές είναι οι κάτωθι:

- ο υψηλός συντελεστής θερμικής διαστολής
- η μεγάλη θερμική του αγωγιμότητα
- η ελατότητα του, δηλαδή η δυνατότητα μορφοποίησης του σε επίπεδα ελάσματα

- η ολκιμότητα του, η οποία και δίνει τη δυνατότητα μορφοποίησης του σε συρμα

Ενώ οι κυριότερες μηχανικές ιδιότητες του δομικού χάλυβα , οι οποίες είναι καθοριστικές για την χρήση του στη δόμηση είναι οι κάτωθι:

- η μεγάλη αντοχή σε επιμέρους καταπονήσεις (θλίψη, εφελκυσμός, κάμψη) καθώς με αυτόν τον τρόπο είναι δυνατό να χρησιμοποιούνται διατομές με μικρό ίδιο βάρος και να επιτυγχάνεται οικονομία υλικού και χώρου
- το μεγάλο μέτρο ελαστικότητας $E=21\text{Mpa}$ ^{[Γ1],[Γ2]}

1.4 Οι Ευρωπαϊκοί Κανονισμοί Δομικών Έργων

Στο πλαίσιο της πραγματικότητας της Ευρωπαϊκής Ένωσης έχει αρχίσει ήδη από το 1990, η διαδικασία κατάρτισης μίας ομάδας κανονισμών και προτύπων , τα οποία αφορούν και την κατασκευή έργων Πολιτικού Μηχανικού. Βασική επιδίωξη της προσπάθειας αυτής είναι τόσο να συμπεριληφθούν οι τελευταίες εξελίξεις της επιστήμης στις σχετικές τεχνολογίες όσο και στο να επιτευχθεί εναρμόνιση σε ένα ενωποιημένο πλαίσιο των υποθέσεων σχεδιασμού και των μεθόδων , οι οποίες χρησιμοποιούνται σε έργα Πολιτικού Μηχανικού και διέφεραν από χώρα σε χώρα της Ε.Ε. και ανάλογα με το αντικείμενο του έργου ή το βασικό υλικό της κατασκευής.

Μέσω ειδικών επιτροπών που ιδρύθηκαν από την Ε.Ε , συντάχθηκαν οι Δομικοί Ευρωκώδικες. Οι Δομικοί Ευρωκώδικες αποτελούν μία ομάδα προτύπων για το δομικό και γεωτεχνικό σχεδιασμό των έργων του Πολιτικού Μηχανικού, η οποία έχει περιέλθει στην Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN) και περιλαμβάνει τα ακόλουθα πρότυπα:

- EN 1991 Ευρωκώδικας 1 Δράσεις επί των Κατασκευών
- EN 1992 Ευρωκώδικας 2 Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα
- EN 1993 Ευρωκώδικας 3 Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- EN 1994 Ευρωκώδικας 4 Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών από Χάλυβα και Σκυρόδεμα
- EN 1995 Ευρωκώδικας 5 Σχεδιασμός Κατασκευών από Ξύλο
- EN 1996 Ευρωκώδικας 6 Σχεδιασμός Κατασκευών από Λιθοδομή
- EN 1997 Ευρωκώδικας 7 Γενικός Σχεδιασμός
- EN 1998 Ευρωκώδικας 8 Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών
- EN 1999 Ευρωκώδικας 9 Σχεδιασμός Κατασκευών από Αλουμίνιο ^{[A3],[Γ1]}

1.5 Θεμελιώδεις Απαιτήσεις EC3

Ο Ευρωκώδικας 3 (EC3) όπως αναφέραμε αφορά την κατασκευή έργων από χάλυβα και αποτελείται από τα ακόλουθα τμήματα:

- Τμήμα 1 αποτελούμενο από το 1-1: Γενικοί Κανόνες ,1-2:Αντοχή σε Φωτιά και 1-3: Λεπτότοιχα Στοιχεία Ψυχράς Κατεργασίας
- Τμήμα 2 Γέφυρες και Φορείς από Ελάσματα
- Τμήμα 3 Πύργοι, Ιστοί-Καμινάδες
- Τμήμα 4 Δεξαμενές, Σιλό και Σωληνώσεις
- Τμήμα 5 Πάσσαλοι
- Τμήμα 6 Γερανοί
- Τμήμα 7 Κατασκευές στη Θάλασσα
- Τμήμα 8 Κατασκευές στη Γεωργία

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός δομικού έργου από χάλυβα θα πρέπει να υλοποιείται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις:

- Το έργο να παραμένει σε καλή κατάσταση για την χρήση την οποία έχει σχεδιασθεί με προκαθορισμένη πιθανότητα μη αστοχίας , λαμβάνοντας υπόψη τον επιδιωκόμενο χρόνο ζωής του έργου και του κόστους κατασκευής
- Το έργο να είναι σε θέση να αναλάβει και να μεταφέρει όλες τις δράσεις ή τυχόν άλλες επιδράσεις, οι οποίες ενδέχεται να εμφανιστούν τόσο κατά τη διάρκεια της κατασκευής όσο και κατά τη διάρκεια της χρήσης με επαρκή αξιοπιστία
- Το έργο θα πρέπει να παρουσιάζει επαρκή ανθεκτικότητα στο χρόνο σε σχέση με το κόστος συντήρησης.
- Το έργο τέλος θα πρέπει να σχεδιάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να μη μπορεί να υποστεί ζημιές σε έκταση δυσανάλογη ως προς το αρχικό αίτιο από τυχηματικά περιστατικά όπως προσκρούσεις ,εκρήξεις ή ανθρώπινα λάθη.

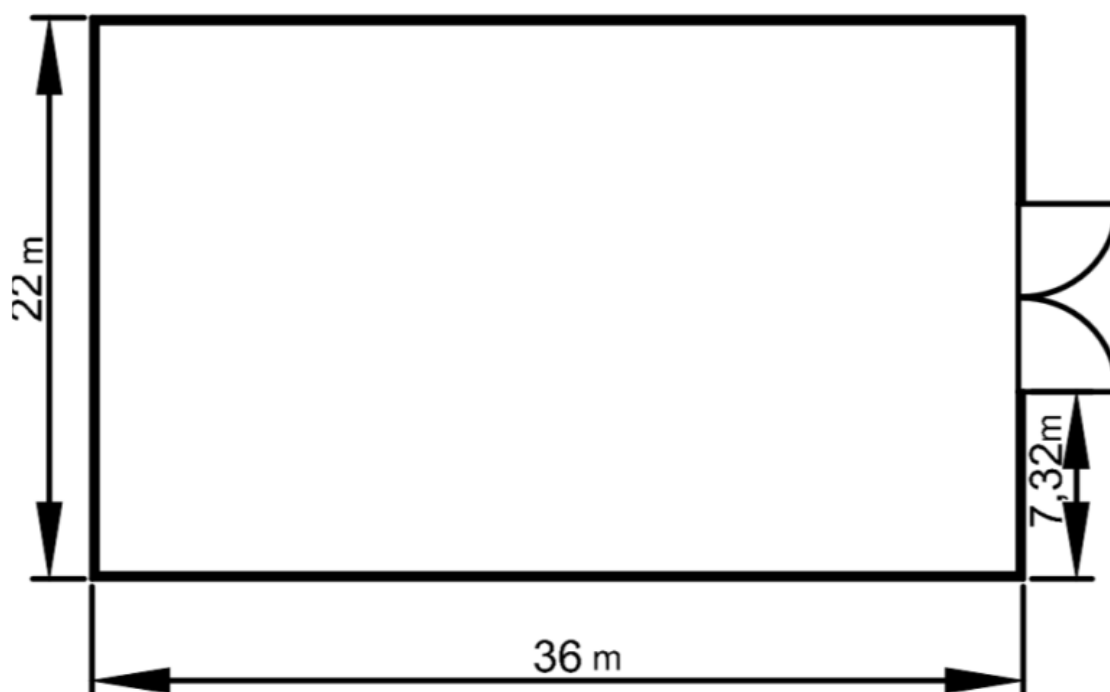
Συνεπώς οι απαιτήσεις αυτές πρέπει να ικανοποιούνται με τον κατάλληλο σχεδιασμό και λεπτομέρειες της κατασκευής , την επιλογή των κατάλληλων υλικών και με τον καθορισμό διαδικασιών ελέγχου για την κατασκευή και τη χρήση του έργου. ^[B5]
.[Γ1]

ΔΕΥΤΕΡΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ

2. Παρουσίαση Έργου

2.1 Περιγραφή Μεταλλικού Φορέα

Το μεταλλικό μονό όροφο κτίριο της παρούσας εργασίας πρόκειται να κατασκευαστεί στην Ανατολική Αττική και ειδικότερα στην Αεροπορική Βάση Δεκέλειας. Η χρήση της κατασκευής προβλέπεται να είναι τύπου βιομηχανική και πιο συγκεκριμένα για αποθήκευση ανταλλακτικών και εξοπλισμού συνεργείου στρατιωτικών οχημάτων καθώς και επισκευής αυτών.



Σχήμα 2.1 Προτεινόμενη κάτοψη κτιρίου

Όπως φαίνεται και σε ανωτέρω Σχήμα το κτίριο πρόκειται να έχει ορθογωνική κάτοψη καταλαμβάνοντας χώρο διαστάσεων $L1 \times L2 = 22 \times 36$ m. Πρόκειται να αποτελείτε από εννέα (9) κύριους δίριχτους πλαισιακούς φορείς, οι οποίοι και θα διαταχθούν παράλληλα και ανά ίση απόσταση μεταξύ τους, διαμορφώνοντας κατά αυτόν τον τρόπο οχτώ (8) συνολικά ανοίγματα μεταξύ τους απόστασης τεσσάρων μέτρων και πενήντα εκατοστών (4,50 m), προκειμένου να παραλάβουν εντός του επιπέδου τους τόσο οριζόντια όσο και κατακόρυφα φορτία (π.χ ανέμου, σεισμικά, χιονιού, ιδίου βάρους κ.α). Το συνολικό ύψος του κτιρίου θα είναι ίσο με $H=6$ m με

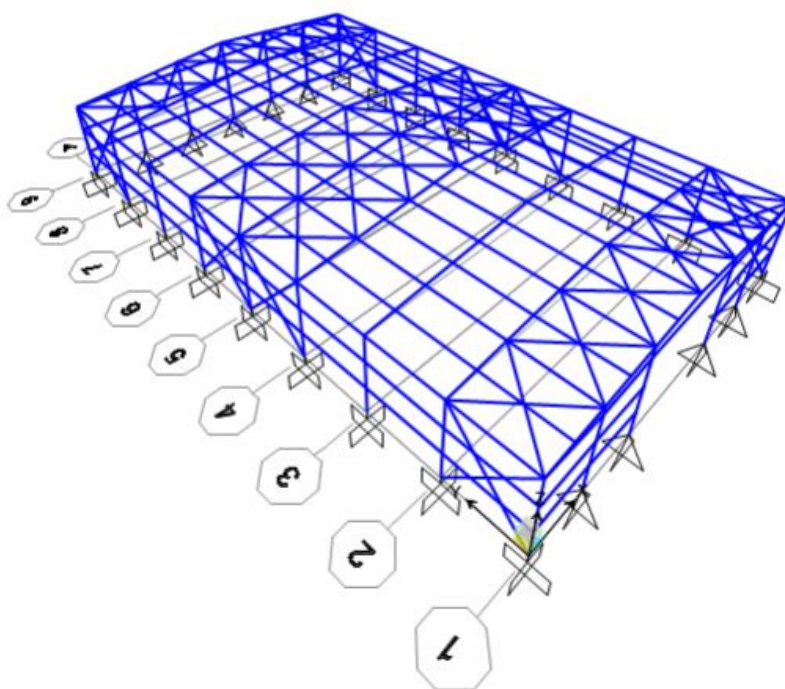
επιμέρους ύψος υποστηλώματος $H_1=5$ m και μέγιστο ύψος κορφιά $H_2=1$ m. Οπότε και θα προκύψει ικανοποιητική κλίση ζυγώματος $5,194^\circ$, εφόσον η γωνία φ , η οποία και σχηματίζεται μεταξύ κορφιά και κόμβου δοκού-υποστηλώματος προκύπτει από το νοητό ορθογώνιο τρίγωνο με $\tan\varphi=1/11$ m $=0,0909$ και $\tan\varphi-1 =5,194^\circ$ και το μήκος του ζυγώματος θα ισούται με 11,05 m. Τέλος τα πλαίσια όπως αναφέραμε θα είναι δίστηλα και θα αποτελούνται από ελατές διατομές I.

Πέραν των ανωτέρω θα χρησιμοποιηθούν και οριζόντιοι σύνδεσμοι, προκειμένου να εξασφαλιστεί η μεταφορά των οριζοντίων δυνάμεων, οι οποίες και ασκούνται κάθετα από το επίπεδο της επιστέγασης στα επιμέρους επίπεδα των κυρίων φορέων και στους κατακόρυφους συνδέσμους, οι οποίοι και αυτοί με τη σειρά τους τις μεταφέρουν στη θεμελίωση. Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν τοποθετηθεί στα ακραία φατνώματα της στέγης καθώς και στο επίπεδο της στέγης του τέταρτου και πέμπτου φατνώματος στο οποίο και έχουν τοποθετηθεί και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

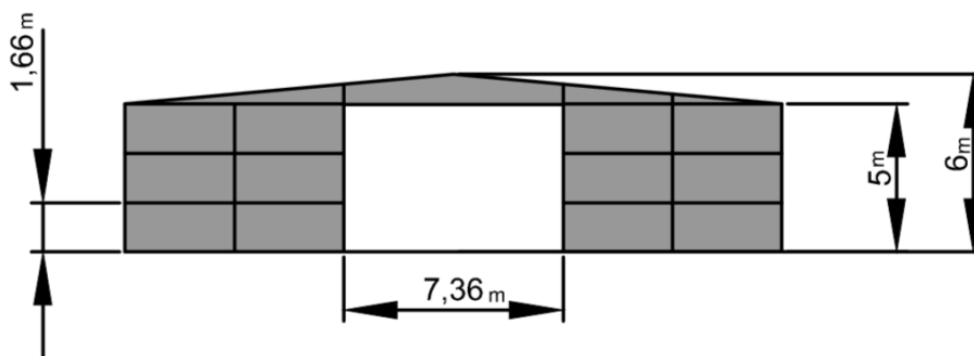
Οι κεφαλές των υποστηλωμάτων θα συνδέονται μεταξύ τους με την κεφαλοδοκό, η οποία και θα διατρέχει το μήκος του κτιρίου σε διεύθυνση κάθετη προς τα επίπεδα των κυρίων φορέων. Με την βοήθεια των κεφαλοδοκών οι οριζόντιες δυνάμεις θα μεταφέρονται προς τους κατακόρυφους συνδέσμους και από εκεί προς τη θεμελίωση.

Οι τεγίδες στην οροφή της κατασκευής θα είναι διατεταγμένες ανά ίση απόσταση μεταξύ τους ενός μέτρου και ογδόντα τριών εκατοστών (1,83 m) πλην των δύο τεγίδων, οι οποίες θα διαταχθούν στον κορφιά και θα απέχουν μεταξύ τους 6 cm. Αυτές με τη σειρά τους θα μεταφέρουν στους κύριους φορείς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση. Ομοίως θα τοποθετηθούν και μηκίδες σε όλες τις όψεις του κτιρίου ανά ίση απόσταση μεταξύ τους ενός μέτρου και εξήντα έξι εκατοστών (1,66 m), προκειμένου να επιτευχθεί γεφύρωση των αποστάσεων μεταξύ των υποστηλωμάτων καθώς και η στήριξη των φύλλων πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Βέβαια οι αποστάσεις και το μήκος των μηκίδων της μπροστινής και της πίσω όψης του κτιρίου θα είναι διαφορετικές προκειμένου να γεφυρωθούν οι αποστάσεις των μετωπικών στύλων και να διαμορφωθούν τα επιμέρους ανοίγματα.

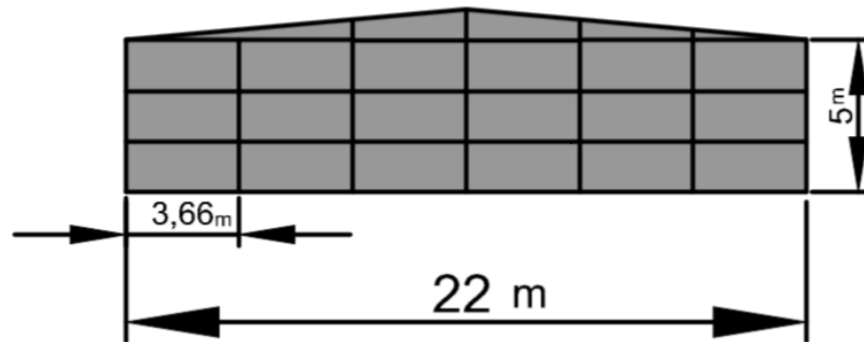
Τέλος όπως αναφέραμε θα τοποθετηθούν μετωπικοί στύλοι στο εμπροσθεν και όπισθεν μετώπων των ακραίων πλαισίων. Η έδραση τους γίνεται απευθείας σε θεμέλια, ενώ άνω στηρίζονται απευθείας στα ακραία πλαίσια. ^[A1]



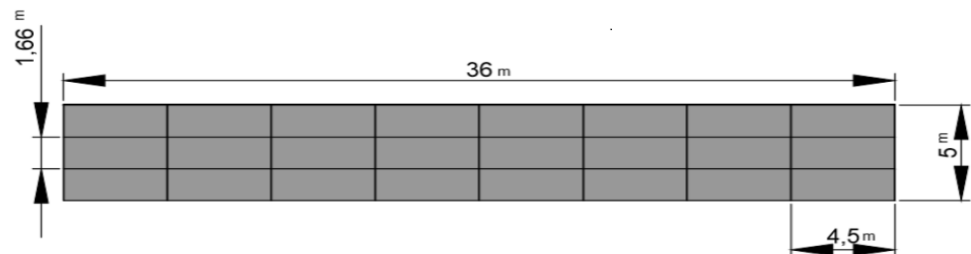
Σχήμα 2.2 Τρισδιάστατη άποψη μεταλλικής κατασκευής



Σχήμα 2.3(α) Πρόσοψη κτιρίου



Σχήμα 2.3(β) Πίσω όψη κτιρίου



Σχήμα 2.4 Πλευρική όψη κτιρίου

2.1.1 Κύριοι Φορείς

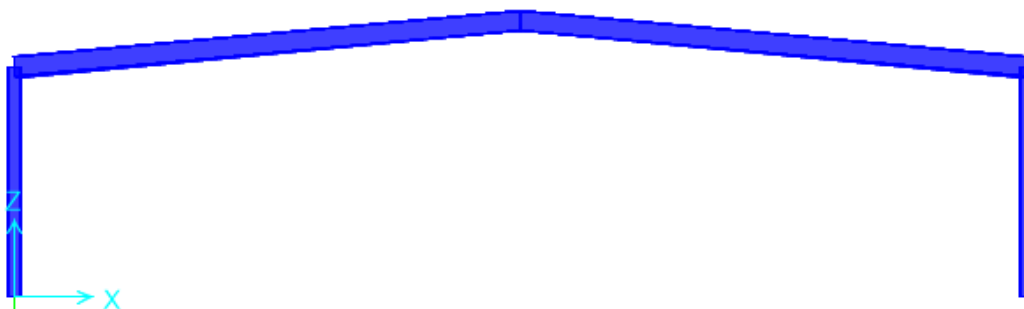
Οι κύριοι φορείς του κτιρίου θα είναι της τυπικής μορφής του δίστηλου ολόσωμου πλαισίου με σταθερό άνοιγμα είκοσι δύο μέτρων (22 m) και μεταξύ τους θα διατάσσονται σε σταθερή απόσταση τεσσάρων μέτρων και πενήντα εκατοστών (4,5 m). Η διάταξη αυτή επιλέχθηκε ως βέλτιστη και προέκυψε λαμβάνοντας υπόψη την οικονομία του υλικού , τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και τη χρήση του κτιρίου ως βιομηχανικό – αποθήκη. Το αποτέλεσμα είναι οικονομικότερο για τη χρήση πλαισίου με ολόσωμα υποστηλώματα σε σύγκριση της χρήσης δικτυωτού ζυγώματος για ενδεικτικά ανοίγματα κάτω των είκοσι πέντε μέτρων. Όπως αναφέραμε και σε προηγούμενη παράγραφο τα πλαίσια αποτελούνται από τα υποστηλώματα και το δικλινές ζύγωμα με κλίση $5,194^\circ$ ή 9,09%.

Για τη διαστασιολόγηση και το σχεδιασμό των υποστηλωμάτων των πλαισίων επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν διατομές διπλού ταυ διότι τα πλαίσια καταπονούνται κυρίως καμπτικά με αποτέλεσμα να απαιτείται το περισσότερο υλικό της διατομής να

είναι στις θέσεις όπου εμφανίζονται οι μεγαλύτερες τάσεις. Οι διατομές λοιπόν είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο ώστε κατά τη δράση των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων να ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας εντός του πλαισίου.

Το πλαίσιο επιλέχθηκε να μορφωθεί ως αμφίπακτο προκειμένου να παρουσιασθεί ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών καθώς και μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο κατά την καταπόνηση υπό τα κατακόρυφα όσο και υπό τα οριζόντια φορτία γεγονός εξαιρετικώς σημαντικό για τους απαιτούμενους ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Τέλος οι κόμβοι σύνδεσης, οι οποίοι απαρτίζουν τον πλαισιακό φορέα, δηλαδή οι κόμβοι ζυγώματος-υποστηλώματος και ο κορυφαίος μορφώνονται ως δύσκαμπτοι και θα διαστασιοποιηθούν με βάση τις σχετικές προβλέψεις του Κανονισμού (Ευρωκώδικας 3, Μέρος 1.8 –Συνδέσεις). Επιπλέον το ζύγωμα τόσο στον κόμβο δοκού-υποστηλώματος όσο και στον κορφιά θα ενισχυθεί με συγκολλημένα ελάσματα προκειμένου να παρέχεται και πρόσθετος απαραίτητος χώρος για τη διαμόρφωση κοχλίωσης με το υποστήλωμα. Το μήκος g της ενίσχυσης θα είναι $L/20$ του ανοίγματος του φορέα του πλαισίου, δηλαδή $L/20 = 22/20 = 1,1$ m και το ύψος της θα είναι ίσο με τα $80/100$ του ύψους της βασικής διατομής με την οποία θα σχεδιαστεί το ζύγωμα. [A1],[B6]



Σχήμα 2.5 Δίστηλο Ολόσωμο Πλαίσιο

2.1.2 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ή διαφορετικά οι αντιανέμοιοι σύνδεσμοι διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων παρακολουθώντας την κλίση τους και ουσιαστικά διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ των διαδοχικών κύριων φορέων. Η δυσκαμψία στο επίπεδο του φατνώματος επιτυγχάνεται λοιπόν με την προσθήκη ράβδων, οι οποίες και σε συνδυασμό με άλλα στοιχεία του φέροντος

οργανισμού (ζυγώματα εκατέρωθεν πλαισίων και τεγίδες) διαμορφώνουν τους λεγόμενους δικτυωτούς φορείς.

Συγκεκριμένα στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε να τοποθετηθούν διαγώνιες ράβδοι ανά δευτέρα τεγίδα στα ακραία φατνώματα καθώς και στο 4^ο και 5^ο φάνωμα όπως και φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 2.6. Οι διαγώνιες ράβδοι επιλέχθηκε κατά το σχεδιασμό να έχουν διατομή από ισοσκελή γωνιακά, τα οποία και θα συνδέονται, στο άνω πέλμα του ζυγώματος με τη χρήση βοηθητικού ελάσματος καθώς και με τις ενδιάμεσες τεγίδες, στις οποίες και θα συγκολληθεί ένα έλασμα στο κάτω πέλμα τους, πάνω στο οποίο θα κοχλιώνονται οι τέσσερις επιμέρους ράβδοι του οριζοντίου χιαστί. Άρα το διαμορφωμένο δικτύωμα δυσκαμψίας θα έχει ως πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν κυρίως πλαισίων και ως ορθοστάτες κάποιες από τις τεγίδες οροφής και ως διαγώνιες τις πρόσθετα τοποθετούμενες ράβδους.

Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων αυτής της κατηγορίας είναι οι κάτωθι :

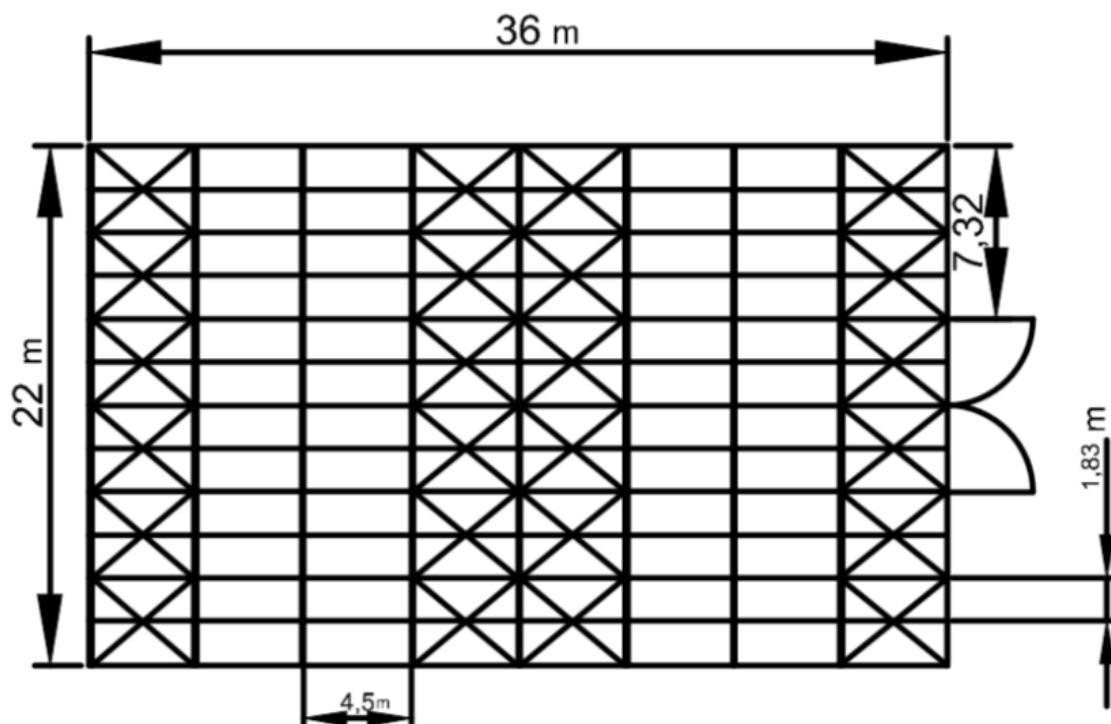
- η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζοντίων ανεμοπιέσεων, οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών στύλων
- η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων
- η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας, με το οποίο και επιτυγχάνεται καλύτερη αγκύρωση των τεγίδων προσφέροντας κιόλας επιπρόσθετη εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στα ζυγώματα
- και τέλος η γενικότερη συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια ανέγερσης της κατασκευής

Κατά την εφαρμογή των οριζοντίων δυνάμεων (ανέμου και σεισμού) θεωρούμε ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη εκ των δύο διαγωνίων κάθε φατνώματος. Κατά συνέπεια λοιπόν η διαστασιολόγηση θα γίνεται με βάση την εφελκόμενη ράβδο, η οποία ανάλογα με τη φορά των οριζοντίων δυνάμεων θα είναι αντίστοιχα η μία ή άλλη διαγώνιος του κάθε φατνώματος.

Για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία θα χρησιμοποιήσουμε του ίδιου τύπου διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους, οι οποίες και διαστασιολογούνται με βάση τις διαγώνιες των ακραίων φατνωμάτων όντας οι πλέον καταπονούμενες.

Τα κόμβο - ελάσματα για τη διαμόρφωση των κόμβων του οριζοντίου συνδέσμου δυσκαμψίας θα τοποθετηθούν κατά κανόνα στην επέκταση του άνω πέλματος του

ζυγώματος στο οποίο θα συγκολληθούν εργοστασιακά μέσω εσωραφών. Για τη σύνδεση των διαγωνίων στις ενδιάμεσες τεγίδες θα συγκολληθεί στο κάτω πέλαμα των τεγίδων κόμβο – έλασμα επί του οποίου θα κοχλιώνονται οι ράβδοι. Τα επίπεδα των δύο ομάδων κόμβο – ελασμάτων θα συμπίπτουν και οι γωνιακές διατομές θα τοποθετηθούν στην κάτω επιφάνεια τους. Η σύνδεση των διαγωνίων ράβδων με τις ενδιάμεσες τεγίδες ουσιαστικά εξυπηρετεί την αποφυγή βελών υπό το ίδιο βάρος των ράβδων και επομένως την άμεση ενεργοποίηση τους κατά τη δράση των οριζοντίων φορτίων. ^{[Α1],[Γ2]}



Σχήμα 2.6 Διάταξη οριζοντίων συνδέσμων δυσκαμψίας

2.1.3 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

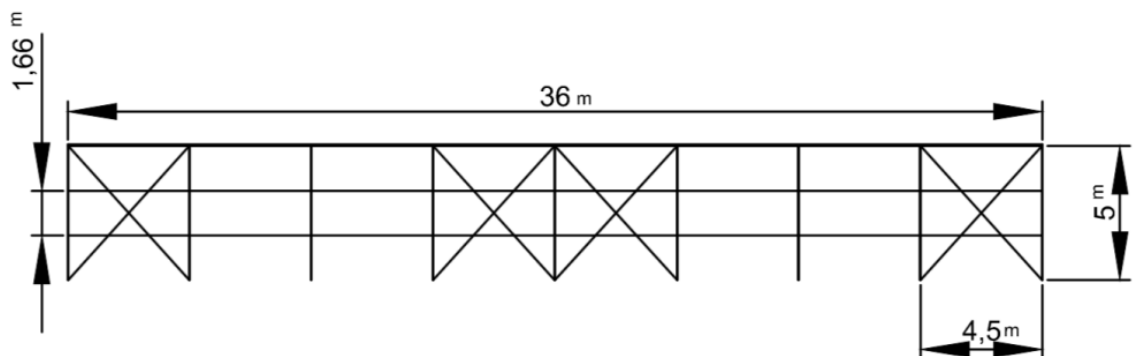
Όπως αναφέραμε όταν τα οριζόντια φορτία δρουν κατά τη διεύθυνση των κυρίων φορέων αυτά παραλαμβάνονται μέσω της πλαισιακής λειτουργίας και μεταφέρονται στη θεμελίωση. Όταν τα φορτία δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά στη θεμελίωση πραγματοποιείται είτε μέσω των κατάλληλα διαμορφωμένων πλαισίων είτε μέσω δύσκαμπτων δικτυωτών φαντωμάτων τα λεγόμενα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, τα οποία και κατασκευάζονται μεταξύ των υποστηλωμάτων.

Οι κύριες λειτουργίες των αντιανέμιων συνδέσμων δυσκαμψίας μεταξύ των υποστηλωμάτων είναι κυρίως οι κάτωθι:

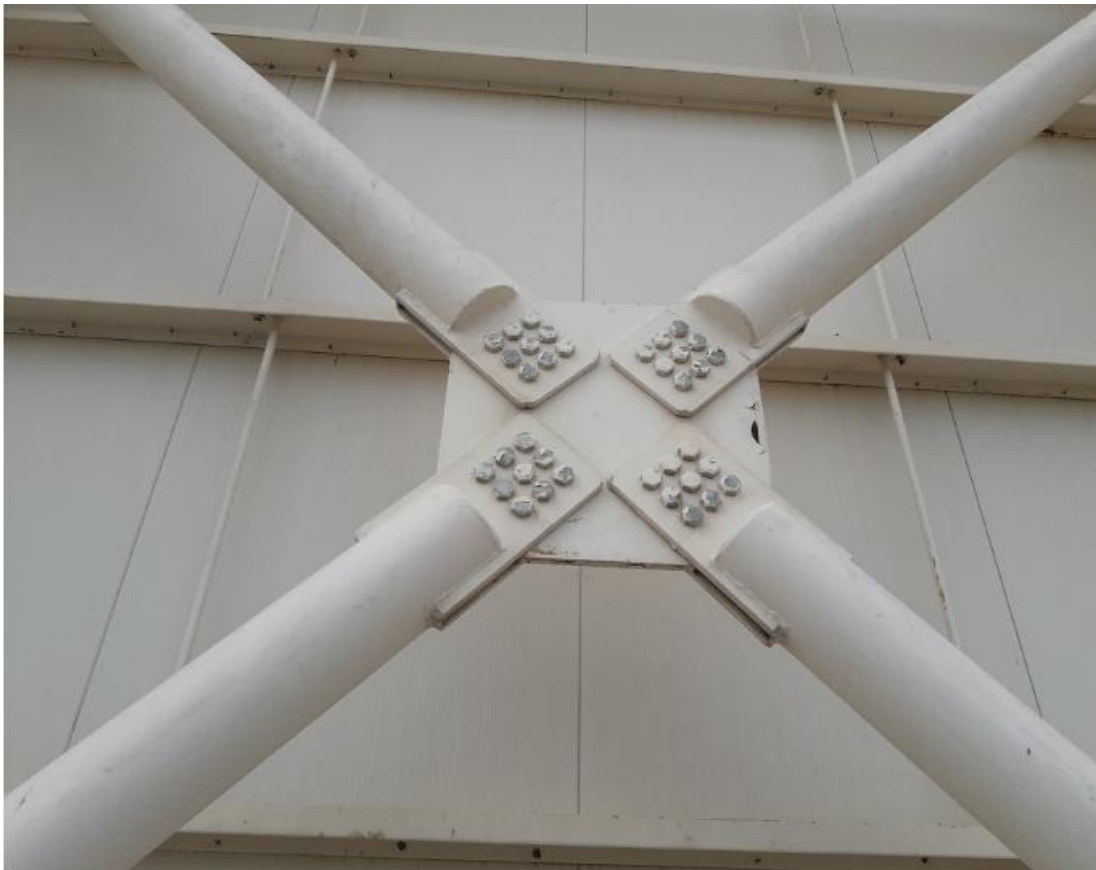
- η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζοντίων φορτίων , τα οποία και δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υποστέγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση
- η παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος όπου να απολήγουν ,οι οποίες παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστηλώματα
- παροχή προσωρινής ευστάθειας στη κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσης της

Στην παρούσα μελέτη για την κατασκευή του μονώροφου μεταλλικού μας φορέα έχει επιλεγεί η τοποθέτηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα με χιαστί ράβδους καθ' ύψος του υποστηλώματος. Η τοποθέτηση τους έγινε στη μέση κάθε μίας από τις δύο πλευρικές όψεις της κατασκευής και συγκεκριμένα στα φατνώματα υπ' αριθμό 4 και 5 αρχόμενης της αρίθμησης από το πρώτο δεξιά πλαίσιο καθώς και στα δύο ακραία φατνώματα προκειμένου να υπάρχει ακολουθία με τα φατνώματα στα οποία έχουν τοποθετηθεί οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.. Κατά τη προδιαστασιολόγηση η διατομή , η οποία επιλέχθηκε για το σχεδιασμό του ανωτέρω συστήματος είναι όμοια με αυτή των οριζοντίων συστημάτων δυσκαμψίας δηλαδή ισοσκελής γωνιακές διατομές. Επίσης αναφέρουμε ότι η μεταφορά των οριζοντίων δυνάμεων από τα οριζόντια στα κατακόρυφα συστήματα γίνεται με τη βοήθεια του δομικού στοιχείου των κεφαλοδοκών.

Η διαστασιολόγηση των συνδέσμων έγινε με την υπόθεση ότι κατά την δράση των οριζοντίων δυνάμεων ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος. Οι διαγώνιοι και οι οριζόντιοι ράβδοι συνδέονται αμφιαρθρωτά με τα υποστηλώματα και δε δέχονται καμπτικά φορτία πέραν του ίδιου βάρους τους. ^{[A1],[B6],[Γ2]}



Σχήμα 2.7 Διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

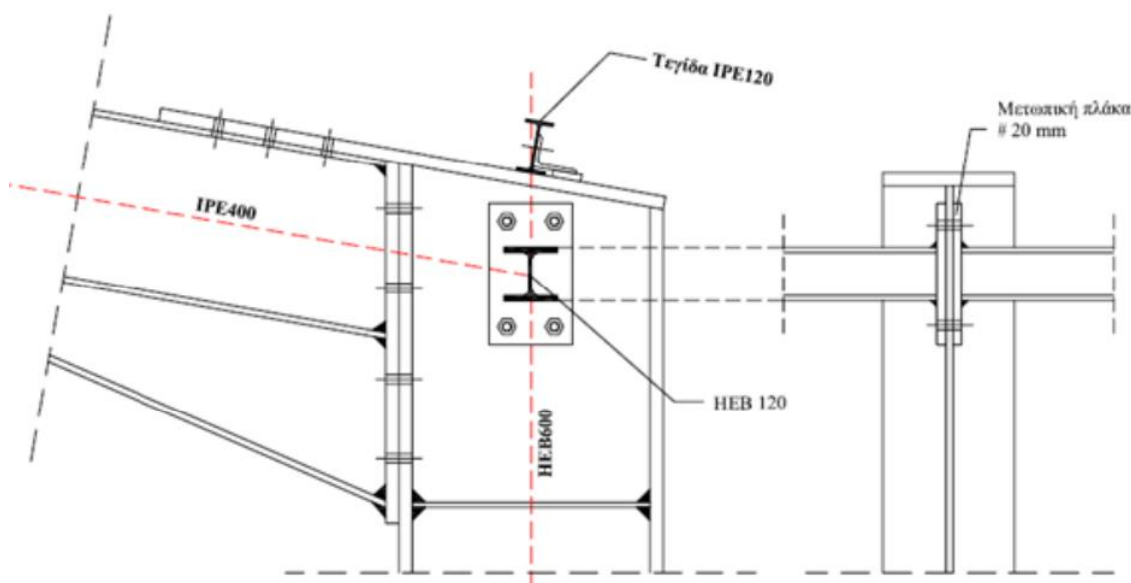


Σχήμα 2.8 Τυπική μορφή σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας^[Δ2]

2.1.4 Κεφαλοδοκοί-Κορφιάς

Η κεφαλοδοκός αποτελεί ένα οριζόντιο γραμμικό στοιχείο το οποίο συνδέει τις κεφαλές των υποστηλωμάτων κάθε κιονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση τη κάθετη προς τα επίπεδα των κυρίων φορέων πέραν πιθανώς των φατνωμάτων στους οποίους δύναται να διαμορφωθούν αρμοί διαστολής. Ειδικότερα μέσω των κεφαλοδοκών επιτυγχάνεται σε σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο επικάλυψης, να παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα (συνδέσμους) δυσκαμψίας και να μεταφέρονται και να κατανέμονται προσεγγιστικά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, προκειμένου με αυτό τον τρόπο οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να έχουμε περισσότερες θέσεις στήριξης και κατά συνέπεια περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Πέραν των ανωτέρω οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επίσης σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής, ιδίως κατά τη φάση ανέγερσης, διότι συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Ειδικότερα η σύνδεση ενός νέου τοποθετούμενου υποστηλώματος με το προηγούμενο του μέσω της κεφαλοδοκού διευκολύνει στη τήρηση της ακριβούς θέσης του οριζοντιογραφικά και υψομετρικά. Η σύνδεση με τα

υποστηλώματα πραγματοποιείται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις. Για τη διαστασιολόγηση και το σχεδιασμό τους επιλέχθηκε η διατομή IPE. [A1],[B6],[Γ2].



Σχήμα 2.9 Τυπική μορφή σύνδεσης κεφαλοδοκού διατομής Διπλού Ταυ^[Γ2]

Τέλος για τη σύνδεση των κορυφών των ζυγμάτων θα τοποθετηθεί ένα οριζόντιο γραμμικό στοιχείο ως κορφιάς, το οποίο και θα διατρέχει όλο το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση τη κάθετη προς τα επίπεδα των κυρίων φορέων, διευκολύνοντας κατά αυτό τον τρόπο την ανέγερση και σύνδεση των πλαισιακών φορέων. Ως διατομή προδιαστασιολόγησης θα επιλεγεί μια κοίλη τετραγωνική.

2.1.5 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δευτερεύοντα δομικά στοιχεία μίας μεταλλικής κατασκευής, τα οποία και βοηθούν στο να μεταφέρονται οι δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης όπως το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο στους κύριους φορείς. Επίσης λειτουργούν ως στοιχεία, τα οποία συμμετέχουν στη διαμόρφωση του συστήματος οριζοντίων συνδέσμων δυσκαμψίας και προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα.

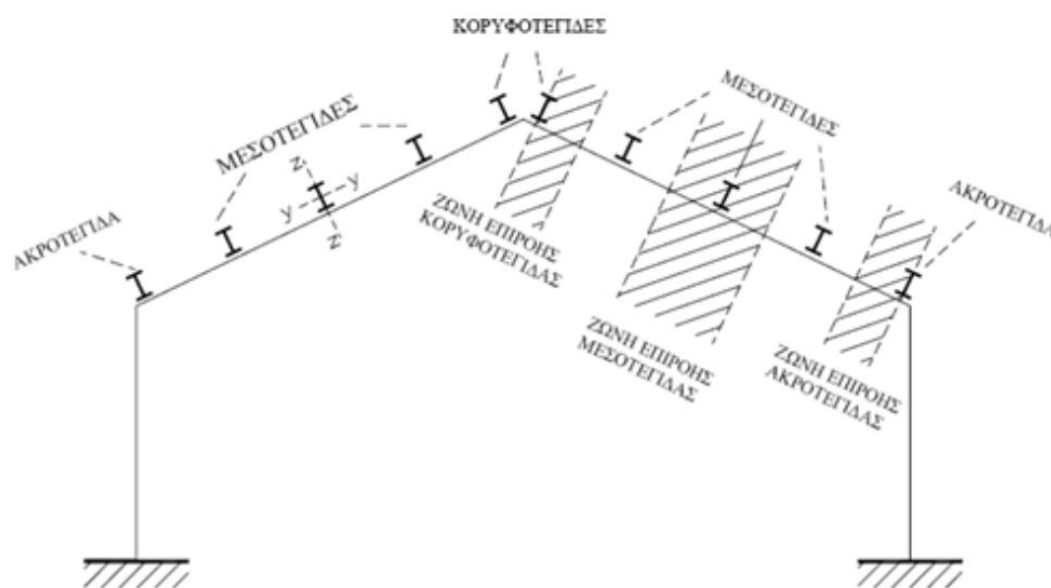
Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη και δύναται να σχεδιάζονται με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Οι αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων κυμαίνονται συνήθως μεταξύ του 1,30 m έως και 4,00 m. Γενικότερα η επιλογή της απόστασης κατά το σχεδιασμό εξαρτάται από την αντοχή και δυσκαμψία των φύλλων επικάλυψης, τη μόρφωση των οριζοντίων συνδέσμων δυσκαμψίας, το χρησιμοποιούμενο τύπο διατομής της τεγίδας και το μέγεθος των δράσεων. Η οικονομικότητα της επιλεγόμενης διάταξης συνδέεται με σχετικά μεγαλύτερες αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων, γενικώς οικονομικές μπορεί να θεωρούνται

αποστάσεις ίσες προς την ενδεικτική διάσταση των 1,80 m. Οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί. Τα αμφιέριστα στοιχεία παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στην ανέγερση, όμως για συγκεκριμένα φορτία σχεδιασμού καταπονούνται συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές, από μεγάλες καμπτικές ροπές και παρουσιάζουν μεγάλες παραμορφώσεις απαιτώντας τελικώς σχετικά μεγαλύτερες διατομές. Οι συνδέσεις σε κάθε άκρο λαμβάνοντας υπόψη και τις δευτερεύουσες λειτουργίες των τεγίδων είναι σκόπιμο να γίνονται με δύο τουλάχιστον κοχλίες.

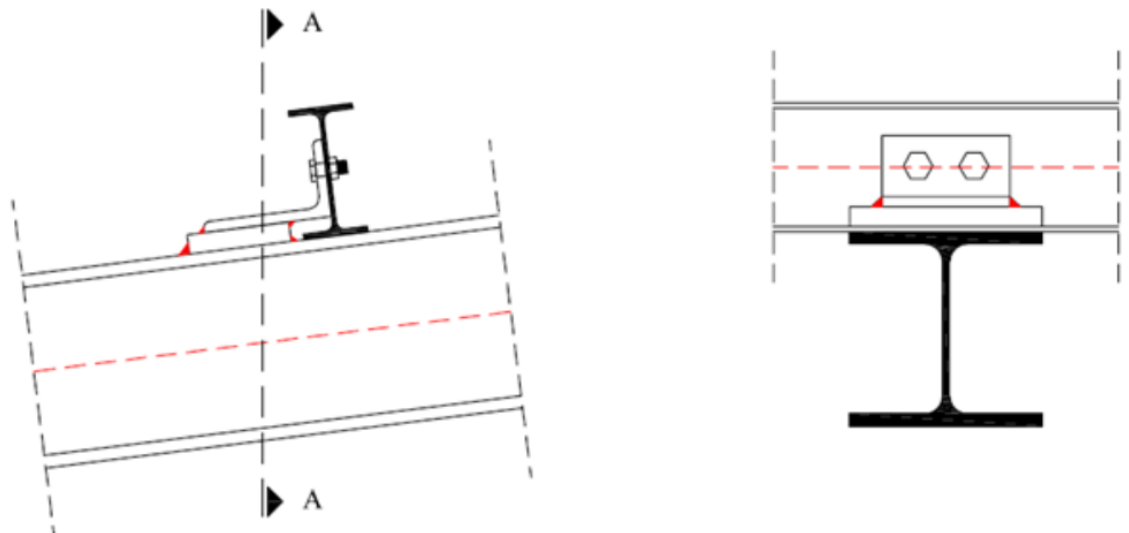
Στη παρούσα μεταλλική κατασκευή και λαμβάνοντας υπόψη και τις αρχιτεκτονικές μας απαιτήσεις οι τεγίδες είναι διατεταγμένες ανά 1,83 m και έχουν σχεδιαστεί να κατασκευαστούν ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ δύο διαδοχικών φορέων, ενώ για τη διαστασιολόγηση τους λαμβάνοντας υπόψη την καμπτική κυρίως καταπόνηση επιλέχθηκε χρήση διατομής από τη σειρά ΙΡΕ.

Ειδικότερα με τη τοποθέτηση των τεγίδων στο άνω πέλμα του ζυγώματος προκύπτει πλευρική δέσμευση του πέλματος όταν αυτό υφίσταται θλίψη και δέσμευση έναντι στροφής όταν το άνω πέλμα είναι εφελκόμενο.

Τέλος σε κάθε τεγίδα υπάρχει δυνατότητα τοποθέτησης δύο σειρών ελκυστήρων στα τρίτα του ανοίγματος μεταξύ δύο συνεχόμενων φορέων πλαισίου, προκειμένου να δεσμευτούν ορισμένες διατομές της τεγίδας έναντι πλευρικής μετάθεσης και για να πετύχουμε μία λειτουργία πρόσθετων ενδιάμεσων στηρίξεων. Στην παρούσα μελέτη κατά τη φάση της προδιαστασιολόγησης δεν επιλέχθηκε η τοποθέτηση τους ^{[A1],[Γ2]}.



Σχήμα 2.10 Διάταξη τεγίδων επί του ζυγώματος ^[Δ6]



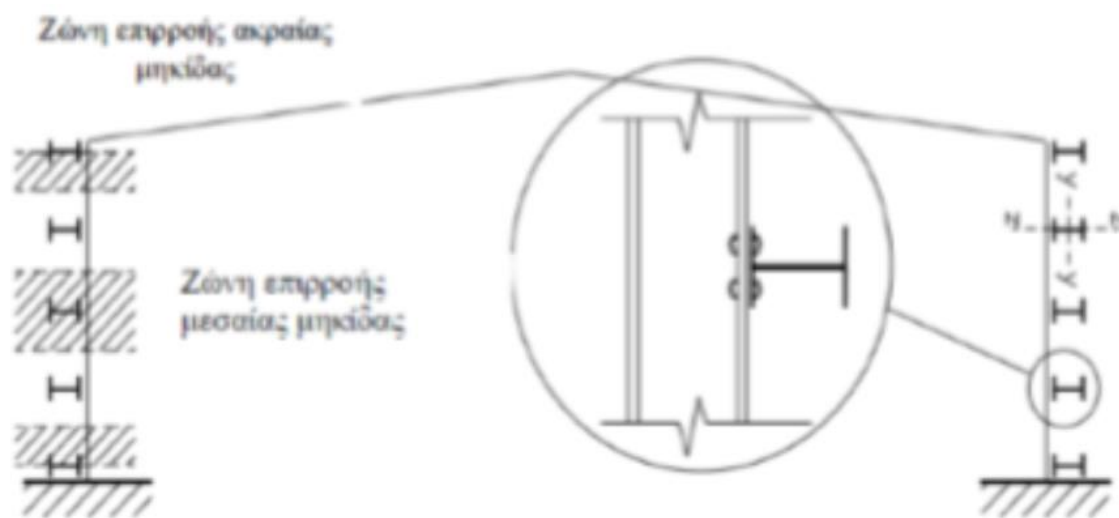
Σχήμα 2.11 Τυπική μορφή στήριξης τεγίδας με χρήση γωνιακών επί ζυγώματος^[Γ2]

2.1.6 Μηκίδες

Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά τρόπο παρόμοιο με εκείνο των τεγίδων και έχουν συνήθως και τον ίδιο τύπο διατομής (IPE).

Συγκεκριμένα όσο αφορά τη παρούσα μεταλλική κατασκευή οι μηκίδες θα διαμορφωθούν ως αμφιέριστα στοιχεία και θα διαταχθούν τόσο στις πλευρικές όψεις όσο και επί των προσόψεων ανά 1,66 m επί των υποστηλωμάτων. Ως δομικό στοιχείο οι μηκίδες έχουν ως κύρια φόρτιση την ανεμοπίεση και για αυτό το λόγο είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο ώστε ο ισχυρός άξονας του να ενεργοποιείται με τα φορτία ανέμου.

Οι παραμορφώσεις λόγω των κατακόρυφων φορτίων όπως είναι το ίδιο βάρος των μηκίδων και το βάρος της επένδυσης δύναται να αναιρούνται σε μεγάλο βαθμό λόγω της πρόβλεψης ύπαρξης ελκυστήρων στα τρίτα του ανοίγματος όπως και στις τεγίδες μεταφέροντας με αυτόν τον τρόπο σε μία ράβδο η οποία συνδέεται με το ζύγωμα. Το βάρος των φύλλων επένδυσης μεταφέρεται στη στάθμη απόληξης της επένδυσης κάτω. Κατά τη φάση της προδιαστασιολόγησης δεν επιλέγει η τοποθέτηση της ανωτέρω διάταξης.^{[A1],[B6]}

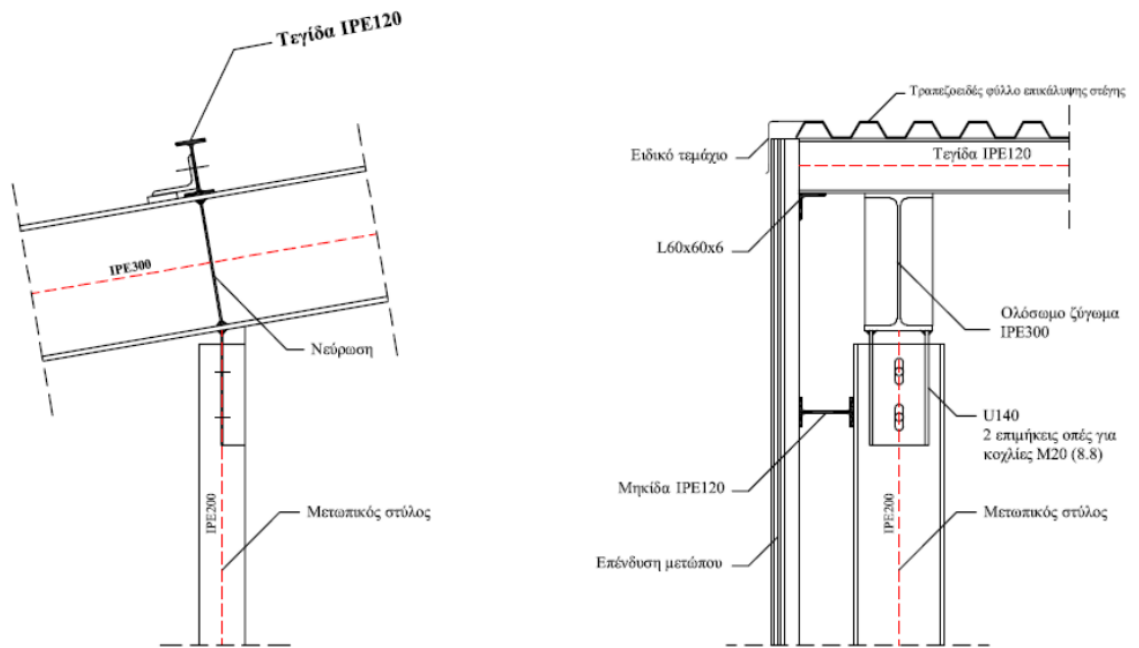


Σχήμα 2.12 Τυπική διάταξη μηκίδων και ζώνες επιρροής^[Δ6]

2.1.7 Μετωπικοί Στύλοι

Οι μετωπικοί στύλοι ως δομικό στοιχείο ενός μεταλλικού φέροντος οργανισμού προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους πέραν των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων συνδέονται άμεσα με το άνοιγμα, το οποίο οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων δύναται να γεφυρώσουν. Το άνοιγμα αυτό συνήθως κυμαίνεται μεταξύ των 4,00 και 7,00 m. Για την επιλογή της θέσης των μετωπικών στύλων λαμβάνεται υπόψη και η διάταξη των τεγίδων και των οριζοντίων συστημάτων δυσκαμψίας. Ειδικότερα επιδιώκεται οι στύλοι να τοποθετούνται σε θέσεις όπου αντιστοιχούν κόμβοι του οριζοντίου συνδέσμου.

Κύρια καταπόνηση για τους μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, με αποτέλεσμα τα στοιχεία που τους συνθέτουν να είναι κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη. Στην υφιστάμενη κατασκευή αυτοί θα εδράζονται σε θεμέλια στα κάτω άκρα ενώ άνωθεν θα στηρίζονται στα ακραία πλαίσια με σύνδεση κύλισης, διότι δεν είναι επιθυμητή η παρεμπόδιση της ελεύθερης παραμόρφωσης των ζυγμάτων. Η σύνδεση με το ζύγμα πραγματοποιείται μέσω κοχλιών σε επιμήκεις οπές, η ακριβή διάσταση των οποίων εξαρτάται από το μέγεθος των παραμορφώσεων του ακραίου πλαισίου και προκειμένου να αποφεύγεται η μεταφορά αξονικών δυνάμεων στα μετωπικά υποστηλώματα.^{[A1],[B6]}



Σχήμα 2.13 Τυπική διάταξη μετωπικών στύλων με το ζύγωμα^[Γ2]

2.1.8 Φύλλα Επικάλυψης

Πρόκειται για τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται τόσο πλευρικά όσο και σε επίπεδο οροφής ο φέρων οργανισμός του κτιρίου. Τα φύλλα επικάλυψης πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και επαρκή αγκύρωση, επί των στοιχείων στα οποία και πρόκειται να στηριχθούν, ώστε με αυτό τον τρόπο να είναι δυνατή η μεταφορά τόσο στις τεγίδες όσο και στις μηκίδες της κατασκευής τα φορτία πίεσης ή οποιαδήποτε άλλη καταπόνηση υφίσταται η κατασκευή. Η στήριξη τους θα πραγματοποιηθεί με τη χρήση κατάλληλων βιδών, οι οποίες θα καλύπτονται με αρμοκαλύπτρα, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται και η απαραίτητη υγρομόνωση.

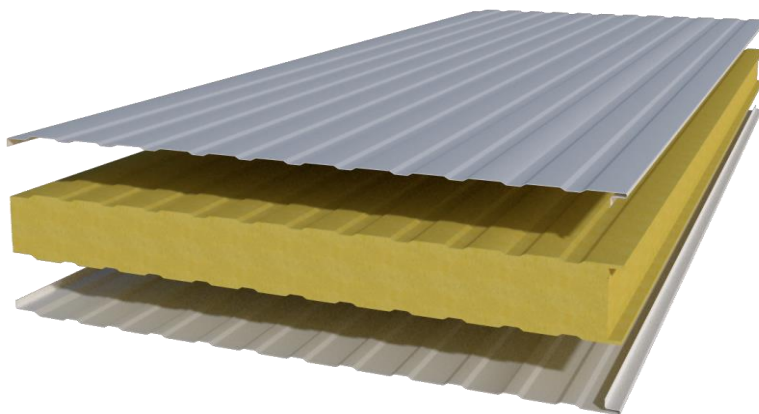
Εκτός της ανάγκης για επαρκή αντοχή, προκειμένου να επιτυγχάνεται η μεταφορά των επιμέρους φορτίων στο φέρων οργανισμό, τα φύλλα επικάλυψης πρέπει να παρέχουν και την απαραίτητη θερμομόνωση και ηχομόνωση. Για αυτό το λόγο και θα χρησιμοποιήσουμε στη κατασκευή μας τα πιο ευρέως σε χρήση διαδεδομένα στοιχεία επικάλυψης τα θερμομονωτικά πάνελ τύπου «σαντουίτς». Πρόκειται ουσιαστικά για θέρμο-ήχο μονωτικά προκατασκευασμένα φύλλα επικάλυψης των οποίων η γενική μορφή αποτελείται από ένα σκληρό στρώμα πολουρεθανίου (θήρμο-ήχο μονωτικό υλικό) πάχους 30-80 mm με επικάλυψη φύλλου αλουμινίου στην εξωτερική πλευρά και φύλλου χάλυβα στην εσωτερική.

Στο κτίριο μας θα τοποθετηθούν θερμομονωτικά πάνελ ίδιου τύπου τόσο στο επιστέγασμα όσο και στις πλαγιοκαλύψεις. Το ακριβές πάχος των πάνελ θα ληφθεί από

πίνακες αντοχών της εταιρείας παραγωγής η, η οποία θα επιλεγεί με αρχική εκτίμηση βάρους $g=0,18 \text{ KN/m}^2$ ^{[A1],[Δ3]}



Εικόνα 2.1 Πάνελ πολυουρεθάνης επιστεγάσματος^[Δ3]



Εικόνα 2.2 Πάνελ πολυουρεθάνης πλαγιοκάλυψης^[Δ3]

2.2. Υλικό Κατασκευής

Για όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής θα χρησιμοποιηθεί χάλυβας κατηγορίας S235. Οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και θραύσης f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN10025-2 και EN 1993-1-1. Παρακάτω παρουσιάζονται χαρακτηριστικά του χάλυβα της κατασκευής.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1:2005, §3.2.6) το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ισούται με $E=21 \text{ GPa}$, το ειδικό βάρος είναι ίσο με $\gamma=78,5 \text{ KN/m}^3$, ο συντελεστής Poisson έχει τιμή $\nu=0,3$ και ο συντελεστής γραμμικής διαστολής λαμβάνεται ίσος με $\alpha=12 \cdot 10^{-6} / \text{C}^\circ$. Οι ανωτέρω τιμές λαμβάνονται για οποιαδήποτε τιμή δομικού χάλυβα.^[B5]

Πίνακας 2.1 Ονομαστική τιμή ορίου διαρροής f_y και ορίου θραύσης f_u κατά EN1993

Κατηγορία κατά EN10025	Ονομαστικό πάχος στοιχείου t (mm)			
S235	$t \leq 40$ mm		40 mm $\leq t \leq 80$ mm	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
	235	360	235	360

ΤΡΙΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ

3. Δράσεις Υπολογισμού

3.1 Μόνιμες Δράσεις

Ως μόνιμες δράσεις ορίζονται όλες εκείνες οι δράσεις οποίες αναμένεται να ενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς με τη διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο να είναι αμελητέα. Στην κατηγορία των μόνιμων δράσεων (permanent action ή dead loads) περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία , τα οποία δρουν σε ολόκληρη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής όπως τα ίδια βάρη του φορέα (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως , ψευδοροφές, επικαλύψεις , επενδύσεις , επιστρώσεις , μονώσεις δαπέδων , ηλεκτρικά-υδραυλικά δίκτυα , κλιματιστικά συστήματα) , σταθερός εξοπλισμός καθώς και έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.

Ως τιμές των μόνιμων δράσεων , οι οποίες και πρόκειται να δράσουν στον φορέα και θα εισαχθούν στο στατικό μας προσομοίωμα θα είναι οι κάτωθι:

- ίδιο βάρος χάλυβα $g = 78,5 \text{ KN/m}^3$
- επικαλύψεις με $g = 0,18 \text{ KN/m}^2$
- λοιπά μόνιμα με $g = 0,07 \text{ KN/m}^2$ ^{[A3],[B2]}

3.2 Μεταβλητές Δράσεις

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία , τα οποία προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από τη παρουσία ανθρώπων , επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κ.τ.λ καθώς και τα φορτία χιονιού , ανέμου και τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι γνωστό το ακριβές τους βάρος και θέση οπότε οι τιμές τους προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς. ^{[A3],[B2]}

3.2.1 Επιβαλλόμενα Φορτία σε Κτίρια

Τα επιβαλλόμενα φορτία των κτιρίων είναι ομοιόμορφα διανεμημένα ή συγκεντρωμένα και οφείλονται είτε σε κανονική χρήση του κτιρίου από ανθρώπους είτε σε εξοπλισμό και προκύπτουν από τη χρήση των φορτιζόμενων επιφανειών

Στη συγκεκριμένη περίπτωση φορτιζόμενη επιφάνεια αποτελεί η στέγη της κατασκευής . Οι στέγες κατηγοριοποιούνται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με τη προσβασιμότητα , όπως φαίνεται και στο παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.1 Κατηγοριοποίηση Στεγών^[A3]

Κατηγορίες Φορτιζόμενων Επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
H	Οροφές προσιτές μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές
I	Οροφές προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D
K	Οροφές προσιτές για ειδικές υπηρεσίες όπως για προσγείωση ελικοπτέρων

Η υπό εξέταση στέγη της παρούσας κατασκευής ορίζουμε ότι ανήκει στη κατηγορία H. Για στέγες αυτής της κατηγορίας, οι τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.2 Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας H^[A3]

Οροφή	q (KN/m ²)	Q (KN)
Κατηγορία H	0.00-1.00	0,90 -1.50

Το q μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα σε μία επιφάνεια A, η οποία και ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή για το A είναι τα 10 m², στα πλαίσια ενός φάσματος μεταξύ του μηδενός και ολόκληρης της επιφάνειας της στέγης.

Στο στατικό προσομοίωμα επιλέχθηκε ως επιβαλλόμενο φορτίο q= 0,5 KN/m², προτεινόμενη τιμή του Εθνικού Προσαρτήματος, θεωρώντας ότι δρα σε ολόκληρη την επιφάνεια της στέγης. Σε στέγες τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με φορτία χιονιού ή ανέμου. Το φορτίο Q το παίρνουμε κατά το στατικό προσομοίωμα ίσο με Q= 1 KN και θα χρησιμοποιηθεί εν δυνάμει μόνο για τοπικούς ελέγχους. ^{[A3],[B2]}

3.2.2 Φορτία Χιονιού

Το φορτίο χιονιού κατηγοριοποιείται ως μεταβλητή σταθερή δράση. Υπεύθυνη για τη ανωτέρω κατηγοριοποίηση του είναι η εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες, ενώ χρήζει ιδιαίτερης σημασίας σε περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός με συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού, η οποία εναποτίθεται σε μία στέγη εξαρτάται από τη κλίση της στέγης καθώς και τη τοποθεσία του έργου (υψόμετρο, προσανατολισμός κ.τ.λ.), ενώ η πυκνότητα του με την οποία και καθορίζεται τελικώς το φορτίο λόγω χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το

βαθμό συμπίκνωσης στην εκάστοτε θέση. Συνεπώς πέρα της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας είναι δυνατό να απαιτηθεί να ληφθεί υπόψη και η επίδραση του ανέμου που με τη σειρά του μπορεί να προκαλέσει ανακατανομή του χιονιού ή ακόμη και μερική απομάκρυνση του από τη στέγη . Τέλος οφείλουμε να λαμβάνεται υπόψη οποιαδήποτε αλλαγή στην κατανομή του χιονιού στις στέγες λόγω διαφυγής της θερμότητας από το κτίριο ή και από εργασίες απομάκρυνσης αυτού.

Για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού χρησιμοποιήθηκε το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1991-1-3 (Ευρωκώδικας 1), στο οποίο και περιέχονται λεπτομερώς οι μορφές φόρτισης, οι οποίες και πρέπει να ληφθούν υπόψη στην ανάλυση για τον τρόπο εναπόθεσης του χιονιού πάνω στη στέγη.

Το φορτίο χιονιού με το συμβολισμό s , που ασκείται επί της στέγης , θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα στην οριζόντια προβολή αυτής. Για τοποθεσίες , όπου και επικρατούν κανονικές συνθήκες , δηλαδή χωρίς να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων, θα εφαρμόζεται ο συνδυασμός ο οποίος αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές καταστάσεις. Οι σχέσεις προσδιορισμού είναι οι κάτωθι:

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$S = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (3.1)$$

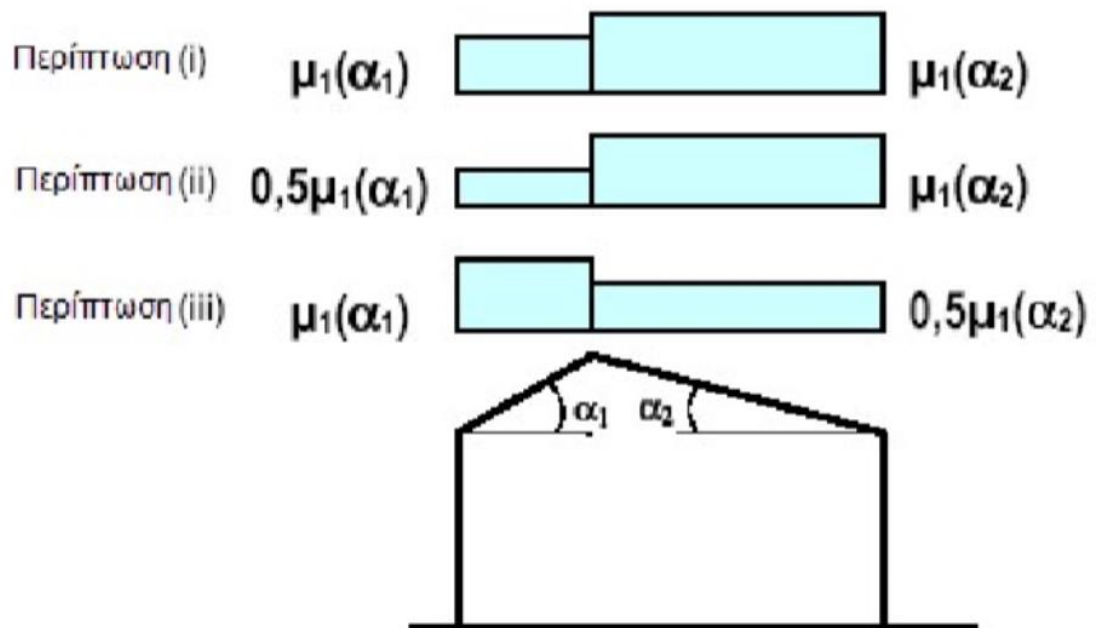
- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_{ad} \quad (3.2)$$

Όπου :

- μ_i ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού
- s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- S_{ad} η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικά φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία , όπου $S_{ad} = C_{es1} * s_k$ με C_{es1} να είναι ο συντελεστής εξαιρετικού φορτίου χιονιού και ίσος με 2,00
- C_e ο συντελεστής έκθεσης
- C_t ο θερμικός συντελεστής,

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή μορφής χιονιού θα χρησιμοποιήσουμε τις προβλεπόμενες διατάξεις για δίκλινες στέγες όπως φαίνεται σχηματικά παρακάτω λαμβάνοντας την πλέον δυσμενή περίπτωση:



Σχήμα 3.1 Κατανομή φορτίου χιονιού ^[A3]

Πίνακας 3.3 Συντελεστής μορφής χιονιού ^[A3]

Κλίσης στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$60^\circ \leq \alpha$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη τη γεωμετρία της εξεταζόμενης μας δίκλινης στέγης, δηλαδή τη γωνία κλίσης, η οποία και είναι ίση με $\alpha_1 = \alpha_2 = 5,194^\circ$ προέκυψε ότι ο συντελεστής μορφής χιονιού θα είναι $\mu_1 = 0,8$.

Όσον αφορά τη τιμή του συντελεστή έκθεσης C_e αυτή εξαρτάται από τα διάφορα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της εκάστοτε περιοχής και οι δυνατές τιμές παρατίθεται στο παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.4 Συνιστώμενες τιμές του C_e για διάφορα τοπογραφικά χαρακτηριστικά ^[A3]

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο	0,8
Κανονικό	1,0
Προφυλαγμένο	1,2

Η περιοχή του Τατοΐου, στην οποία και πρόκειται να κατασκευαστεί το κτίριο μπορούμε να τη χαρακτηρίσουμε κανονική ως προς τα τοπογραφικά της χαρακτηριστικά. Δηλαδή πρόκειται για μία περιοχή, η οποία δεν εμφανίζει σημαντική μετακίνηση του χιονιού λόγω ανέμου σε κατασκευές εξαιτίας φυσικού ανάγλυφου και παρουσία δένδρων. Συνεπώς ως τιμή του συντελεστή έκθεσης C_e λαμβάνεται ίση με τη μονάδα (1,0).

Ο θερμικός συντελεστής C_t χρησιμοποιείται προκειμένου να λαμβάνεται υπόψη πιθανή επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω στέγης. Για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης στέγης, όπως αυτή της κατασκευής μας λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα δηλαδή $C_t=1,00$.

Για τις χώρες της Ε.Ε οι χαρακτηριστικές τιμές του φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_k και για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα του EN 1991-Μέρος 1-3). Για την Ελλάδα σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζονται οι κάτωθι τρεις ζώνες χιονιού, με χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ για έδαφος το οποίο και βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας ως ακολούθως :

- Ζώνη I ($s_{k,0}=0,4 \text{ KN/m}^2$)
- Ζώνη II ($s_{k,0}=1,7 \text{ KN/m}^2$)
- Ζώνη II ($s_{k,0}=1,7 \text{ KN/m}^2$)

Σημειώνουμε βέβαια ότι για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο των 1500 m πρέπει να πραγματοποιηθεί ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε KN/m^2 συναρτήσει της Ζώνης και του αντιστοίχου υψομέτρου (A) για μια τοποθεσία δίνεται από τη παρακάτω σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \times \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right] \quad (3.3)$$

Η υπό εξέταση περιοχή, στην οποία πρόκειται να κατασκευαστεί το κτίριο μας ανήκει στην Αττική, δηλαδή στη ΖΩΝΗ III με $s_{k,0}= 0,8 \text{ KN/m}^2$ και έχει υψόμετρο $A=239 \text{ m}$. Αντικαθιστώντας λοιπόν στην ανωτέρω σχέση τα δεδομένα μας προκύπτει ότι η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού ισούται με $s_k=0,854 \text{ KN/m}^2$

Οπότε η τιμή του φορτίου χιονιού της στέγης για τις καταστάσεις σχεδιασμού προκύπτει αντικαθιστώντας αντιστοίχως τις ανωτέρω τιμές στις αρχικές σχέσεις (3.1) και (3.2)

- Για τις καταστάσεις σχεδιασμού διάρκειας το φορτίο του χιονιού είναι ίσο με:
 $S = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1,00 * 1,00 * 0,854 \text{ KN/m}^2 = 0,68 \text{ KN/m}^2$
- Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού το φορτίο χιονιού είναι ίσο με :

$$S = \mu_i * C_e * C_t * C_{es1} * s_k = 0,8 * 1,00 * 1,00 * 2,00 * 0,854 \text{ KN/m}^2 = 1,36 \text{ KN/m}^2$$

Έτσι λοιπόν χρησιμοποιώντας τη κατανομή του φορτίου χιονιού του Σχήματος 3.1 προκύπτουν οι κάτωθι περιπτώσεις

Πίνακας 3.5 Κατανομή φορτίου χιονιού για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια

Περιπτώσεις	Αριστερό Ζύγωμα (KN/m ²)	Δεξί Ζύγωμα (KN/m ²)
Περίπτωση 1	-0,68	-0,68
Περίπτωση 2	-0,34	-0,68
Περίπτωση 3	-0,68	-0,34

Πίνακας 3.6 Κατανομή εξαιρετικού φορτίου χιονιού

Περιπτώσεις	Αριστερό Ζύγωμα (KN/m ²)	Δεξί Ζύγωμα (KN/m ²)
Περίπτωση 1	-1,36	-1,36
Περίπτωση 2	-0,68	-1,36
Περίπτωση 3	-1,36	-0,68

Για τοποθεσίες , όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες εφαρμόζεται ο συνδυασμός ο οποίος και αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές ^{[A3],[B3]}

3.2.3 Φορτία Ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Στη συγκεκριμένη μελέτη για το προσδιορισμό του φορτίου του ανέμου χρησιμοποιήθηκε το EN 1991-1-4 (Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4)

Ειδικότερα, οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα , διαδραματίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση , ανεξάρτητα από τον τύπο της κατασκευής (μονώροφο, πολυώροφο κτίριο κ.τ.λ). Το μέγεθος αυτών των δράσεων επίσης μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία , το ύψος της κατασκευής , το είδος της κατασκευής και άλλους παραμέτρους.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για διάφορες κατασκευές όπως τις δύσκαμπτες η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται και ως στατικά. Σε αντίθεση στις εύκαμπτες κατασκευές, οι δυναμικές επιρροές είναι σημαντικές οπότε οφείλουμε να λαμβάνουμε υπόψη τη δυναμική τους συμπεριφορά.

Η πιο σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του. Η βάση σχεδιασμού λοιπόν είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Οι παράγοντες λοιπόν ,

οι οποίοι επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι οι κάτωθι:

- η γεωγραφική θέση
- η φυσική θέση
- η τοπογραφία
- οι διαστάσεις των κτιρίων
- η μέση ταχύτητα του ανέμου
- το σχήμα της κατασκευής
- η κλίση της στέγης
- η διεύθυνση του ανέμου ^[A3]

3.2.3.1 Υπολογισμός Παραμέτρων Ανεμοφορτίων

Όπως αναφέραμε ανωτέρω για τον υπολογισμό των δράσεων του ανέμου θα χρησιμοποιήσουμε το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1991-1-1, όπου για να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις και πιέσεις (κάθετες ή εφαπτομενικές) επί των εξωτερικών ή των εσωτερικών επιφανειών με ομοιόμορφη κατανομή σε μία όψη ή και σε τμήμα της. Συνεπώς και η πίεση του ανέμου δρα καθέτως προς τις εξωτερικές ή εσωτερικές επιφάνειες μίας κατασκευής.

Η εξωτερική πίεση, η οποία συμβολίζεται με w_e είναι η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής και προκύπτει από τη παρακάτω σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} \quad (3.4)$$

Όπου :

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Αντιστοίχως η εσωτερική πίεση συμβολίζεται με w_i και είναι η πίεση του ανέμου, η οποία δρα καθέτως προς τις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής και προκύπτει από τη σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi} \quad (3.5)$$

Όπου :

$q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

c_{pe} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσης και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας προσδιορίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot V_m^2(z) = C_e(z) \cdot q_b \quad (3.6)$$

Όπου :

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, η οποία και εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (προτεινόμενη τιμή $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)

$I_v(z)$ είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

$C_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση

$$\frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.7)$$

q_b είναι η βασική πίεση, η οποία δίνεται από τη σχέση

$$q_b = (1/2) \cdot \rho \cdot V_b^2 \quad (3.8)$$

Με V_b στην ανωτέρω σχέση συμβολίζεται η βασική ταχύτητα του ανέμου, που προκύπτει από τη παρακάτω σχέση ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II.

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (3.9)$$

Όπου :

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

C_{season} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (με προτεινόμενη τιμή 1,00)

$V_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου ίση με τη χαρακτηριστική με τη μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις τουλάχιστον 20 φορές του ύψους των εμποδίων

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $V_{b,0}$ για τη χώρα μας ορίζεται σε 33m/s για νησιά και τα παράλια μέχρι τα 10 km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Η μέση ταχύτητα του ανέμου, η οποία συμβολίζεται με $V_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot V_b \quad (3.10)$$

Όπου :

$C_o(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης, ο οποίος για επίπεδο

έδαφος λαμβάνεται ίσος με 1,00

$C_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας του ανέμου στη θέση της κατασκευής και δίνεται από τη παρακάτω σχέση

$$C_r(z) = K_r * \ln(z/z_0) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) \text{ για } z \leq z_{\min} \quad (3.11)$$

Όπου :

z_0 είναι το μήκος της τραχύτητας σε m

K_r είναι ο συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται από τη κάτωθι σχέση

$$K_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_0, II} \right)^{0,07} \quad (3.12)$$

Όπου :

z_0 είναι το μήκος της τραχύτητας σε m

z_0, II είναι ίσο με 0,05 m για κατηγορία εδάφους II, όπως φαίνεται και στον παρακάτω Πίνακα

z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος, το οποίο ορίζεται παρακάτω

z_{\max} είναι το ελάχιστο ύψος και λαμβάνεται ίσο με 200m

Η ανωτέρω σχέση (3.11), ισχύει όταν το έδαφος στη διεύθυνση του ανέμου έχει ομοιόμορφη τραχύτητα σε αρκετά μεγάλο μήκος, προκειμένου η κατηγορία εδάφους να θεωρείται σταθερή.

Πίνακας 3.7 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι ^[A3]

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{\min} (m)
0	0,003	1
I	0,01	1
II	0,05	2
III	0,3	5
IV	1	10

Εφόσον ορίστηκαν έννοιες όπως το μήκος τραχύτητας αναφέρουμε ότι η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται από τη παρακάτω σχέση:

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_0(z_0) \times \ln \frac{z}{z_0}} \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \text{ για } z \leq z_{\min} \quad (3.13)$$

Όπου :

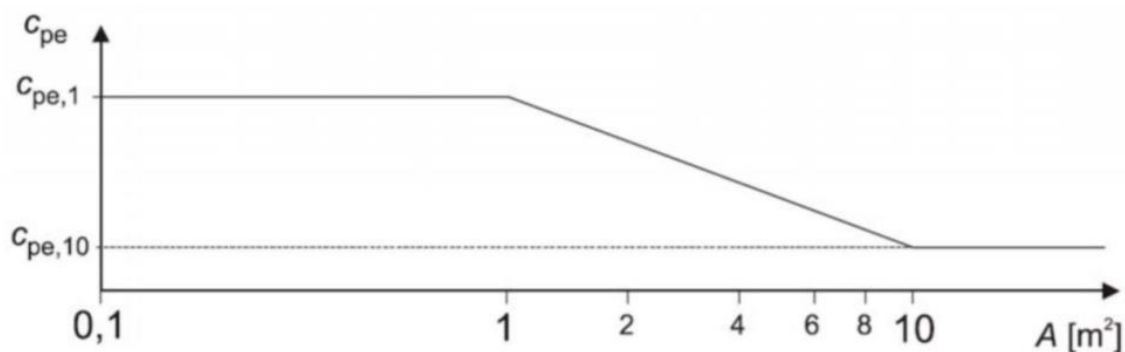
k_i είναι ο συντελεστής στροβιλισμού και λαμβάνεται ίσος με 1,00

c_o είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους

z_o είναι το μήκος τραχύτητας

Τέλος προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών χρησιμοποιώντας τις ανωτέρω δοσμένες σχέσεις (4.4) και (4.5) οφείλουμε να βρούμε και να εισάγουμε σε αυτές τους αεροδυναμικούς συντελεστές πίεσης (εξωτερικής πίεσης c_{pe} , εσωτερικής πίεσης c_{pi})

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης



Σχήμα 3.2 Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας ^[A3]

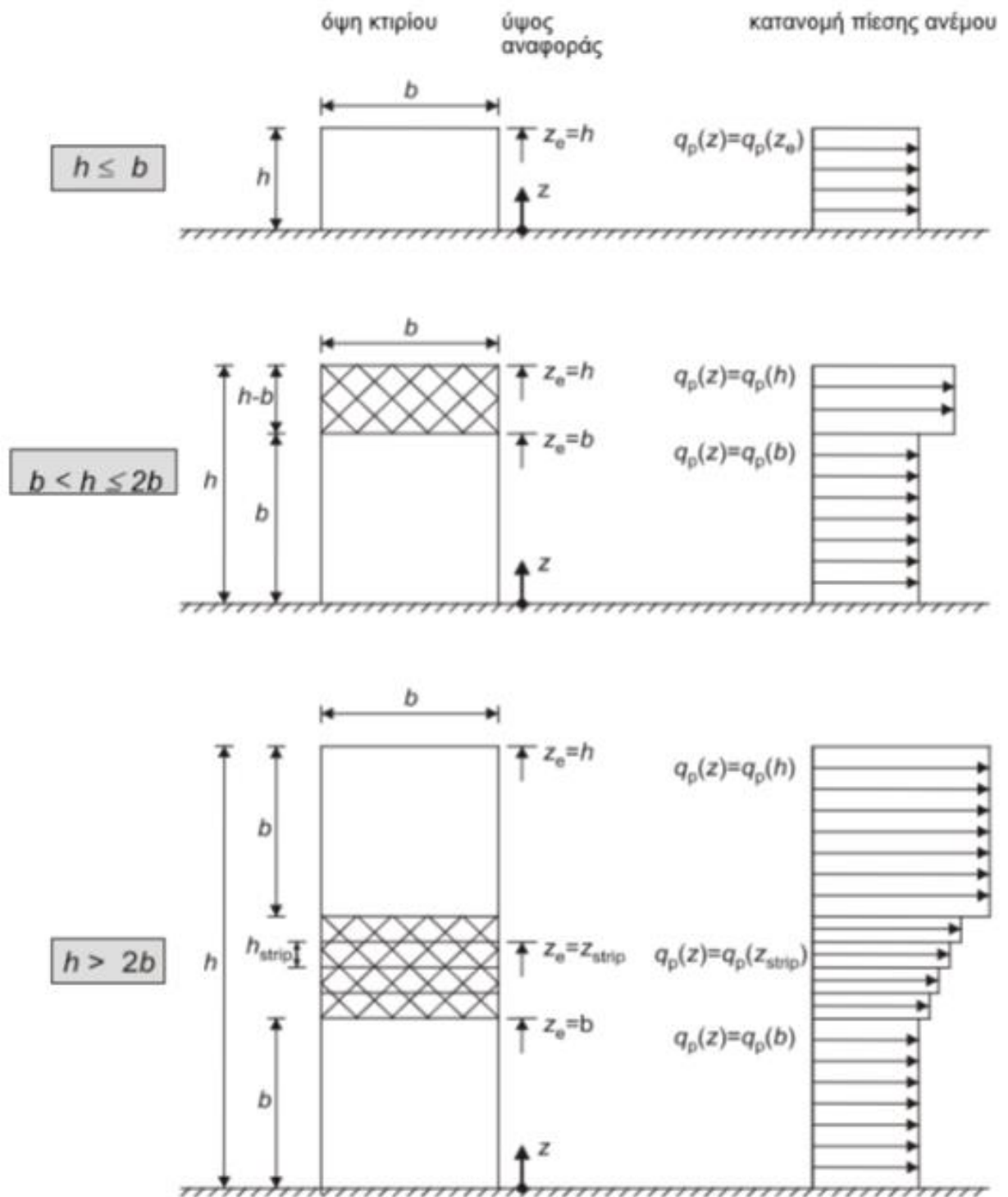
Το ανωτέρω σχήμα βασίζεται στα ακόλουθα:

- Για $A \leq 1 \text{ m}^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe,1}$
- Για $1 \text{ m}^2 \leq A \leq 10 \text{ m}^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$
- Για $A \geq 10 \text{ m}^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe,10}$

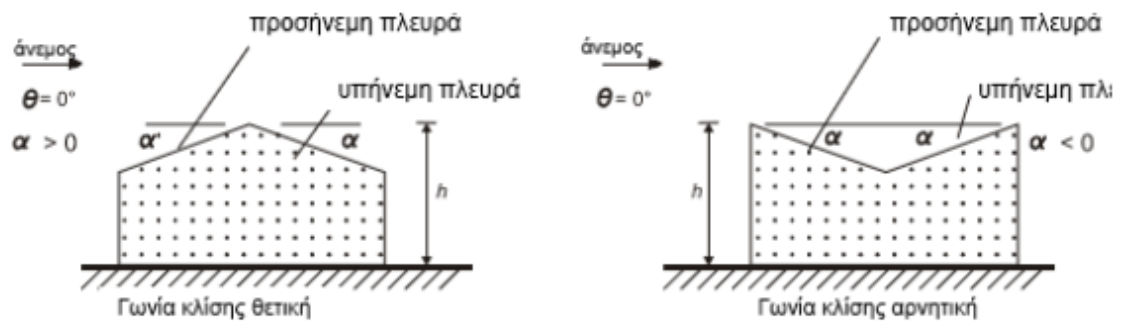
Το υπό μελέτη κτίριο μας είναι ένα κτίριο ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων $h = 6\text{m}$ και $b = 22\text{m}$. Το ύψος αναφοράς z_e για τους προσήνεμους τοίχους εξαρτάται από τις ανωτέρω διαστάσεις και ισχύουν για αυτό τα κάτωθι όπως προκύπτει και από το Σχ.3.3

- Για $h \leq b$ λαμβάνεται ως ένα τμήμα $z_e = h$
- Για $b \leq h \leq 2b$ το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος $z_e = b$ για το χαμηλότερο και $z_e = h$ για το υπερκείμενο
- Για $h > 2b$ το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα με το χαμηλότερο να έχει ύψος $z_e = b$, το υψηλότερο $z_e = h$ και μεταξύ αυτών διάστημα να υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος ίσο με b

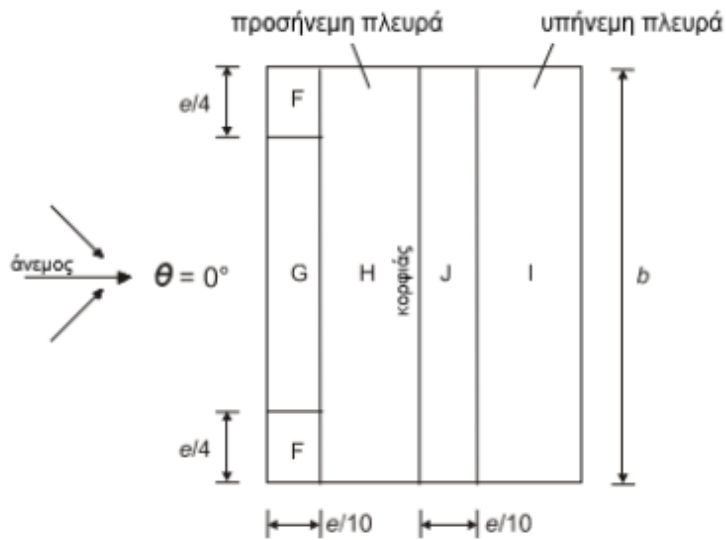
Για τον υπήνεμο τοίχο καθώς και τους παράπλευρους τοίχους, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτιρίου



Σχήμα 3.3 Ύψος αναφοράς z_0 σε συνάρτηση με h και b ^[A3]



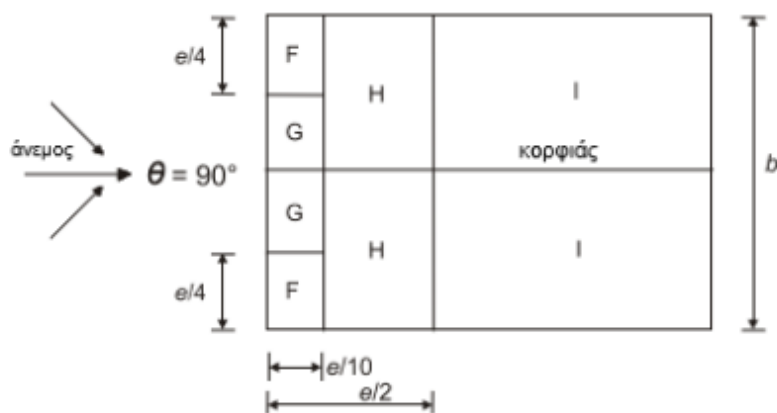
(α) γενικά



(β) διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

$e = b$ ή $2h$
όποιο είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια
στον άνεμο



(γ) διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

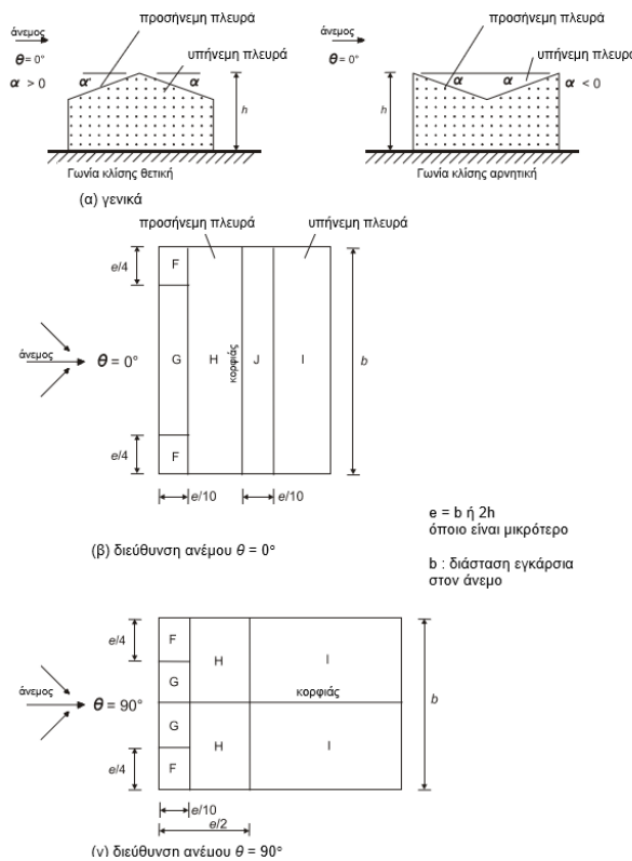
Σχήμα 3.4 Συμβολισμοί για κατακόρυφους προσήμεμους και υπήνεμους τοίχους για ζώνες A,B,C,D και E ^[A3]

Στη συνέχεια στο παρακάτω πίνακα δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης συναρτήσει του λόγου h/d και των ζωνών υποδιαίρεσης των κατακόρυφων τοίχων του κτιρίου όπως και αυτές ορίστηκαν στο Σχήμα 3.4

Πίνακας 3.8 Συντελεστές Εξωτερικής Πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων ^[A3]

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

Η στέγη του υπό μελέτη κτιρίου είναι μια δίκλινη στέγη με κλίση $\alpha=5,194^\circ$. Στο παρακάτω Σχήμα δίνονται οι επιμέρους συμβολισμοί και η διαίρεση σε περιοχές ζώνης για τις δίκλινες στέγες.



Σχήμα 3.5 Συμβολισμοί για δίκλινη στέγη ^[A3]

Πίνακας 3.9 α Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίκλινες στέγες ^[A3]

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,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	
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	

Πίνακας 3.9 β Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίκλινες στέγες ^[A3]

	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$							
	F		G		H		I	
	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,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	

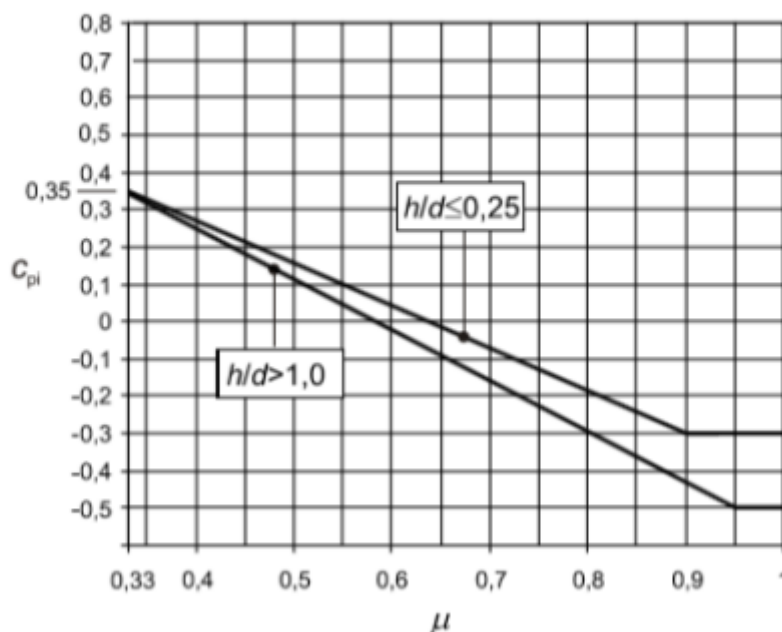
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5

Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική. Ο υπολογισμός του συντελεστή εξωτερικής πίεσης πραγματοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τη κατανομή και το μέγεθος των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Η πλευρά ενός κτιρίου θα πρέπει να θεωρείται καθοριστική, όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και των σημείων διαρροής των υπολοίπων πλευρών του κτιρίου.

Η τιμή της εσωτερικής πίεσης c_{pi} , στην προκειμένη περίπτωση όπου υπάρχει καθοριστική πλευρά κυμαίνεται μεταξύ των $0,75c_{pe}$ και $0,90c_{pe}$, όπου c_{pe} είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης της καθοριστικής πλευράς. Οι ανωτέρω τιμές που παρατέθηκαν ως εύρος αντιστοιχούν σε επιφάνεια ανοιγμάτων της καθοριστικής πλευράς διπλάσιας και τριπλάσιας αντίστοιχα της επιφάνειας ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές του κτιρίου.

Σε κτίρια όπου δεν υπάρχει καθοριστική πλευρά ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης θα προσδιορίζεται με τη βοήθεια του σχήματος 4.6, της σχέσης (4.14) καθώς και από το λόγο ύψους προς το βάθος του κτιρίου h/d .

$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνειας ανοιγμάτων στα οποία ο } c_{pe} \text{ είναι αρνητικός ή μηδέν}}{\sum \text{επιφάνειας όλων των ανοιγμάτων}}$$



Σχήμα 3.6 Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα [A3]

Τέλος δεν είναι δυνατή ή δε θεωρείται επαρκής επαρκή η εκτίμηση του μ για μια συγκεκριμένη περίπτωση, τότε ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3.

Η τελική πίεση του ανέμου η οποία ασκείται σε οποιοδήποτε δομικό στοιχείο (τοίχο, στέγη κ.τ.λ.) προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ των πιέσεων εξωτερικής-εσωτερικής, της κάθε επιφάνειας λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημο τους. Συνοψίζοντας, η πίεση κατευθυνόμενη σε μία επιφάνεια θα λαμβάνεται ως θετική και η πίεση που απομακρύνεται από την επιφάνεια (αναρρόφηση) θα λαμβάνεται ως αρνητική. ^{[A3],[B4]}

3.2.3.2 Υπολογισμός Φορτίου Ανέμου Μεταλλικής Κτιριακής Κατασκευής

Το κτίριο μας όπως αναφέραμε πρόκειται να κατασκευαστεί στην Α.Β. Δεκέλειας με διαστάσεις $M \cdot \Pi \cdot Y$ (36m*22m*6m) και η περιοχή κατασκευής του κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους II (Πίνακας 3.7). Οι τελικές πιέσεις στις επιφάνειες της κατασκευής δίνονται από τις σχέσεις (3.4) και (3.5).

- $W_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$
- $W_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$

Αρχικά θα προβούμε στον υπολογισμό της πίεσης ταχύτητας αιχμής μας για το ύψος αναφοράς (z_e). Από το Σχήμα 3.3 προκύπτει ότι για τη περίπτωση μας τα δεδομένα τα οποία και έχουμε είναι $h=6m$ και $b=22m$ με $h < b$, ύψος αναφοράς $z_e=6m$, οπότε η σχέση (3.6) γράφεται ως κάτωθι:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot V_m^2(z_e) = C_e(z_e) \cdot q_b$$

Όπου :

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα με τιμή $1,25 \text{ kg/m}^3$

V_m είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου και δίνεται από τη σχέση (3.10)

$$V_m(z_e) = C_r(z_e) \cdot C_o(z_e) \cdot V_b$$

Οι τιμές των συντελεστών για να προκύψει η τιμή της $V_m(z_e)$ έχουν ως κάτωθι:

$C_o(z_e)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης και λαμβάνεται ίσος με 1,00 εφόσον έχουμε επίπεδο έδαφος

$C_r(z_e)$ ο συντελεστής τραχύτητας, από σχέση (3.11) ως κάτωθι

$$C_r(z) = K_r \cdot \ln(z/z_o) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη τις σχέσεις (3.11), (3.12) το Πίνακα 4.7

Προκύπτει ότι για έδαφος κατηγορίας II έχουμε $z_o=0,05m$, $z_{min}=2m$ και $z_e=6m$, οπότε αντικαθιστώντας στη σχέση (3.12) έχουμε ότι

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

$$\rightarrow Kr = 0,19 \times \left(\frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19$$

Οπότε αντικαθιστώντας είναι $Cr(z_e) = 0,19 * \ln(6/0,05) = 0,91$

V_b είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου και από τη σχέση (3.9) είναι

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$$

με $C_{dir} = 1,00$, $C_{season} = 1,00$ και $V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ λαμβάνοντας υπόψη το

Εθνικό Προσάρτημα άρα $V_b = 1,00 * 1,00 * 27 \text{ m/s} = 27 \text{ m/s}$

Αντικαθιστώντας λοιπόν τις ανωτέρω τιμές των συντελεστών στη σχέση

(3.10) προκύπτει ότι η τιμή της μέσης ταχύτητας είναι

$$V_m(z_e) = Cr(z_e) * Co(z_e) * V_b$$

$$\rightarrow V_m(z_e) = 1,00 * 0,91 * 27 \text{ m/s} = 24,57 \text{ m/s}$$

q_b είναι η βασική πίεση, η οποία αντικαθιστώντας στη σχέση (3.8) είναι

$$q_b = (1/2) * \rho * v_b^2$$

$$\rightarrow q_b = (1/2) * 0,00125 \text{ KN/m}^3 * 27^2 \text{ m/s}$$

$$\rightarrow q_b = 0,456 \text{ KN/m}^2$$

I_v είναι η ένταση στροβιλισμού και δίνεται από τη σχέση (3.13), η οποία για έδαφος κατηγορίας II, $z_0 = 0,05 \text{ m}$, $z_{max} = 200 \text{ m}$, $K_i = 1,00$ και $Co(z_e) = 1,00$ γράφεται ως ακολούθως

$$I_v(z) = \frac{K_i}{Co(z_0) * \ln \frac{z}{z_0}} \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$\rightarrow I_v(z) = \frac{1,00}{1,00 * \ln \frac{z}{0,05}} = 0,209$$

Αντικαθιστώντας λοιπόν τις ανωτέρω τιμές στη σχέση (3.6) προκύπτει ότι η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e είναι:

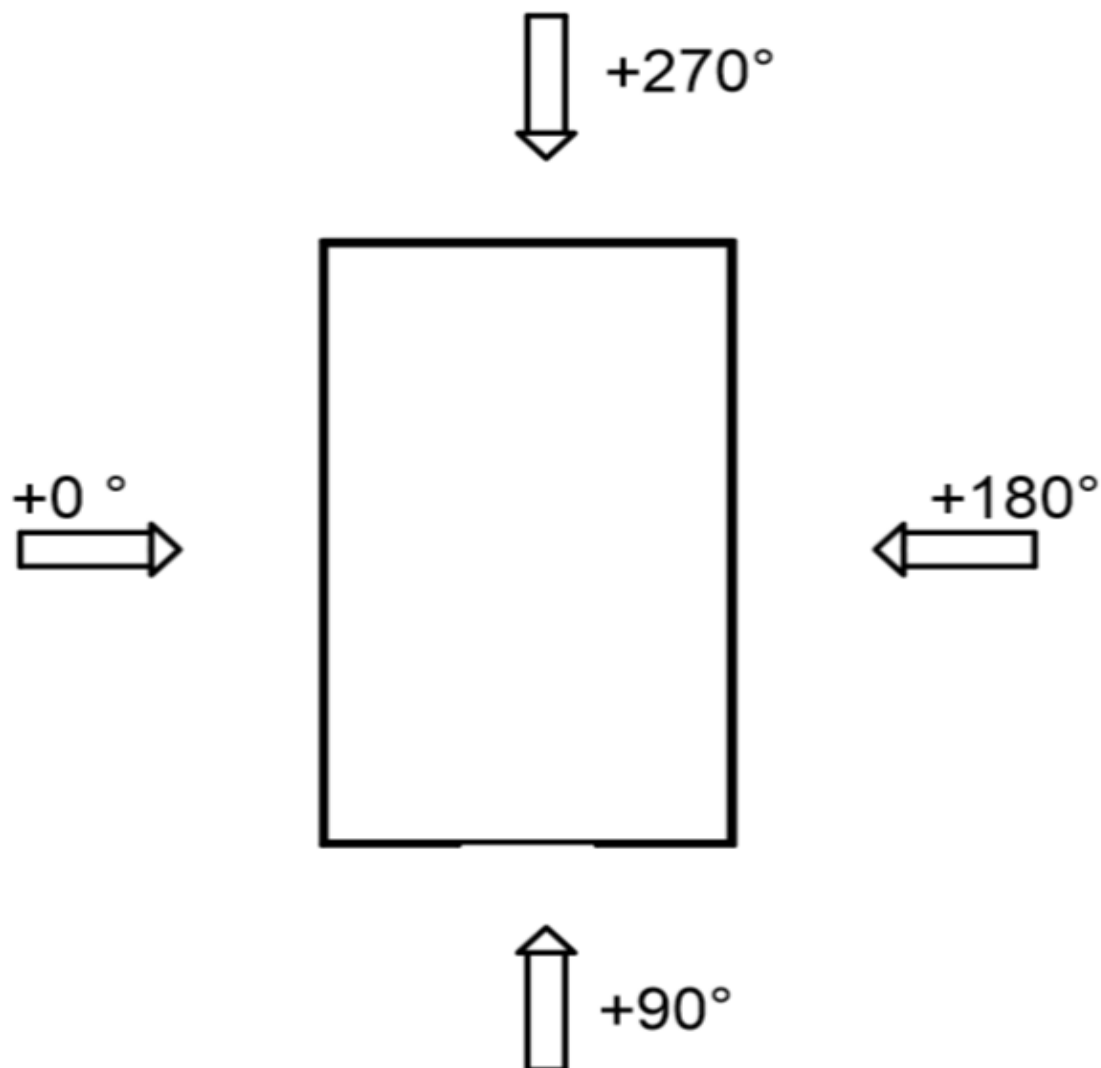
$$q_p(z_e) = [1 + 7 * I_v(z_e)] * 0,5 * \rho * V_m^2(z_e) = C_e(z_e) * q_b$$

$$\rightarrow q_p(z_e) = (1 + 7 * 0,209) * 0,5 * 0,00125 * (24,57)^2$$

$$\rightarrow q_p(z_e) = 0,93 \text{ KN/m}^2$$

Το κτίριο το οποίο και εξετάζουμε είναι συμμετρικό ως προς τις δύο διευθύνσεις οπότε θα προβούμε στον υπολογισμό των εξωτερικών πιέσεων στη διεύθυνση ανέμου $+0^\circ$, που είναι ίδιες αλλά με αντίθετη κατεύθυνση με τη διεύθυνση $+180^\circ$ και στη

διεύθυνση ανέμου $+90^\circ$, οι οποίες έχουν το ίδιο μέτρο και αντίθετη κατεύθυνση με αυτές της διεύθυνσης ανέμου $+270^\circ$.



Σχήμα 3.7 Διευθύνσεις ανέμου σε κάτοψη κατασκευής

Για τον προσδιορισμό των συντελεστών εξωτερικών πιέσεων θα πρέπει να καθοριστούν οι ζώνες A,B,C,D,E για τους κατακόρυφους τοίχους και F,G,H,I για τη δίκλινη στέγη , χρησιμοποιώντας τα Σχήματα 3.4 και 3.5 καθώς και τις τιμές των Πινάκων 3.8 και 3.9 (α) και (β) όπως έχουν παρατεθεί παραπάνω.

Από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της υπό εξέταση κατασκευής μας έχουμε :

- $e = \min \{b; 2 \cdot h\} = \min \{36; 2 \cdot 6\} = 12 \text{ m}$
- $e = 12 \text{ m} < d = 22 \text{ m}$ οπότε επιλέγουμε της αντίστοιχη όψη από Σχήμα 3.4
- $h/d = 6 \text{ m} / 22 \text{ m} = 0,273$

- Για φορτιζόμενη επιφάνεια $A > 10 \text{ m}^2$ ισχύει ότι οι τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης είναι $c_{pe} = c_{pe, 10}$

Οι τιμές που προέκυψαν για τους συντελεστές και τις εξωτερικές πιέσεις των κατακόρυφων τοίχων στις ζώνες A,B,C,D,E δίνονται στον παρακάτω Πίνακα.

Πίνακας 3.10 Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου $+0^\circ$ για κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΕΣ	C_{pe}	$q_p(z_e)$	$W_e \text{ (KN/m}^2\text{)}$
A	-1,2	+0,93	-1,12
B	-0,8	+0,93	-0,74
C	-0,5	+0,93	-0,47
D	+0,703	+0,93	+0,65
E	-0,306	+0,93	-0,29

Οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης μεταβάλλονται γρήγορα μεταξύ θετικών και αρνητικών τιμών για γωνίες κλίσης από 5° έως 45° . Οπότε για τη δίκλινη μας στέγη θα θεωρήσουμε δύο περιπτώσεις μια με όλες τις τιμές θετικές και μία με όλες τις τιμές αρνητικές καθώς και δεν επιτρέπεται η ανάμιξη αρνητικών και θετικών τιμών στην ίδια πλευρά. Παρακάτω δίνεται ο πίνακας για συντελεστές εξωτερικής πίεσης στη στέγη και για γωνία κλίσης $\alpha = 5,194^\circ$ κατόπιν γραμμικής παρεμβολής.

Πίνακας 3.11 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τις στέγες ^[A3]

Κλίση α	Συντελεστής c_{pe}				
	Προσήνεμη Πλευρά			Υπήνεμη Πλευρά	
	F	G	H	I	J
5°	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	+0,20
	+0,00	+0,00	+0,00	-0,60	-0,60
$5,194^\circ$	-1,684	-1,192	-0,594	-0,596	-0,608
	+0,004	+0,004	+0,004	+0,00	+0,196
15°	-0,90	-0,80	-0,30	-0,40	-1,00
	+0,20	+0,20	+0,20	+0,00	+0,00

Πίνακας 3.12 Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου $+0^\circ$ για δίκλινη στέγη

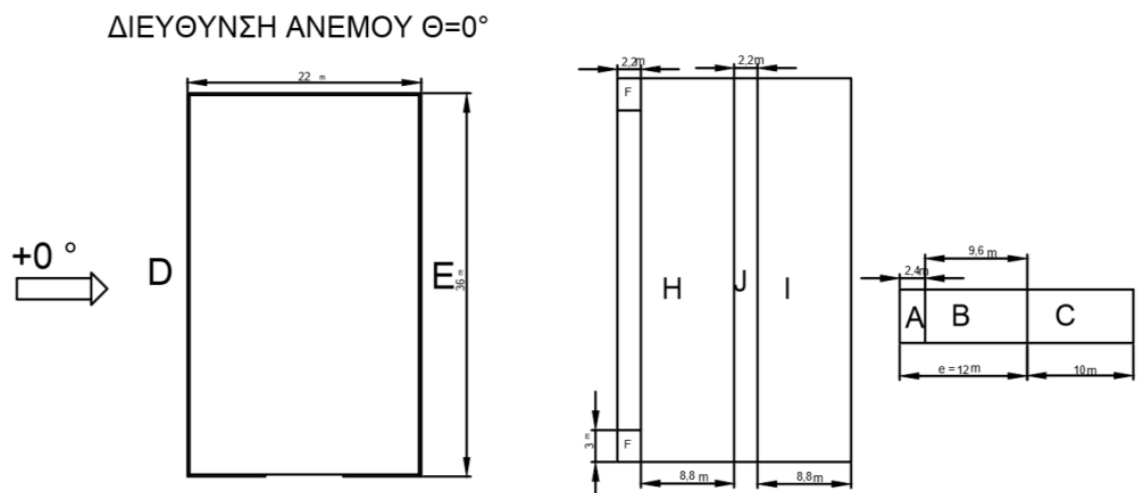
ΖΩΝΕΣ	C_{pe}	$q_p(z_e)$	$W_e \text{ (KN/m}^2\text{)}$
F	-1,684	+0,93	-1,566
	+0,004	+0,93	+0,0372
G	-1,192	+0,93	-1,109

	+0,004	+0,93	+0,0372
H	-0,594	+0,93	-0,552
	+0,004	+0,93	+0,0372
I	-0,596	+0,93	-0,554
	+0,00	+0,93	+0,00
J	-0,608	+0,93	-0,565
	+0,196	+0,93	+0,182

Για τον υπολογισμό των εσωτερικών πιέσεων επιλέχθηκαν ως συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} οι τιμές που αναφέρονται στο EN 1991-1-4 (Ευρωκώδικας 1) ως οι πλέον δυσμενείς από τα +0,2 και -0,3. Οπότε οι εσωτερικές πιέσεις, οι οποίες δρουν καθέτως προς τις εσωτερικές επιφάνειες της κατασκευής προκύπτουν αντικαθιστώντας τις ανωτέρω τιμές στη σχέση (3.5) και έτσι προκύπτουν τα κάτωθι:

- Για $c_{pi}=+0,2$
 $w_i = q_p(z_e) * c_{pi} = 0,93 * 0,2 = +0,186 \text{ KN/m}^2$
- Για $c_{pi}=-0,3$
 $w_i = q_p(z_e) * c_{pi} = 0,93 * (-0,3) = -0,279 \text{ KN/m}^2$

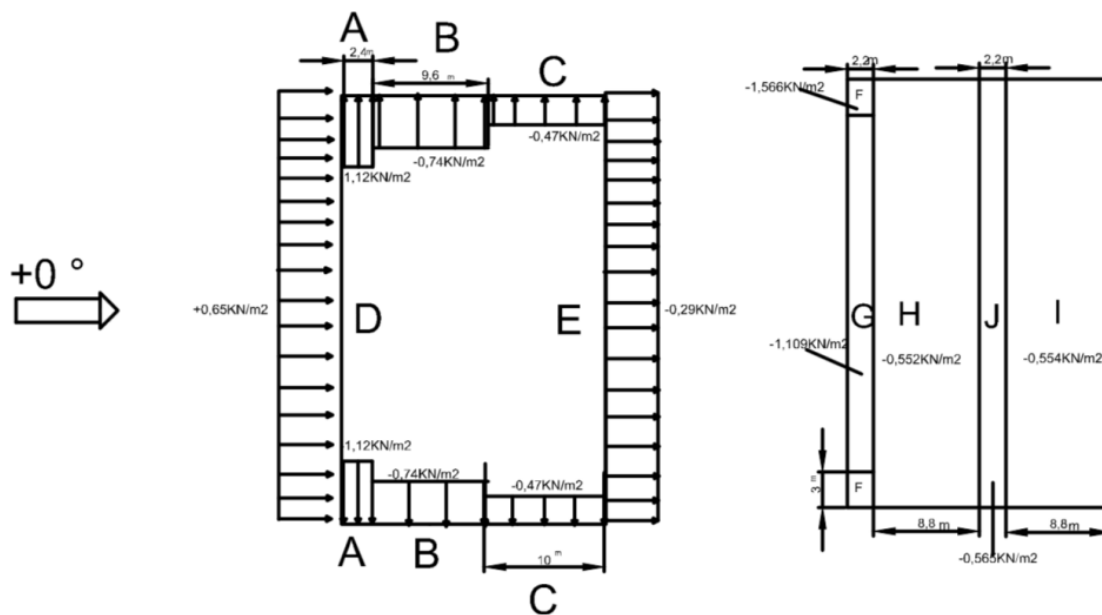
Συνοψίζοντας για άνεμο με διεύθυνση $+0^\circ$ υπάρχουν συνολικά 12 διαφορετικές περιπτώσεις φορτίσεων οι οποίες και διαφέρουν εξαιτίας του διαφορετικού συντελεστή εσωτερικής πίεσης καθώς και του πρόσημου του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στις πλευρές (προσήνεμη F,G,H και υπήνεμη I,J) της στέγης. Η τελική πίεση θα προκύψει ως διαφορά μεταξύ των πιέσεων εξωτερικής- εσωτερικής, λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημο τους. ^{[A3],[B4]}



Σχήμα 3.8 Απεικόνιση των ζωνών για κατακόρυφους τοίχους και δίκλινη στέγη

Πίνακας 3.13 Τελικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου +0° wολ (KN/m²)

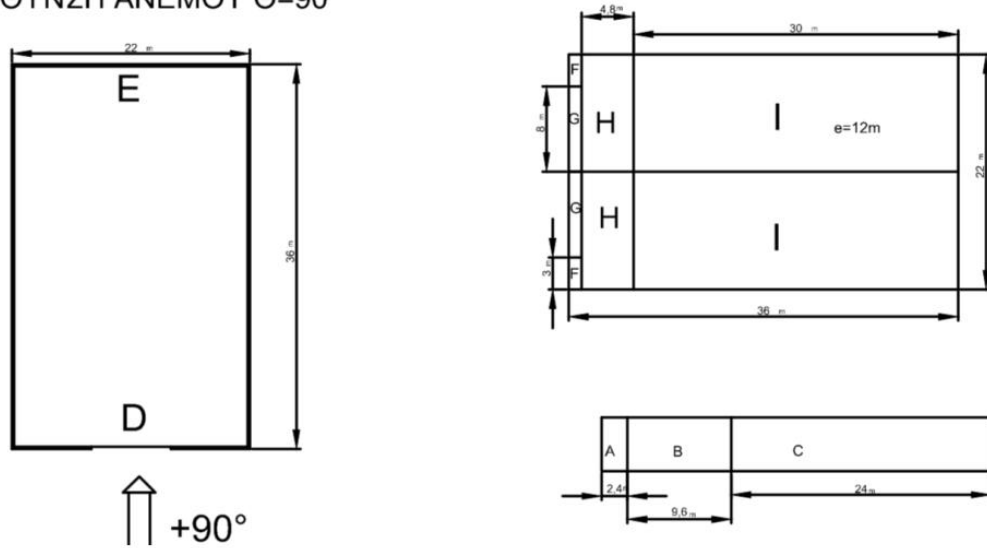
ΖΩΝΗ	Για cpi=0				Για cpi=+0,2				Για cpi= -0,3			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
A	-1,12	-1,12	-1,12	-1,12	-1,306	-1,306	-1,306	-1,306	-0,841	-0,841	-0,841	-0,841
B	-0,74	-0,74	-0,74	-0,74	-0,926	-0,926	-0,926	-0,926	-0,461	-0,461	-0,461	-0,461
C	-0,47	-0,47	-0,47	-0,47	-0,656	-0,656	-0,656	-0,656	-0,191	-0,191	-0,191	-0,191
D	+0,65	+0,65	+0,65	+0,65	+0,464	+0,464	+0,464	+0,464	+0,929	+0,929	+0,929	+0,929
E	-0,29	-0,29	-0,29	-0,29	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	-0,011	-0,011	-0,011	-0,011
F	+0,0372	+0,0372	-1,566	-1,566	-0,149	-0,149	-1,752	-1,752	+0,316	+0,316	-1,287	-1,287
G	+0,0372	+0,0372	-1,109	-1,109	-0,149	-0,149	-1,295	-1,295	+0,316	+0,316	-0,83	-0,83
H	+0,0372	+0,0372	-0,552	-0,552	-0,149	-0,149	-0,738	-0,738	+0,316	+0,316	-0,273	-0,273
I	+0,00	-0,554	+0,00	-0,554	-0,186	-0,74	-0,186	-0,74	+0,279	-0,28	+0,279	-0,28
J	+0,182	-0,565	+0,182	-0,565	-0,004	-0,751	-0,004	-0,751	+0,461	-0,286	+0,461	-0,286



Σχήμα 3.9 Απεικόνιση της περίπτωσης φόρτισης 4 ανωτέρω πίνακα

Για τη διεύθυνση ανέμου +90°, οι υπολογισμοί έως και τη τιμή της ταχύτητας πίεσης $q_p(z_e)$ παραμένουν ίδιοι, με τη τιμή της να ισούται $q_p(z_e)=0,93$. Οι ζώνες των εξωτερικών πιέσεων θα είναι διαφορετικές όπως φαίνονται παρακάτω στο Σχήμα 3.10

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\theta=90^\circ$



Σχήμα 3.10 Απεικόνιση των ζωνών για κατακόρυφους τοίχους και δίκλινη στέγη

Στους παρακάτω Πίνακες δίνονται οι τιμές των εξωτερικών πιέσεων τόσο στους κατακόρυφους τοίχους όσο και στις ζώνες της δίκλινης στέγης

Πίνακας 3.14 Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου $+90^\circ$ για κατακόρυφους τοίχους w_e (KN/m²)

ΖΩΝΕΣ	cpe	qp(ze)	w _e
A	-1,2	+0,93	-1,12
B	-0,8	+0,93	-0,74
C	-0,5	+0,93	-0,47
D	+0,7	+0,93	+0,65
E	-0,3	+0,93	-0,28

Πίνακας 3.15 Συντελεστής εξωτερικής πίεσης στέγης

Κλίση α	F	G	H	I
5°	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
5,194°	-1,59	-1,3	-0,698	-0,598
15°	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5

Πίνακας 3.16 Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου +90° για δίκλινη στέγη w_e (KN/m²)

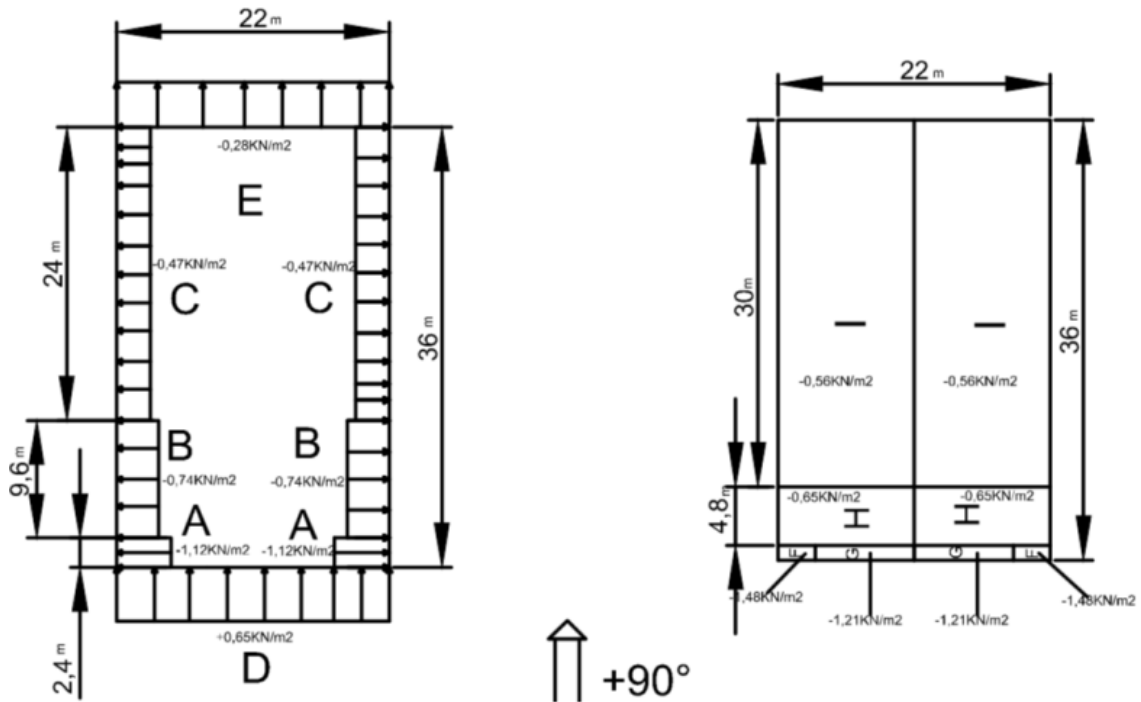
ZΩΝΕΣ	c_{pe}	$q_p(z_e)$	w_e
F	-1,59	+0,93	-1,48
G	-1,3	+0,93	-1,21
H	-0,698	+0,93	-0,65
I	-0,6	+0,93	-0,56

Επομένως για άνεμο με διεύθυνση +90° υπάρχουν τρεις διαφορετικές περιπτώσεις φόρτισης, οι οποίες διαφέρουν λόγω διαφορετικού συντελεστή εσωτερικής πίεσης δηλαδή για $c_{pi}= +0,00$, $c_{pi}= +0,20$ και $c_{pi}= -0,30$

Πίνακας 3.17 Τελικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου +90° $w_{ολ}$ (KN/m²)

ZΩΝΕΣ	$w_{ολ}$ (KN/m ²)		
	Για $c_{pi}=+0,00$	Για $c_{pi}=+0,20$	Για $c_{pi}= -0,30$
A	-1,12	-1,306	-0,84
B	-0,74	-0,926	-0,46
C	-0,47	-0,656	-0,19
D	+0,65	+0,464	+0,93
E	-0,28	-0,466	-0,001
F	-1,48	-1,776	-1,31
G	-1,21	-1,486	-1,02
H	-0,65	-0,884	-0,419
I	-0,56	-0,784	-0,32

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\Theta=90^\circ$



Σχήμα 3.11 Απεικόνιση της περίπτωσης φόρτισης για $c_{pi} = +0,00$

3.2.4 Σεισμικές Δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες) , οι οποίες έχουν ως αποτέλεσμα τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Αυτές διακρίνονται σε οριζόντιες και κατακόρυφες με τις οριζόντιες να αποτελούν τις πλέον σοβαρές χωρίς όμως αυτό να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να είναι καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες .

Όπως γνωρίζουμε η χώρα μας βρίσκεται σε μία έντονα σεισμογενή περιοχή με αποτέλεσμα οι σεισμικές δράσεις να είναι καθοριστικές για το σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες και καλούνται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές δράσεις και δε συνδυάζονται με άλλες δράσεις ούτε με δράσεις λόγω ανέμου.

Ουσιαστικά πρόκειται για αδρανειακές δυνάμεις , οι οποίες οφείλονται στην αντίσταση της μάζας της κατασκευής στη μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Συνεπώς οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από τη φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (δηλαδή την επιτάχυνση ,τη ταχύτητα , τη χρονική διάρκεια και τη

διεύθυνση) καθώς και από τη συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, τη κατανομή μάζας . την απόσβεση και τις ιδιότητες του υλικού)

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων, που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση τη γραμμική – ελαστική συμπεριφορά του φορέα . Μπορούμε λοιπόν να χρησιμοποιήσουμε λοιπόν ένα από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής –ελαστικής ανάλυσης:

- Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης
- Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος

Για τη μελέτη του κτιρίου μας πραγματοποιήθηκε Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης , στην οποία και περιλαμβάνεται η πλήρης ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και ο υπολογισμός της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιόμορφη ταλάντωση. [Γ1],[B7],[B8]

3.2.4.1 Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας

Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται συμβατικά με μία μόνο παράμετρο τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A , η οποία παίρνει τιμές ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία και βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I,II,III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Η περιοχή στην οποία και πρόκειται να κατασκευαστεί το κτίριο μας βρίσκεται στο Δήμο Αχαρνών και κατατάσσεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II.



Σχήμα 3.12 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδος και αντίστοιχες ζώνες [B8]

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A , η οποία και έχει ληφθεί από το χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα και έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια και περίοδο επαναφοράς να είναι τα 475 χρόνια και προκύπτει από τη σχέση $A=a \cdot g$. Όπως φαίνεται και από το παρακάτω πίνακα για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A=0,24g$.

Πίνακας 3.18 Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ανά ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

ΖΩΝΗ	agr/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

3.2.4.2 Κατηγορία Εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε επτά (7) κατηγορίες A, B, Γ, Δ, E, S1 και τέλος S2. Το κτίριο, το οποίο βρίσκεται στη μελέτη μας, θεωρούμε ότι εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο οποίος και καθορίζει την κατηγορία εδάφους από τη στρωματογραφία και τις επιμέρους παραμέτρους το έδαφος κατηγορίας B περιγράφεται στρωματογραφικά ως αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.^{[B7],[B8]}

3.2.4.3 Συντελεστής Σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές, τις οποίες μπορεί να επιφέρει μια ενδεχόμενη καταστροφή ή και διακοπή της λειτουργίας τους. Για κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I . Η κατασκευή μας που μελετάται ανήκει στη κατηγορία σπουδαιότητας II, η οποία αφορά συνήθη κτίρια και ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_I=1,00$ ^[B7]

3.2.4.4 Συντελεστής Συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μία προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβάλλονταν ο φορέας αν η απόκριση του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, ως προς τις σεισμικές δυνάμεις, οι οποίες δύναται να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Με αυτόν τον τρόπο

εκφράζεται γενικά η ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικής συμπεριφοράς ορισμένων μελών χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται ο δείκτης συμπεριφοράς είναι η διαθέσιμη πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα, η υστερική απόσβεση και άλλοι. Η τιμή του q ορίζεται για όλο το κτίριο και επιλέχθηκε η τιμή $q=1,5$ για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και ελέγχων ικανοτικού σχεδιασμού. [Γ3],[B7],[B8]

3.2.4.5 Φάσμα Σχεδιασμού

Σύμφωνα με τη παράγραφο 4.3.3.5.2 του Ευρωκώδικα 8 όταν η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους λαμβάνεται μικρότερη ή ίση με $0,25g$, τότε έχουμε τη δυνατότητα να αμελείται η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Στην παρούσα όμως μελέτη δε θα αμελήσουμε τις κατακόρυφες συνιστώσες.

Συνοψίζοντας λοιπόν για τη κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού της σεισμικής δράσης πραγματοποιήθηκαν οι παρακάτω παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με επιτάχυνση $a_g=0,24g$
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II με $\gamma=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q=1,5$
- Απόσβεση 5%

Το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις του Ευρωκώδικα 8

$$S_d(T)=a_g*S*[2/3+T/T_B*[(2,5/q)-(2/3)]] \text{ για } 0 \leq T \leq T_B \quad (3.15)$$

$$S_d(T)=a_g*S*[(2,5/q)] \text{ για } T_B \leq T \leq T_C \quad (3.16)$$

$$S_d(T)=a_g*S*(T_C/T)*(2,5/q) \geq \beta * a_g \text{ για } T_C \leq T \leq T_D \quad (3.17)$$

$$S_d(T)= a_g*S*[(T_C*T_D)/T^2]*(2,5/q) \geq \beta * a_g \text{ για } T_D \leq T \leq 4s \quad (3.18)$$

Όπου :

$S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

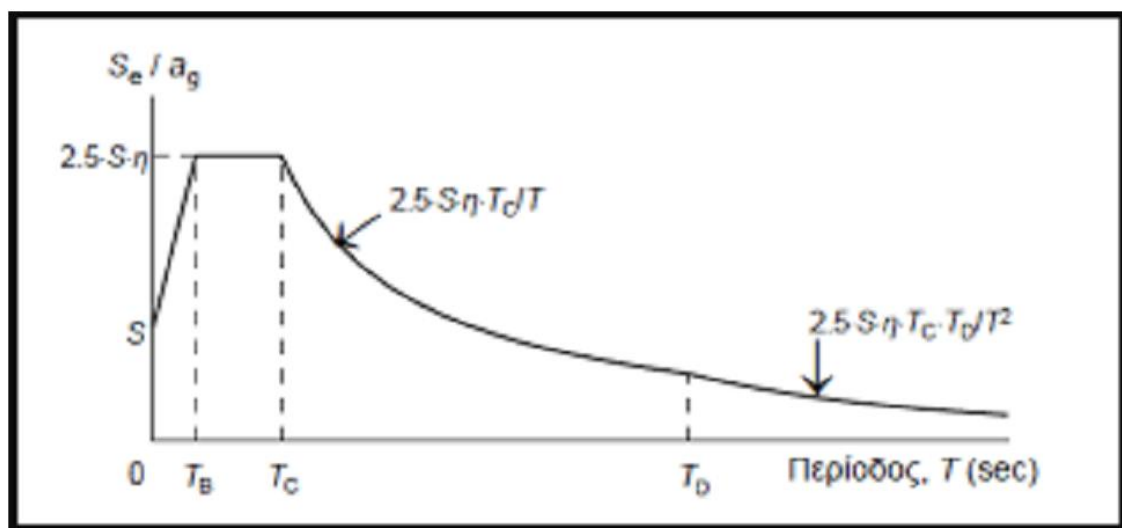
T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D είναι η τιμή της περιόδου, η οποία και ορίζει την αρχή της περιοχής

σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους

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



Σχήμα 3.13 Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού [B8]

Πίνακας 3.19 Τιμές των παραμέτρων για τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης [B7]

Εδαφικός Τύπος	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,40	0,15	0,5	2,0

Από τον ανωτέρω Πίνακα για έδαφος κατηγορίας β έχουμε : $S=1,2$, $T_B=0,15s$, $T_C=0,5s$, και $T_D=2 s$

3.2.5 Θερμοκρασιακά Φορτία

Οι θερμικές δράσεις σε μία κατασκευή ή σε οποιοδήποτε δομικό στοιχείο καλούνται οι δράσεις , οι οποίες προκύπτουν από μεταβολές των πεδίων θερμοκρασίας μέσα σε συγκεκριμένο χρονικό διάστημα. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 , Μέρος 1-5 , οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη ότι θα έχουμε μία ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος μεταξύ

των εποχών (καλοκαίρι- χειμώνα) και προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές της μέγιστης διακύμανσης.

Στη παρούσα μελέτη η διαφορά θερμοκρασίας (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησης του σκελετού) ελήφθη ίση με $DT = \pm 20^{\circ}\text{C}$ [Γ1]

3.3 Συνδυασμοί Δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι επιμέρους χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες και επενεργούν επί αυτής. Οι δράσεις αυτές δύναται πολλαπλασιαζόμενες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ) να συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως με τη χρήση συντελεστών συνδυασμού ψ για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις, οι οποίες υφίσταται και στη συνέχεια να εφαρμόζονται επί του φορέα.

Ως οριακές καταστάσεις ορίζονται οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο εκάστοτε φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Αυτές διακρίνονται στις κάτωθι δύο κατηγορίες :

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States ή ULS), που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχία λόγω κόπωσης, οι οποίες εν τέλει θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS) που αντιστοιχούν σε μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις, οι οποίες με τη σειρά τους προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης με αποτέλεσμα να μην πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για τον φορέα ή για μέλος αυτού

Όπως αναφέραμε και ανωτέρω οι καταστάσεις ULS και SLS προκύπτουν με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα με τη χρήση των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (partial safety factor). Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κ.τ.λ). Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας είναι πάντα μεγαλύτεροι ή ίσοι με τη μονάδα. [A1],[B1]

Πίνακας 3.20 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων ^[B1]

Συντελεστές ασφαλείας	ULS		SLS	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0,0	1,0	0,0
γ_A, γ_E	1,0	0,0	-	-

Όπου :

- G είναι οι μόνιμες δράσεις (permanent) και αφορούν ίδια βάρη φέρουσας κατασκευής και λοιπά μόνιμα φορτία
- Q είναι οι μεταβλητές δράσεις (variable) και αφορούν ωφέλιμα φορτία , χιόνι άνεμο κ.τ.λ
- A είναι οι τυχηματικές δράσεις (accidental) και αφορούν προσκρούσεις οχημάτων , πυρκαγιά κ.τ.λ
- E είναι οι σεισμικές δράσεις (earthquake)

Τα φορτία, τα οποία προκύπτουν με τη χρήση των ανωτέρω συντελεστών ασφαλείας ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό τη μορφή συνδυασμών κατά το σχεδιασμό του φορέα.

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μεγίστων διαφόρων δράσεων είναι μικρή , για αυτό το λόγο κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ , προκειμένου να εκφράζεται το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης , το οποίο για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με την χαρακτηριστική τιμή άλλων δράσεων. Συνεπώς οι μεταβλητές δράσεις πέραν μίας χαρακτηριστικής τιμής Q_k έχουν και μια τιμή συνδυασμού $\psi_0 Q_k$, μια συχνή τιμή $\psi_1 Q_k$ και οιονεί μόνιμη τιμή $\psi_2 Q_k$.

Οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού δίνονται και στο Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 0 και φαίνονται και στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.21 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ κατά το EN 1990 ^[A3]

Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία A :κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C :επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία,	0,7	0,7	0,6

Εστιατόρια, εκκλησίες , θέατρα κ.τ.λ)			
Κατηγορία D : καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E : αποθηκευτικοί χώροι	1,0	0,9	0,8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων ≤ 30 KN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: $30\text{KN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160$ KN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: οροφές	0,0	0,0	0,0
Φορτία χιονιού σε κτίρια			
Για υψόμετρο $1000 \text{ m} < H < 1500 \text{ m}$	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο $H \leq 1000 \text{ m}$	0,5	0,2	0,0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0,0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0,6	0,5	0,0

3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Όπως αναφέραμε και στη προηγούμενη παράγραφο οι οριακές καταστάσεις αστοχίας συνδέονται με την ασφάλεια του έργου και ο έλεγχος έναντι αυτών πραγματοποιείται για να ελεγχθεί ότι η κατασκευή είναι σε θέση να ανθίσταται με επαρκή ασφάλεια στις διάφορες δράσεις κατά τη προβλεπόμενη ζωή του έργου.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι κάτωθι:

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} * G_{k,j}) + (\gamma_P * P) + (\gamma_{Q,1} * Q_{k,1}) + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (3.19)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + (\psi_{1,1} * Q_{k,1}) + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (3.20)$$

- Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (3.21)$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρική άθροιση αλλά μία απλή επαλληλία δράσεων. Ουσιαστικά πρόκειται για ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων. ^{[A3],[B1]}

3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας συνδέεται άμεσα με την ικανότητα λειτουργίας του έργου έτσι ώστε να ικανοποιεί τη χρήση για τις απαιτήσεις τις οποίες και σχεδιάστηκε. Η υπέρβαση των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας όπως και αναφέραμε και σε προηγούμενη παράγραφο οφείλεται κατά κύριο λόγο σε υπερβολικές παραμορφώσεις, δηλαδή ταλαντώσεις που οδηγούν σε απώλεια αισθήματος ασφάλειας του χρήστη καθώς και σε υπερβολικές ρηγματώσεις.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός (characteristic)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (3.22)$$

- Συχνός Συνδυασμός (frequent)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + (\psi_{1,1} * Q_{k,1}) + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (3.23)$$

- Ημιμόνιμος Συνδυασμός (quasi permanent)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (3.24)$$

Ουσιαστικά κατά τον έλεγχο της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας εξετάζουμε το γεγονός ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζοντίων μετακινήσεων καθώς και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται και στο EN1993-1-1. Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

Πίνακας 3.22 Όρια κατακόρυφων βελών ^[B5]

Φορέας	δ_{max}	δ_2
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Ενώ το όριο για τις οριζόντιες μετακινήσεις για μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες είναι : με u να συμβολίζεται η μετακίνηση και με H το ύψος του κτιρίου είναι $u \leq H/150$.^[B1]

3.3.3 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου

Στον παρακάτω πίνακα δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα φορτία , τα οποία ασκούνται στην κατασκευή και οι αντίστοιχοι συντελεστές ψ .

Πίνακας 3.23 Φορτία κατασκευής και αντίστοιχοι συντελεστές ψ

Φορτία	Συμβολισμός	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Μόνιμα φορτία	G	-	-	-
Κινητό φορτίο στέγης	Q	0,7	0,5	0,3
Χιόνι	S	0,5	0,2	0,0
Άνεμος 0°	W _x	0,6	0,2	0,0
Άνεμος 90°	W _y	0,6	0,2	0,0
Θερμοκρασιακό φορτίο	DT	0,6	0,5	0,0
Σεισμός κατά x	E _x	-	-	-
Σεισμός κατά y	E _y	-	-	-

Οι κυριότεροι συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας διαμορφώνονται ως εξής:

1. $1,35G + 1,50Q$
2. $1,35G + 1,50Q + 0,75S$
3. $1,35G + 1,50Q + 0,9WINDX$
4. $1,35G + 1,50Q + 0,9WINDY$
5. $1,35G + 1,50Q + 0,9DT+$
6. $1,35G + 1,50Q + 0,9DT-$
7. $1,35G + 1,50Q + 0,75S + 0,9WINDX$
8. $1,35G + 1,50Q + 0,75S + 0,9WINDY$
9. $1,35G + 1,50Q + 0,75S + 0,9 DT-$
10. $1,35G + 1,50Q + 0,9WINDX+0,9DT+$
11. $1,35G + 1,50Q + 0,9WINDX+0,9DT-$
12. $1,35G + 1,50Q + 0,9WINDY+0,9DT+$
13. $1,35G + 1,50Q + 0,9WINDY+0,9DT-$
14. $1,35G + 1,50Q + 0,75S + 0,9WINDX+ 0,9 DT-$
15. $1,35G + 1,50Q + 0,75S + 0,9WINDY+ 0,9 DT-$
16. $1,35G + 1,50S$

17. $1,35G + 1,50S + 1,05Q$
18. $1,35G + 1,50S + 0,9WINDX$
19. $1,35G + 1,50S + 0,9WINDY$
20. $1,35G + 1,50S + 0,9 DT-$
21. $1,35G + 1,50S + 1,05Q + 0,9WINDX$
22. $1,35G + 1,50S + 1,05Q + 0,9WINDY$
23. $1,35G + 1,50S + 1,05Q + 0,9 DT-$
24. $1,35G + 1,50S + 0,9WINDX + 0,9 DT-$
25. $1,35G + 1,50S + 0,9WINDY + 0,9 DT-$
26. $1,35G + 1,50S + 1,05Q + 0,9WINDX + 0,9 DT-$
27. $1,35G + 1,50S + 1,05Q + 0,9WINDY + 0,9 DT-$
28. $1,35G + 1,50WINDX$
29. $1,35G + 1,50WINDX + 1,05Q$
30. $1,35G + 1,50WINDX + 0,75S$
31. $1,35G + 1,50WINDX + 0,9DT+$
32. $1,35G + 1,50WINDX + 0,9DT-$
33. $1,35G + 1,50WINDX + 1,05Q + 0,9DT+$
34. $1,35G + 1,50WINDX + 1,05Q + 0,9DT-$
35. $1,35G + 1,50WINDX + 1,05Q + 0,75S$
36. $1,35G + 1,50WINDX + 0,75S + 0,9DT-$
37. $1,35G + 1,50WINDX + 1,05Q + 0,75S + 0,9DT-$
38. $1,35G + 1,50WINDY$
39. $1,35G + 1,50WINDY + 1,05Q$
40. $1,35G + 1,50WINDY + 0,75S$
41. $1,35G + 1,50WINDY + 0,9DT+$
42. $1,35G + 1,50WINDY + 0,9DT-$
43. $1,35G + 1,50WINDY + 1,05Q + 0,9DT+$
44. $1,35G + 1,50WINDY + 1,05Q + 0,9DT-$
45. $1,35G + 1,50WINDY + 1,05Q + 0,75S$
46. $1,35G + 1,50WINDY + 0,75S + 0,9DT-$
47. $1,35G + 1,50WINDY + 1,05Q + 0,75S + 0,9DT-$
48. $1,35G + 1,50 DT+$
49. $1,35G + 1,50 DT++ 1,05Q$
50. $1,35G + 1,50 DT++ 0,9WINDX$

51. $1,35G + 1,50 DT++ + 0,9WINDY$
52. $1,35G + 1,50 DT++ + 1,05Q+ + 0,9WINDX$
53. $1,35G + 1,50 DT++ + 1,05Q+ + 0,9WINDY$
54. $1,35G + 1,50 DT-$
55. $1,35G + 1,50 DT-+ + 1,05Q$
56. $1,35G + 1,50 DT-+ + 0,9WINDX$
57. $1,35G + 1,50 DT-+ + 0,9WINDY$
58. $,35G + 1,50 DT-+ + 0,75S$
59. $1,35G + 1,50 DT-+ + 1,05Q+ + 0,9WINDX$
60. $1,35G + 1,50 DT-+ + 1,05Q+ + 0,9WINDY$
61. $1,35G + 1,50 DT-+ + 1,05Q+ + 0,75S$
62. $1,35G + 1,50 DT-+ + 0,9WINDX + 0,75S$
63. $1,35G + 1,50 DT-+ + 0,9WINDY + 0,75S$
64. $1,35G + 1,50 DT- + 1,05Q + 0,9WINDX + 0,75S$
65. $1,35G + 1,50 DT- + 1,05Q + 0,9WINDY + 0,75S$
66. $1G+1,5 WINDX$
67. $1G+1,5 WINDX+0,9DT+$
68. $1G+1,5 WINDX+0,9DT-$
69. $1G+1,5 WINDY$
70. $1G+1,5 WINDY+0,9DT+$
71. $1G+1,5 WINDY+0,9DT-$

Οι κυριότεροι συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας για σεισμό διαμορφώνονται ως κάτωθι:

1. $1G+0,6Q+0,3S+Ex+0,3 Ey+0,3 Ez$
2. $1G+0,6Q+0,3S+0,3 Ex + Ey +0,3Ez$
3. $1G+0,6Q+0,3S+0,3 Ex +0,3 Ey + Ez$

Οι κυριότεροι συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας διαμορφώνονται ως κάτωθι:

1. $1G+1Q$
2. $1G+1Q+0,5S$
3. $1G+1Q+0,6WINDX$
4. $1G+1Q+0,6WINDY$
5. $1G+1Q+0,6 DT+$
6. $1G+1Q+0,6 DT-$
7. $1G+1Q+0,5S+0,6WINDX$

8. $1G+1Q+0,5S+0,6WINDY$
9. $1G+1Q+0,5S+0,6 DT-$
10. $1G+1Q+0,6WINDX+0,6 DT+$
11. $1G+1Q+0,6WINDX+0,6 DT-$
12. $1G+1Q+0,6WINDY+0,6 DT+$
13. $1G+1Q+0,6WINDY+0,6 DT-$
14. $1G+1Q+0,5S+0,6WINDX+0,6 DT-$
15. $1G+1Q+0,5S+0,6WINDY+0,6 DT-$
16. $1G+1S$
17. $1G+1S+0,7Q$
18. $1G+1S+0,6WINDX$
19. $1G+1S+0,6WINDY$
20. $1G+1S+0,6 DT-$
21. $1G+1S+0,7Q+0,6WINDX$
22. $1G+1S+0,7Q+0,6WINDY$
23. $1G+1S+0,7Q+0,6 DT-$
24. $1G+1S+0,6WINDX+0,6 DT-$
25. $1G+1S+0,6WINDY+0,6 DT-$
26. $1G+1S+0,7Q+0,6WINDX+0,6 DT-$
27. $1G+1S+0,7Q+0,6WINDY+0,6 DT-$
28. $1G+1WINDX$
29. $1G+1WINDX+0,7Q$
30. $1G+1WINDX+0,5S$
31. $1G+1WINDX+0,6 DT-$
32. $1G+1WINDX+0,6 DT+$
33. $1G+1WINDX+0,7Q+0,5S$
34. $1G+1WINDX+0,7Q+0,6 DT+$
35. $1G+1WINDX+0,7Q+0,6 DT-$
36. $1G+1WINDX+0,5S+0,6 DT-$
37. $1G+1WINDX+0,7Q+0,5S+0,6 DT-$
38. $1G+1WINDY$
39. $1G+1WINDY+0,7Q$
40. $1G+1WINDY+0,5S$
41. $1G+1WINDY+0,6 DT-$

42. 1G+1WINDY+0,6 DT+
43. 1G+1WINDY+0,7Q+0,5S
44. 1G+1WINDY+0,7Q+0,6 DT+
45. 1G+1WINDY+0,7Q+0,6 DT-
46. 1G+1WINDY+0,5S+0,6 DT-
47. 1G+1WINDY+0,7Q+0,5S+0,6 DT
48. 1G+1DT+
49. 1G+1DT++0,7Q
50. 1G+1DT++0,6WINDX
51. 1G+1DT++0,6WINDY
52. 1G+1DT++0,7Q+0,6WINDX
53. 1G+1DT++0,7Q+0,6WINDY
54. 1G+1DT-
55. 1G+1DT-+0,7Q
56. 1G+1DT-+0,6WINDX
57. 1G+1DT-+0,6WINDY
58. 1G+1DT-+0,5S
59. 1G+1DT-+0,7Q+0,6WINDX
60. 1G+1DT-+0,7Q+0,6WINDY
61. 1G+1DT-+0,7Q+0,5S
62. 1G+1DT-+0,7Q+0,5S+0,6WINDX
63. 1G+1DT-+0,7Q+0,5S+0,6WINDY
64. 1G+1DT-+0,5S+0,6WINDX
65. 1G+1DT-+0,5S+0,6WINDX

ΤΕΤΑΡΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ

4. Ανάλυση και Διαστασιολόγηση της Κατασκευής

4.1 Απαιτούμενοι Έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3

Κατά τον σχεδιασμό των κατασκευών απαιτείται αρχικά ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων των μελών του φορέα και έπειτα ο έλεγχος ότι η ένταση και οι παραμορφώσεις βρίσκονται εντός των αποδεκτών ορίων. Για τον προσδιορισμό των ανωτέρω εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων , πρέπει όπως αναφέραμε και στο προηγούμενο κεφάλαιο πρώτα να προδιοριστούν οι δράσεις , οι οποίες και αναμένεται να ενεργήσουν επί της κατασκευής κατά τη προβλεπόμενη διάρκεια ζωής του έργου αλλά και κατά τη φάση ανέγερσης του. Στη συνέχεια θα ακολουθήσει ο έλεγχος έναντι όλων των δυνατών συνδυασμών δράσεων και τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη ,τα οποία και θα προκύψουν, θα χρησιμοποιηθούν για τον έλεγχο επάρκειας του φορέα. Ουσιαστικά σε κάθε μέλος και σε κάθε διατομή του φορέα ελέγχεται αν ικανοποιείται η παρακάτω σχέση :

$$S_d \leq R_d \quad (4.1)$$

Όπου :

S_d είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων

π.χ εντατικό μέγεθος (N,V,M)

R_d είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής^[B5]

4.1.1 Κατάταξη Κατηγορίας Διατομών

Ο έλεγχος των διατομών ξεκινάει με την κατάταξη τους σε κατηγορίες , ανάλογα με το βαθμό στον οποίο η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Ουσιαστικά η κατάταξη μίας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη, δηλαδή από τη τοπική τους λυγηρότητα. Γενικά τα θλιβόμενα τμήματα περιλαμβάνουν κάθε τμήμα μιας διατομής , η οποία θλίβεται εξολοκλήρου ενώ μπορεί τα διάφορα θλιβόμενα τμήματα σε μία διατομή να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες. Οι κατηγορίες διατομών είναι οι κάτωθι:

- Κατηγορία διατομής 1 : Πρόκειται για διατομές , οι οποίες μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα, χωρίς μείωση της αντοχής τους.

- Κατηγορία διατομής 2 : Πρόκειται για διατομές , οι οποίες μπορούν να αναπτύξουν πλαστική ροπή αντοχής , αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού
- Κατηγορία διατομής 3 : Σε αυτή την κατηγορία η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους δύναται να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά συμβαίνει τοπικός λυγισμός πριν την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής
- Κατηγορία διατομής 4 : Σε αυτήν την κατηγορία συμβαίνει τοπικός λυγισμός πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής [Γ2],[B5]

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα

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 ελλειπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η σφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_y > f_y/E$

Σχήμα 4.1 (α) Κατάταξη διατομών-Μέγιστοι λόγοι πλάτους πάχους για θλιβόμενα τμήματα [B5]

Προεξέχοντα πέλματα						
	Ελατές διατομές		Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (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	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$				
		Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Σχήμα 4.1 (β) Κατάταξη διατομών-Μέγιστοι λόγοι πλάτους πάχους για θλιβόμενα τμήματα ^[B5]

4.1.2 Έλεγχος σε Αξονική Εφελκυστική Δύναμη

Για τα εφελκυόμενα μέλη θα πρέπει η τιμή του σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{ED} σε κάθε διατομή να ικανοποιεί την παρακάτω σχέση:

$$\frac{N_{ED}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.2)$$

Η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού προκύπτει από την παρακάτω σχέση

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}\} = \min\left\{\frac{Afy}{\gamma_{M0}}, \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}}\right\} \quad (4.3)$$

Όπου :

A είναι το εμβαδόν της πλήρους διατομής

f_y είναι το όριο διαρροής του χάλυβα

f_u είναι το όριο θραύσης του χάλυβα

A_{net} είναι το εμβαδόν της καθαρής διατομής

γ_{M0} είναι ίσος με τη 1,00 και αποτελεί επιμέρους συντελεστή ασφαλείας του χάλυβα

γ_{M2} είναι ίσος με 1,25 και αποτελεί τον επιμέρους συντελεστή ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Όπως προκύπτει από τα ανωτέρω η αντοχή σχεδιασμού $N_{t,Rd}$ λαμβάνεται η μικρότερη από την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής και την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλίων. Επιπλέον, αναφέρεται ότι όπου απαιτείται και πλάστιμη συμπεριφορά θα πρέπει να ισχύει:

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \quad \text{ή} \quad \frac{0,9A_{net}}{A} \geq \left(\frac{f_y}{f_u}\right) * \left(\frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}}\right) \quad (4.4) \quad [B5],[\Gamma 2]$$

4.1.3 Έλεγχος σε Αξονική Θλιπτική Δύναμη

Για τα μέλη, τα οποία υφίσταται αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{ED} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη κάτωθι σχέση:

$$\frac{N_{ED}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.5)$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφη θλίψη $N_{c,Rd}$ δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (4.6)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (4.7) \quad [B5],[\Gamma 2]$$

4.1.4 Έλεγχος σε Μονοαξονική Κάμψη

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

$$\frac{M_{ED}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.8)$$

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής $M_{c,Rd}$ προκύπτει από τις παρακάτω σχέσεις:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για κατηγορίες διατομής 1 ή 2} \quad (4.9)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για κατηγορίες διατομής 3} \quad (4.10)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min} * f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για κατηγορίες διατομής 4} \quad (4.11)$$

Οι τιμές $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση. [B5],[Γ2]

4.1.5 Έλεγχος σε Διαξονική Κάμψη

Για την τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{ED} στην καταπόνηση θέματος παραγράφου χρησιμοποιείται η παρακάτω προσεγγιστική σχέση:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (4.12)$$

Οι ανωτέρω συντελεστές α και β μπορούν να λαμβάνονται συντηρητικά ίσοι με τη μονάδα, διαφορετικά για αυτούς ισχύουν τα κάτωθι:

- για διατομές I και H είναι $\alpha=2,0$ και $\beta=5*n$ με $\beta \geq 1,0$
- για κυκλικές σωληνωτές διατομές είναι $\alpha=2,0$ και $\beta=2,0$
- για κοίλες ορθογωνικές διατομές είναι

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 * n^2} \quad \text{με } \alpha = \beta \leq 6 \text{ και } n = \frac{N_{ED}}{N_{pl,Rd}} \quad (4.14) \quad [B5],[\Gamma2]$$

4.1.6 Έλεγχος σε Αξονική Δύναμη και Κάμψη

Για τον έλεγχο σε αξονική δύναμη και κάμψη, όταν δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε καμπτική αντίσταση λόγω ύπαρξης αξονικής ή και τέμνουσας δύναμης ακολουθείται το ακόλουθο προσεγγιστικό κριτήριο:

$$\left[\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \right] \leq 1,0 \text{ για διατομές 1 ή 2} \quad (4.15)$$

$$\left[\frac{N_{Ed}}{A * f_{yd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y} * f_{yd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} * f_{yd}} \right] \leq 1,0 \text{ για διατομές 3} \quad (4.16)$$

$$\left[\frac{N_{Ed}}{A * f_{yd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} * e_{Ny}}{W_{eff,y} * f_{yd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} * e_{Nz}}{W_{eff,z} * f_{yd}} \right] \leq 1,0 \text{ για διατομές 4} \quad (4.17) \quad [B5],[\Gamma2]$$

4.1.7 Έλεγχος σε Τέμνουσα Δύναμη

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{ED} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{V_{ED}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.18)$$

Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα $V_{c,Rd}$ όταν έχουμε πλάστιμο σχεδιασμό ισούται με την πλαστική διατμητική αντοχή, $V_{pl,Rd}$ και δίνεται από τη σχέση :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * (f_y)}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (4.19)$$

Στην ανωτέρω σχέση η επιφάνεια διάτμησης A_v υπολογίζεται ως εξής:

- Για πρότυπες ελατές διατομές I,H και με φορτίο παράλληλο στον κορμό ισχύει:

$$A_v = A - 2 * B * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f \quad (4.20)$$

ή προσεγγιστικά

$$A_v = 1,04 * h * t_w \quad (4.21)$$

- Για πρότυπες ελατές διατομές με φορτίο

$$A_v = 2 * b * t_f \quad (4.22)$$

- Για συγκολλητές I, H και κιβωτοειδείς διατομές με φορτίο παράλληλο στον κορμό έχουμε:

$$A_v = \sum (d * t_w) \quad (4.23)$$

Όπου h και d συμβολίζονται το συνολικό ύψος της διατομής και το ύψος του κορμού αντίστοιχα, ενώ με την t_w και t_f το πάχος του κορμού και του πέλματος αντίστοιχα. ^{[B5],[Γ2]}

4.1.8 Έλεγχος σε Κάμψη και Διάτμηση

Όταν υπάρχει διάτμηση ως καταπόνηση σε μια διατομή η πλαστική καμπτική αντίσταση σχεδιασμού μειώνεται. Αν η τιμή της τέμνουσας δύναμης είναι μικρή αυτή η μείωση μπορεί να αγνοηθεί. Για αυτό τον λόγο ακολουθείται το παρακάτω κριτήριο:

- Αν $V_{ED} \leq V_{pl,Rd} / 2$, δεν απαιτείται μείωση των καμπτικών αντιστάσεων
- Αν $V_{ED} > V_{pl,Rd} / 2$ τότε η καμπτική αντίσταση μειώνεται στο $M_{v,Rd}$, το οποίο είναι η μειωμένη πλαστική καμπτική αντίσταση λόγω τέμνουσας

Για διατομές με ίσα πέλματα, οι οποίες κάμπτονται περί τον ισχυρό άξονα η μειωμένη καμπτική αντίσταση προκύπτει από τα παρακάτω:

$$M_{v,Rd} = \left[W_{pl} - \frac{\rho * A_v^2}{4 * t_w} \right] * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{c,Rd} \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2} \quad (4.24)$$

$$M_{v,Rd} = \left[W_{el} - \frac{\rho * A_v^2}{4 * t_w} \right] * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{c,Rd} \text{ για διατομές κατηγορίας 3} \quad (4.25)$$

$$M_{v,Rd} = \left[W_{eff} - \frac{\rho * A_v^2}{4 * t_w} \right] * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{c,Rd} \text{ για διατομές κατηγορίας 4} \quad (4.26)$$

$$\text{Όπου } \rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right]^2 \quad (4.27)$$

Για τις άλλες περιπτώσεις διατομών η $M_{v,Rd}$ θα λαμβάνεται ως η καμπτική πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, υπολογιζόμενη με το μειωμένο όριο διαρροής $(1-\rho) \cdot f_y$ για την επιφάνεια διατμήσεως, αλλά όχι μεγαλύτερη από την $M_{c,Rd}$.
[B5],[Γ2]

4.1.9 Έλεγχος σε Κάμψη, Τέμνουσα και Αξονική Δύναμη

Με την ίδια λογική της παραπάνω παραγράφου διακρίνουμε τις παρακάτω περιπτώσεις:

- Αν $V_{ED} \leq V_{pl,Rd} / 2$, δεν απαιτείται μείωση στο συνδυασμό ροπών και αξονικών δυνάμεων
- Αν $V_{ED} > V_{pl,Rd} / 2$ τότε η αντίσταση σχεδιασμού της διατομής για τους συνδυασμούς ροπής και αξονικής δύναμης θα υπολογίζεται με μειωμένη τάση $(1-\rho) \cdot f_y$ επί της επιφανείας διάτμησης. [B5],[Γ2]

4.1.10 Έλεγχος έναντι Λυγισμού

Για τα μέλη της κατασκευής, τα οποία υφίστανται θλίψη, η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό θα πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω σχέση:

$$N_{ED} \leq N_{b,Rd} \quad (4.28)$$

$$\text{με } N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} \quad \text{για κατηγορίες διατομών 1,2 και 3} \quad (4.29)$$

$$\text{και } N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A_{eff}}{\gamma_{M1}} \quad \text{για κατηγορίες διατομών 4} \quad (4.30)$$

Ο μειωτικός συντελεστής χ εισάγεται για την αποφυγή του καθολικού λυγισμού του θλιβόμενου μέλους και η τιμή του για σταθερή αξονική θλίψη μελών με σταθερή διατομή και ανάλογη αδιάστατη λυγηρότητα λ , δίνεται από τον παρακάτω τύπο

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1.0 \quad (4.31)$$

Όπου :

Φ δίνεται από τη σχέση (4.32)

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda^2 - 0,2) + \lambda^2] \quad (4.32)$$

α είναι ο συντελεστής ατελειών, ο οποίος αντιστοιχεί στην ανάλογη

καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον Πίνακα 4.1 και ανάλογα τη
καμπύλη λυγισμού

λ^{\sim} είναι η τιμή της αδιάστατης λυγηρότητας για την αντίστοιχη μορφή
λυγισμού και καθορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις

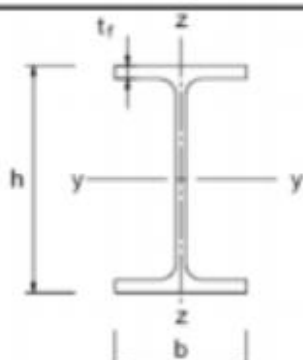
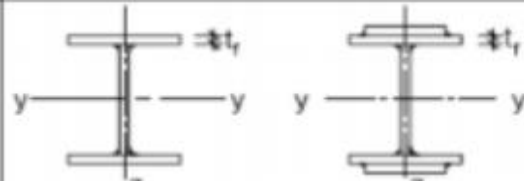

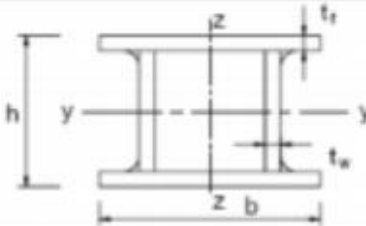
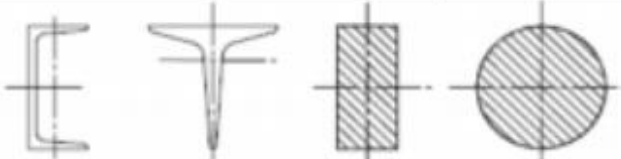

$$\lambda^{\sim} = \frac{L_{cr}}{i} * \frac{1}{\lambda_1} \text{ για κατηγορίες διατομής 1,2 και 3 (4.33)}$$

$$\lambda^{\sim} = \frac{L_{cr}}{i} * \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} \text{ για κατηγορίες διατομής 4 (4.34)}$$

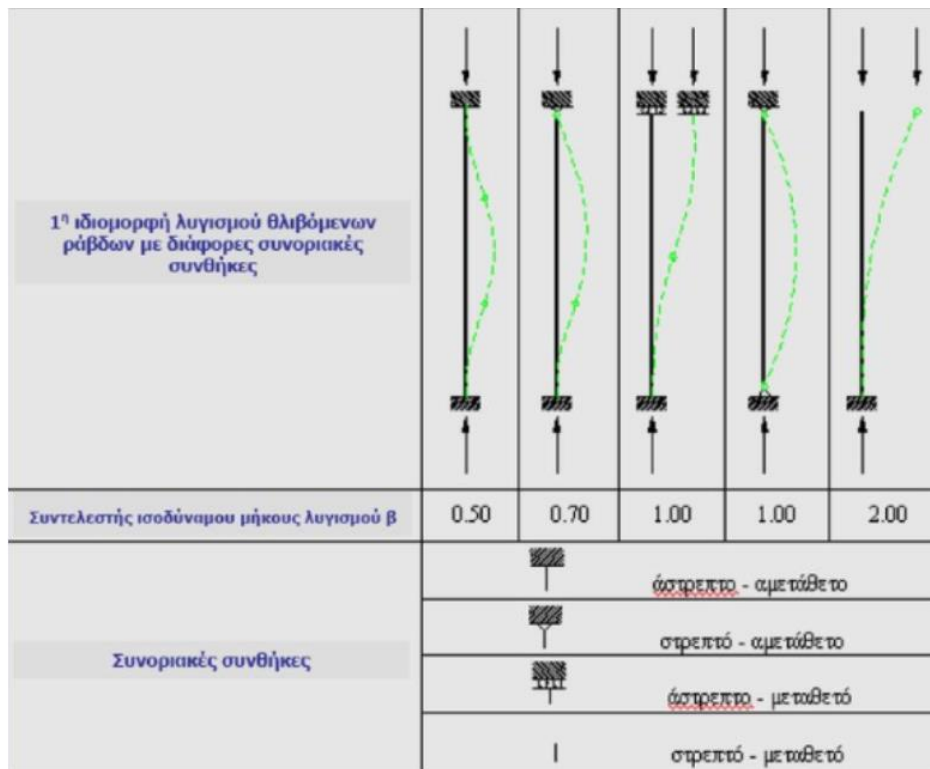
$$\text{με } \lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{fy}} = 93,9 \varepsilon, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} \text{ και } L_{cr} = \beta * L \quad [B5],[\Gamma 2]$$

Πίνακας 4.1 Συντελεστής ατελειών ^[B5]

Καμπύλη Λυγισμού	αο	α	b	c	d
Συντελεστής ατελειών	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

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

Σχήμα 4.2 Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή [B5]



Σχήμα 4.3 Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού υποστηλωμάτων ^[Δ5]

4.2 Ανάλυση Μεταλλικού Κτιρίου με το SAP 2000

4.2.1 Υπολογιστικό Πρόγραμμα SAP 2000 v.20

Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού προγράμματος SAP2000 version 20. Πρόκειται για ένα διεθνώς αναγνωρισμένο εξελιγμένο λογισμικό στην τεχνολογία ανάλυσης και διαστασιολόγησης των δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με εξαιρετικές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων μεγάλης ποικιλίας δομημάτων όπως γεφυρών, φραγμάτων, δεξαμενών και κτιρίων. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα δύναται να χρησιμοποιηθεί είτε στην επίλυση μεταλλικών κατασκευών είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Μερικά από τα πλεονεκτήματα του είναι τα κάτωθι:

→ Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα γρήγορης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση templates. Η δημιουργία, η τροποποίηση τους, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων και η διαστασιολόγηση είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.

→ Είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς Κανονισμούς (Αμερικάνικοι Κανονισμοί, Ευρωκώδικες κ.τ.λ.). Με αυτόν τον τρόπο παρέχεται ολοκληρωμένη

δυνατότητα διαστασιολόγησης των διατομών με τον EC3, η οποία και αφορά τη παρούσα εργασία.

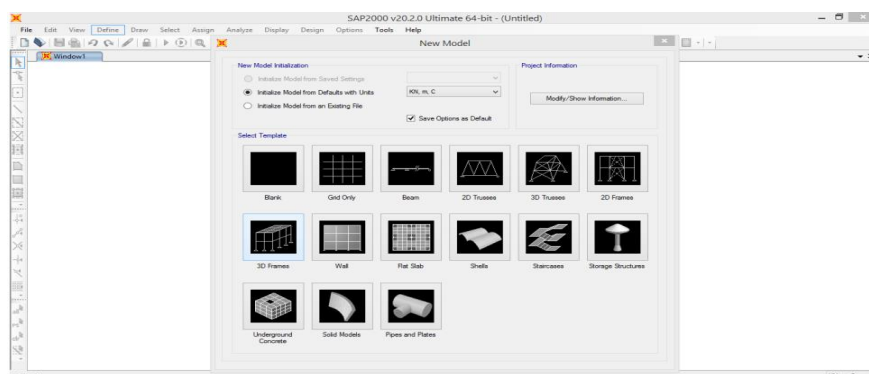
→ Οι δυνατότητες φορτίσεων που διαθέτει, επιτρέπουν την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης, θερμοκρασίας καθώς και επικόμβιες φορτίσεις με δυνάμεις ή μετακινήσεις.

→ Σε περίπτωση ανελαστικής πλαστικής ανάλυσης, η pushover ανάλυση εκτελείται με έναν απλό τρόπο, καθώς δίνεται η δυνατότητα να οριστούν σε οποιαδήποτε θέση των στοιχείων και οι ιδιότητες τους να οριστούν είτε από το χρήστη είτε αυτόματα από το πρόγραμμα.

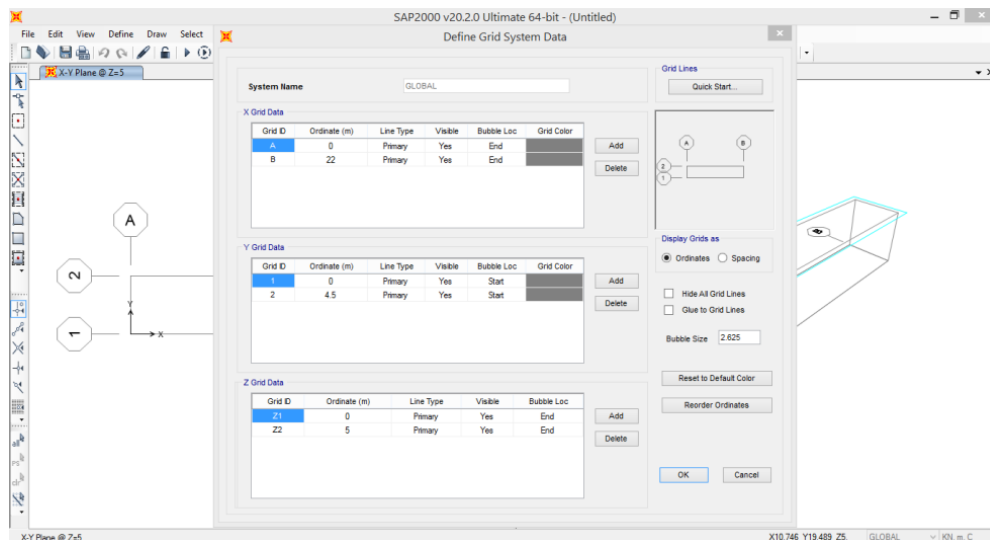
Όπως αναφέραμε η ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου θα πραγματοποιηθεί με το SAP2000 v. 20. Μέσω του προγράμματος θα βρεθούν τα μεγέθη, τα οποία και καταπονούν τα στοιχεία της κατασκευής για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων. Ο έλεγχος επάρκειας των διατομών θα πραγματοποιηθεί αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα με βάση τον Ευρωκώδικα 3, ενώ οι διατομές των στοιχείων του φορέα θα επιλεγούν τελικώς μέσω επαναληπτικών διαδικασιών ανάλυσης και διαστασιολόγησης προκειμένου όχι μόνο να επαρκούν έναντι των απαιτούμενων ελέγχων αλλά και να εξυπηρετούν το κριτήριο της οικονομίας. [Δ7]

4.2.2 Προσομοίωση Φορέα και Φορτίων

Η διαδικασία ξεκινάει με τη δημιουργία του αρχείου μας με την είσοδο στο πρόγραμμα και πατώντας την εντολή Menu File → New Model. Κατόπιν επιλέγονται οι μονάδες S.I στις οποίες και θα εργαστούμε (KN, m,C) και προχωράμε στη δημιουργία του αρχικού καννάβου (grid), οποίος και τροποποιείται προκειμένου να ταιριάζει στα αρχικά χαρακτηριστικά της κατασκευής μας με τη χρήση της εντολής Define → Coordinate Systems /Grid System. [Δ7]



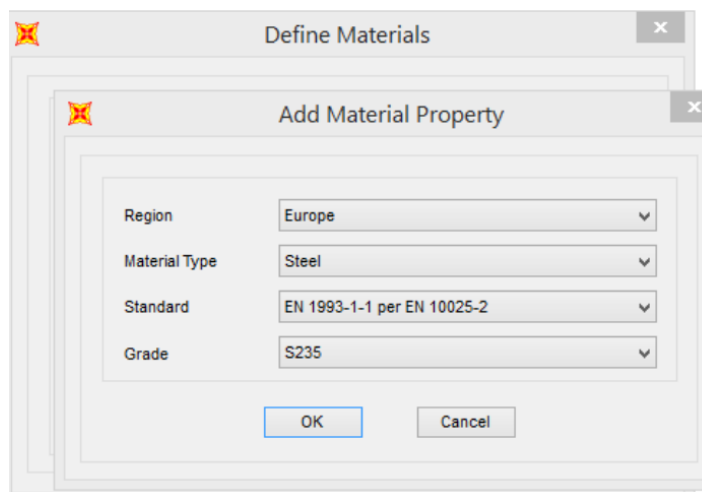
Σχήμα 4.4 Επιλογή μονάδων μέτρησης και βοηθητικού Template



Σχήμα 4.5 Τροποποίηση Καννάβου

4.2.2.1 Ορισμός Υλικών

Όπως αναφέραμε και σε προηγούμενο κεφάλαιο της παρούσης εργασίας, θα χρησιμοποιηθεί ως δομικό υλικό της κατασκευής μας χάλυβας S235. Χρησιμοποιώντας την εντολή Define→ Materials→Add New Material ορίζουμε στο πρόγραμμα μας το υλικό, που θα χρησιμοποιηθεί. Αρχικά ορίζεται η περιοχή, ο τύπος του υλικού (σκυρόδεμα, χάλυβας, αλουμίνιο κ.τ.λ), ο κανονισμός και τέλος η ποιότητα του υλικού. [Δ7]



Σχήμα 4.6 Ιδιότητες νέου υλικού

Στη συνέχεια ορίζονται οι ιδιότητες του υλικού όπως το ειδικό βάρος (weight per unit volume), την πυκνότητα (mass per unit volume), το μέτρο ελαστικότητας (modulus of elasticity), τον λόγο του Poisson, τον συντελεστή γραμμικής θερμικής διαστολής α (coefficient of thermal expansion), το μέτρο διάτμησης (shear modulus) και άλλα χαρακτηριστικά. [Δ7]

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: S235

Material Type: Steel

Material Grade: S235

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76.9729

Mass per Unit Volume: 7.849

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2.100E+08

Poisson, U: 0.3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 80769231.

Other Properties For Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 235000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 360000.

Expected Yield Stress, Fye: 258500.

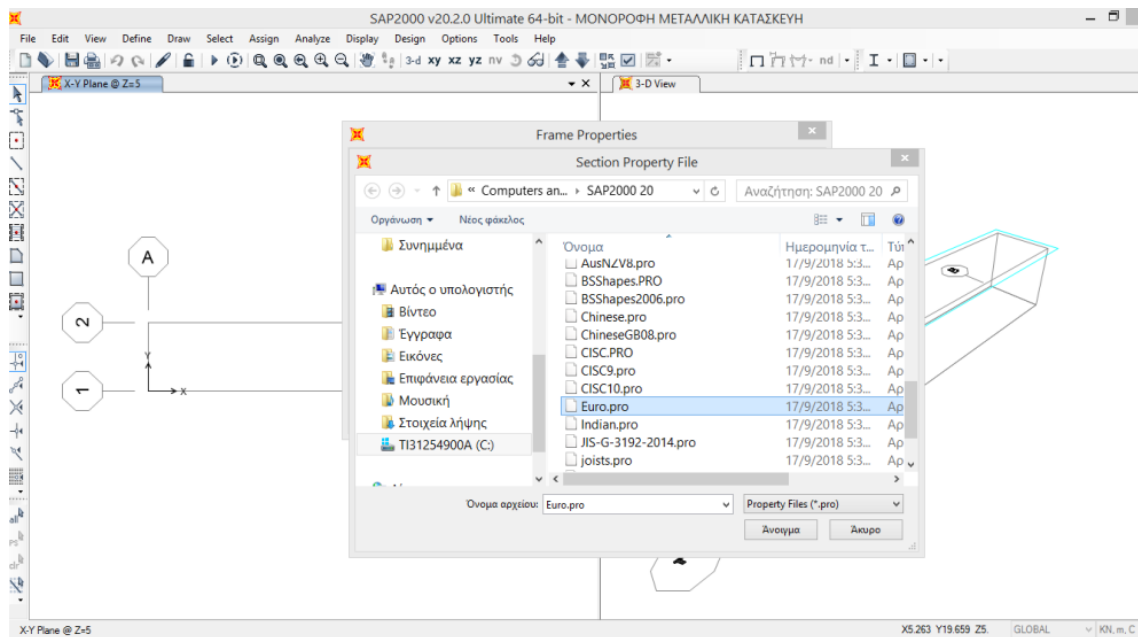
Expected Tensile Stress, Fue: 396000.

Switch To Advanced Property Display

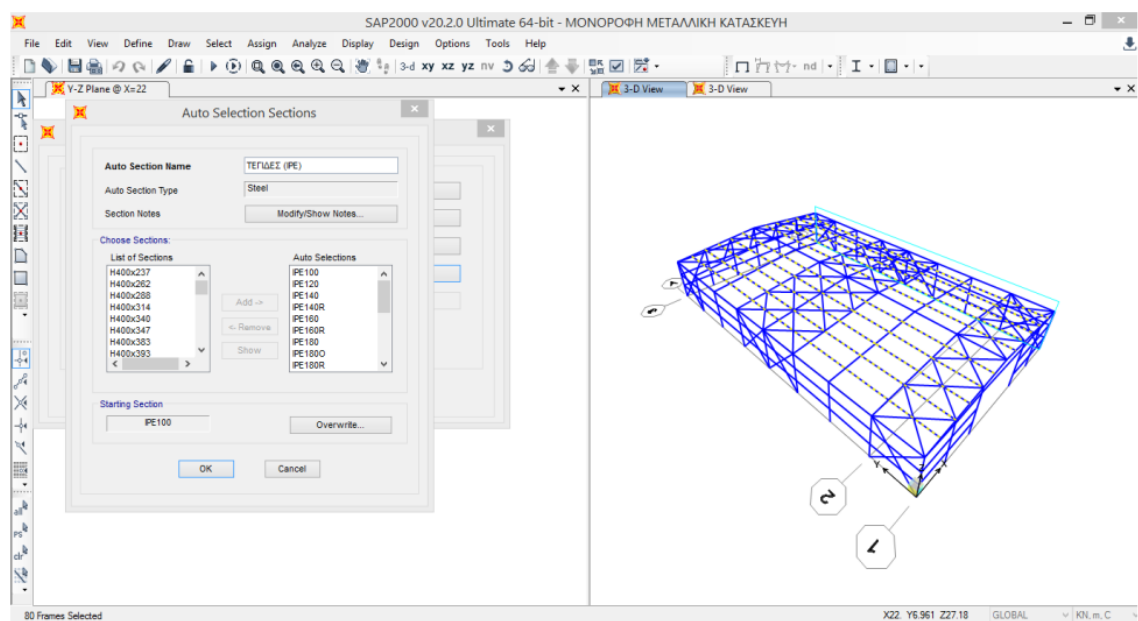
Σχήμα 4.7 Ιδιότητες του χάλυβα S235

4.2.2.2 Ορισμός Διατομών Μελών

Πριν τη σχεδίαση του φορέα μας, θα πρέπει να οριστούν τα σύνολα διατομών, τα οποία θα χρησιμοποιηθούν τόσο κατά τη φάση της σχεδίασης όσο και ως βάση προ διαστασιολόγησης. Συγκεκριμένα χρησιμοποιώντας την εντολή Define→Section Properties → Frame Sections→Import New Property →Euro.pro εισάγουμε στη βιβλιοθήκη του προγράμματος μας τις διατομές από χάλυβα τις οποίες πρόκειται να χρησιμοποιηθούν (υψίκορμες διπλού ταυ (I), πλατύπελμες διπλού ταυ (H), γωνιακές (L), κοίλες ορθογωνικές (RHS), κοίλες τετραγωνικές (SHS) κ.τ.λ) και στη συνέχεια με την εντολή Define→Section Properties → Frame Section →Add New Property→ Auto Select List, δημιουργούνται σύνολα διατομών για κάθε δομικό στοιχείο της κατασκευής, προκειμένου να χρησιμοποιηθούν κατά τη φάση τόσο της ανάλυσης όσο και της σχεδίασης.



Σχήμα 4.8 (α) Εισαγωγή διατομών Euro Pro

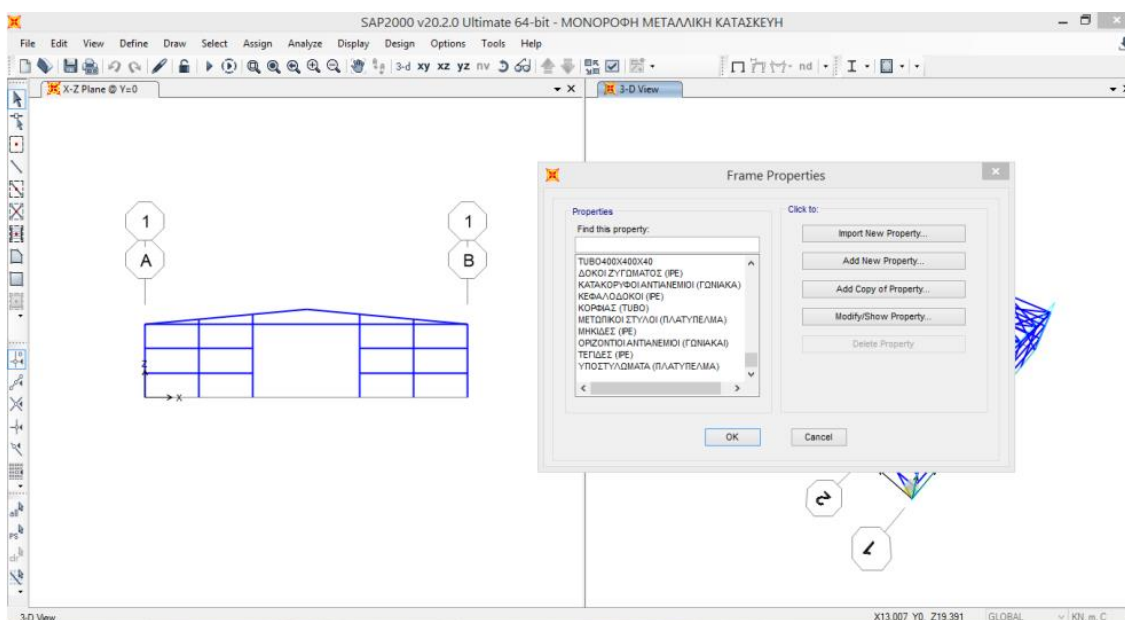


Σχήμα 4.8 (β) Δημιουργία συνόλου διατομών τεγίδας

Τα σύνολα των διατομών, τα οποία δημιουργήθηκαν και χρησιμοποιήθηκαν στη προσομοίωση είναι τα κάτωθι:

- Υποστηλώματα (πλατύπελμα H), με αρχική διατομή προδιαστασιολόγησης HE200A
- Δοκοί Ζυγώματος (υψίκορμες I) με αρχική διατομή προδιαστασιολόγησης IPE180
- Κεφαλοδοκοί (υψίκορμες I) με αρχική διατομή προδιαστασιολόγησης IPE120

- Μετωπικοί Στύλοι (πλατύπελμα), με αρχική διατομή προδιαστασιολόγησης HE100A
- Κορφιάς (Κοίλες τετραγωνικές και ορθογωνικές διατομές SHS και RHS με αρχική διατομή προδιαστασιολόγησης TUBO70X70X3,6
- Τεγίδες (υψίκορμες I) με αρχική διατομή προδιαστασιολόγησης IPE100
- Μηκίδες (υψίκορμες I) με αρχική διατομή προδιαστασιολόγησης IPE100
- Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (γωνιακά L) με αρχική διατομή προδιαστασιολόγησης L45X4
- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (γωνιακά L,κυκλικές κοίλες CHS) με αρχική διατομή προδιαστασιολόγησης L45X4 ^[Δ7]



Σχήμα 4.9 Λίστα δημιουργίας συνόλων διατομής

4.2.2.3 Σχεδιασμός Φορέα

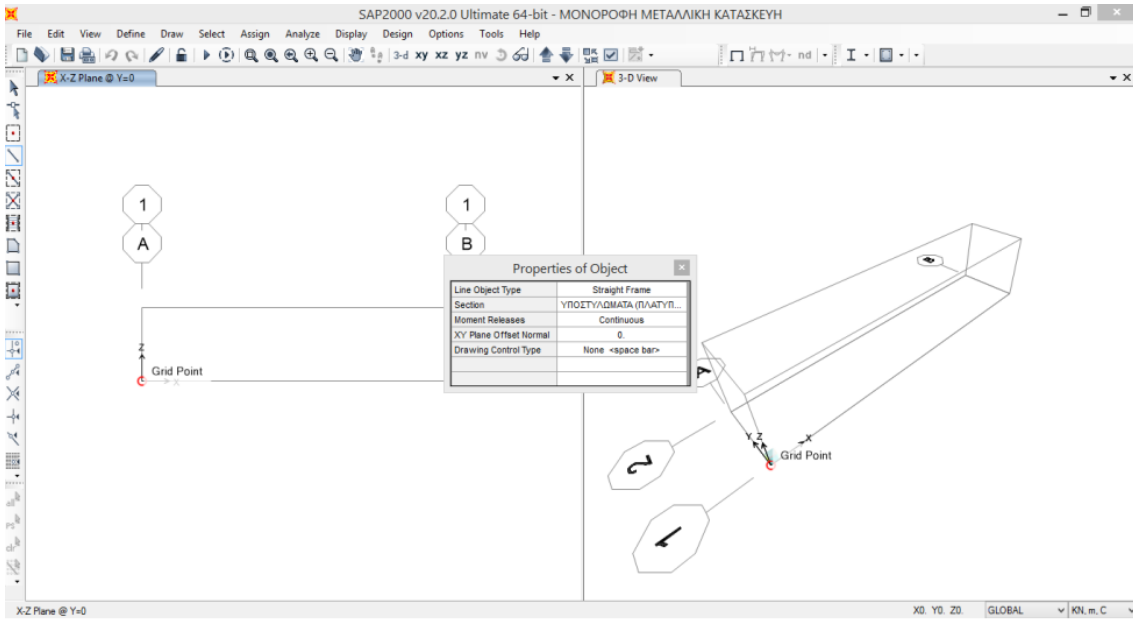
Αφού οριστούν τα υλικά της κατασκευής και τα σύνολα των διατομών , που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν , με τη χρήση των κάτωθι εντολών:

- Draw→Draw Frame/Cable/Tendon
- Edit→Edit Lines→Divide Frames
- Edit→Edit Lines→Join Frames
- Edit→Replicate
- Assign→Frame→Local Axes→Angle

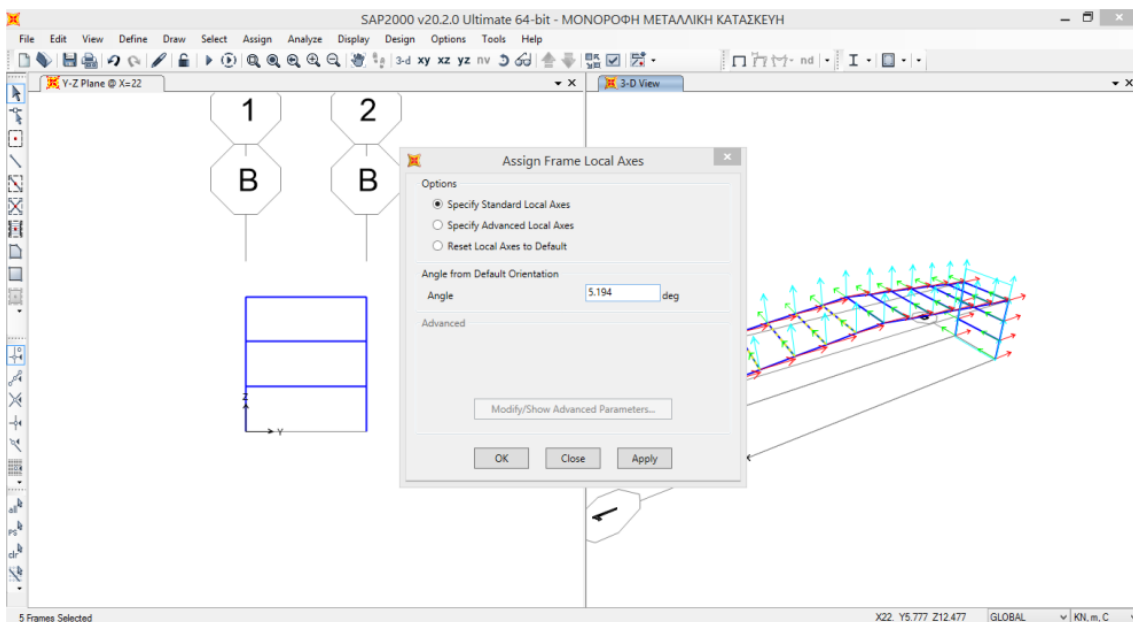
υλοποιείται η 3D απεικόνιση με γραμμές για τα διάφορα μέλη (δοκούς , υποστηλώματα) ενός χωρικού πλαισιακού φαντώματος και δημιουργούνται στη

συνέχεια και τα επιμέρους δευτερεύοντα δομικά, τα οποία και το απαρτίζουν (ζυγώμα, κορφιάς, τεγίδες, μηκίδες, αντιανέμοι σύνδεσμοι).

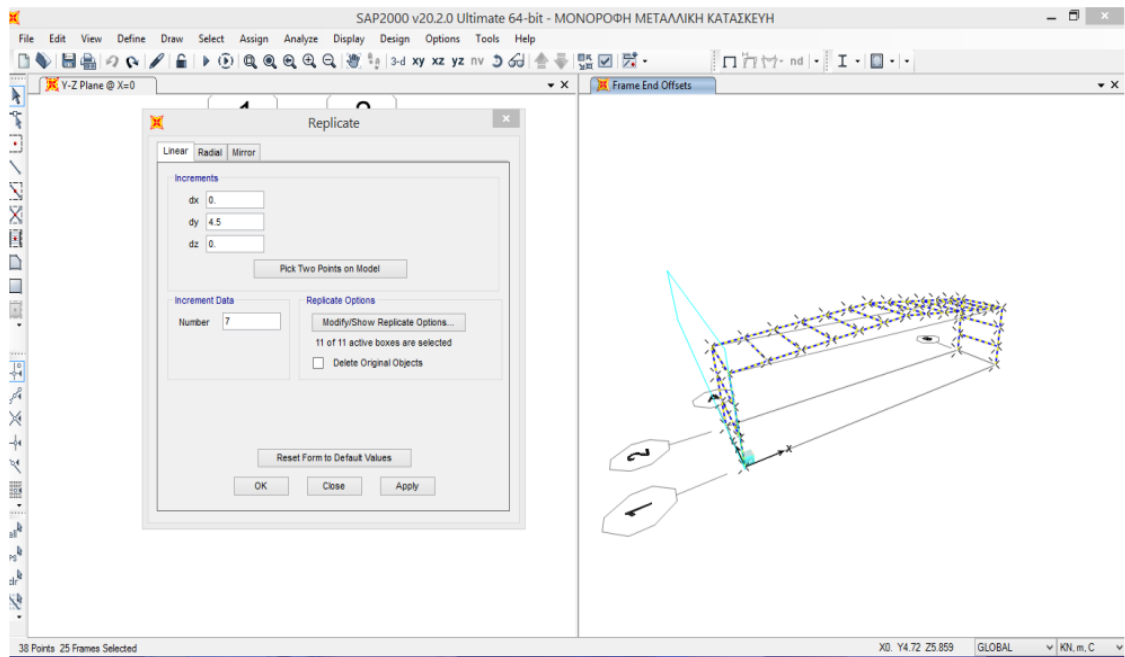
Μόλις ουσιαστικά σχεδιαστεί σε 3D το πρώτο φάτνωμα, αποδοθούν διατομές, πραγματοποιηθεί στροφή των αξόνων σε δευτερεύοντα στοιχεία (τεγίδες) ώστε να ακολουθείται η κλίση του ζυγώματος, πραγματοποιείται αντιγραφή με τη χρήση της εντολής Edit→Replicate →Linear→ dy→4.5 m των πλαισιακών φορέων με αποτέλεσμα τη δημιουργία οχτώ φανωμάτων, τα οποία και απέχουν μεταξύ τους με σταθερή απόσταση ίση με 4,5 m. [Δ7]



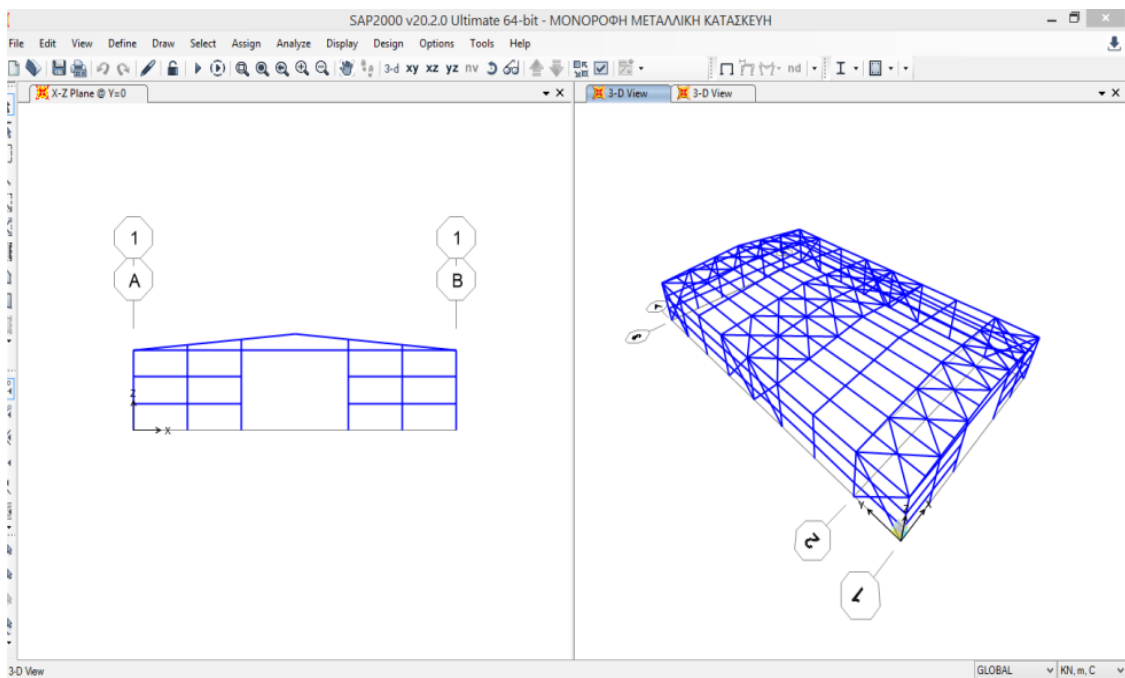
Σχήμα 4.10 Σχεδιασμός 3D όψη πρώτου πλαισιακού φαντώματος



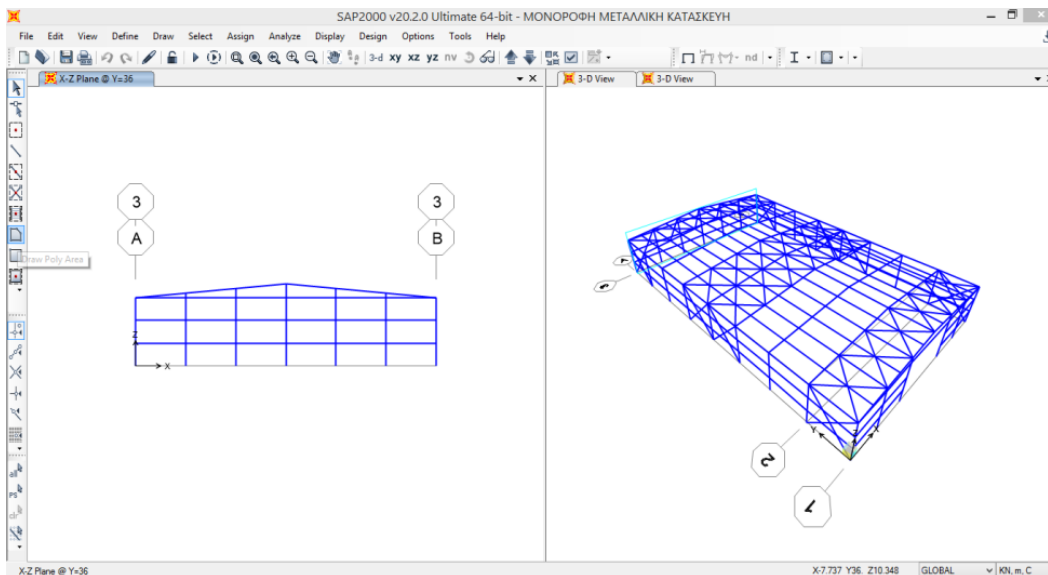
Σχήμα 4.11 Στροφή τεγίδων και διαμόρφωση ζυγώματος



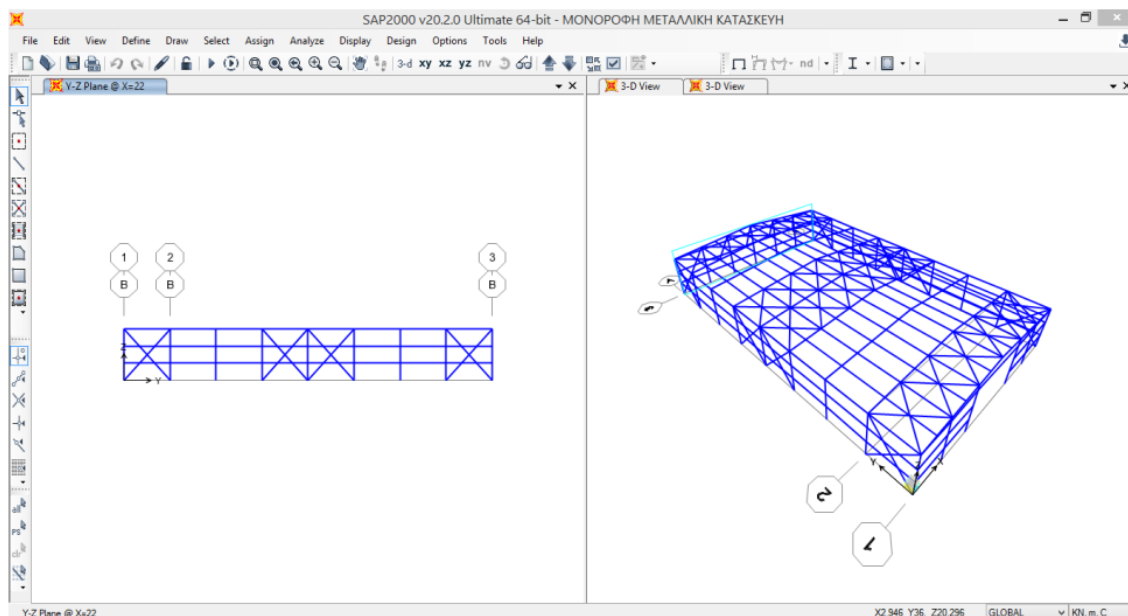
Σχήμα 4.12 Αντιγραφή πρώτου χωρικού πλαισίου



Σχήμα 4.13 (α) Έμπροσθεν όψη -3D όψη κατασκευής



Σχήμα 4.13 (β) Πίσω όψη -3D όψη κατασκευή

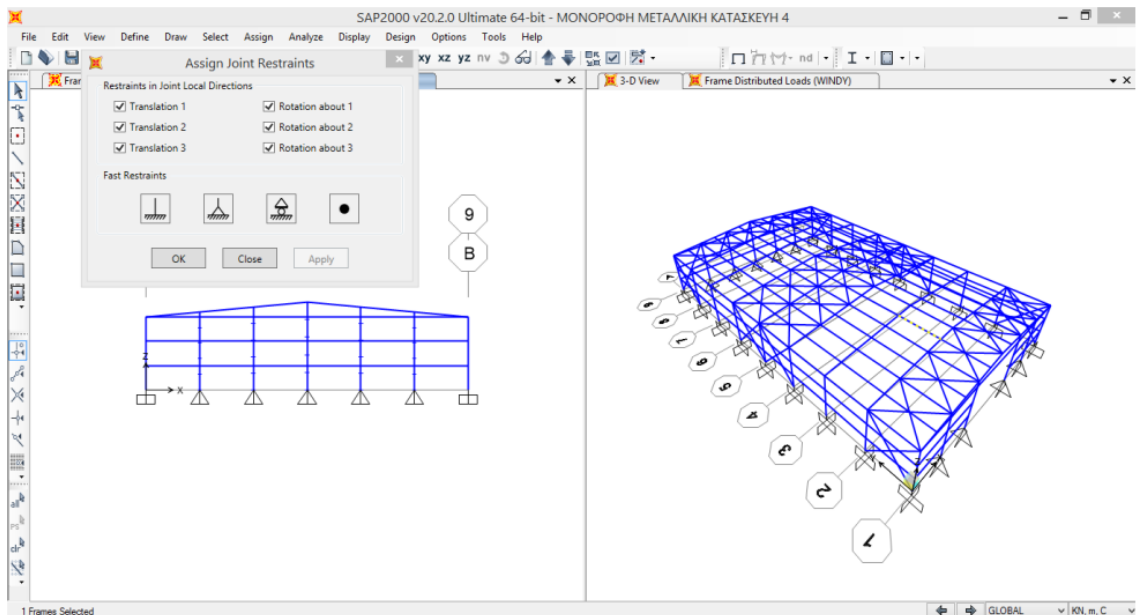


Σχήμα 4.13 (γ) Πλάγια όψη -3D όψη κατασκευής

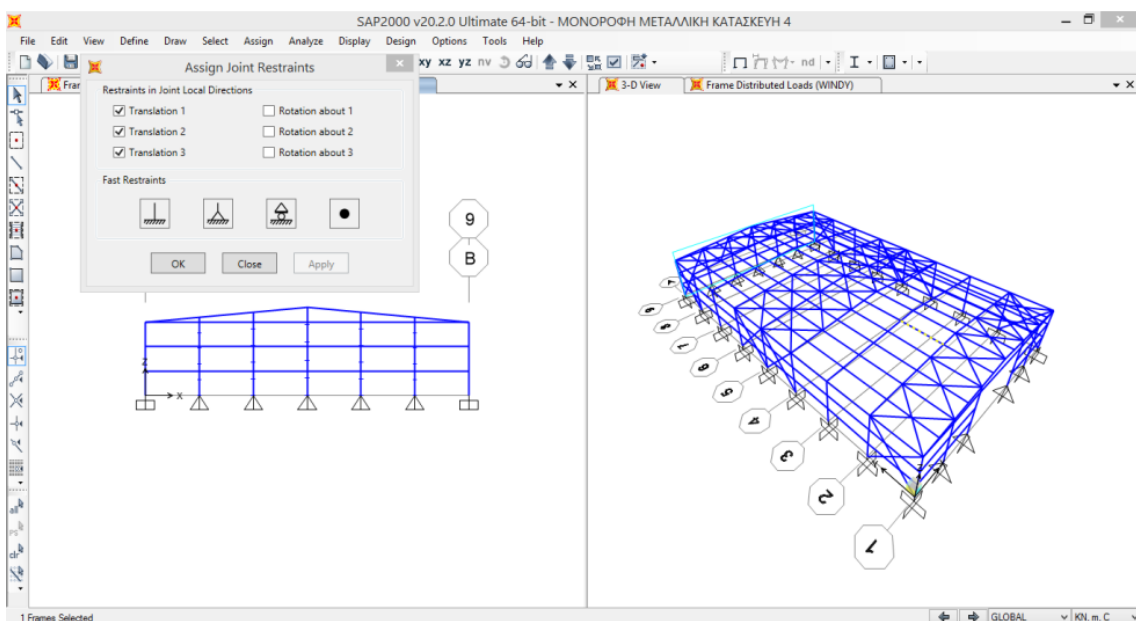
4.2.2.4 Ορισμοί Στηρίξεων και Εσωτερικών Ελευθεριών

Όπως αναφέρθηκε στο δεύτερο κεφάλαιο για το έδαφος θεμελίωσης της κατασκευής μας το κατατάξαμε στη κατηγορία B. Συνεπώς η θεμελίωση των υποστηλωμάτων θα προσομοιωθεί με πάκτωση και των μετωπικών στύλων με άρθρωση στην έδραση και με κύλιση στη σύνδεση τους με το ζύγωμα.

Για την εκτέλεση ανωτέρω προσομοίωσης επελέγησαν οι κόμβοι στη στάθμη θεμελίωσης και δεσμεύτηκαν οι βαθμοί ελευθερίας τους όπως φαίνεται και στα παρακάτω σχήματα με τη χρήση της εντολής Assign→Joint→Restrains.



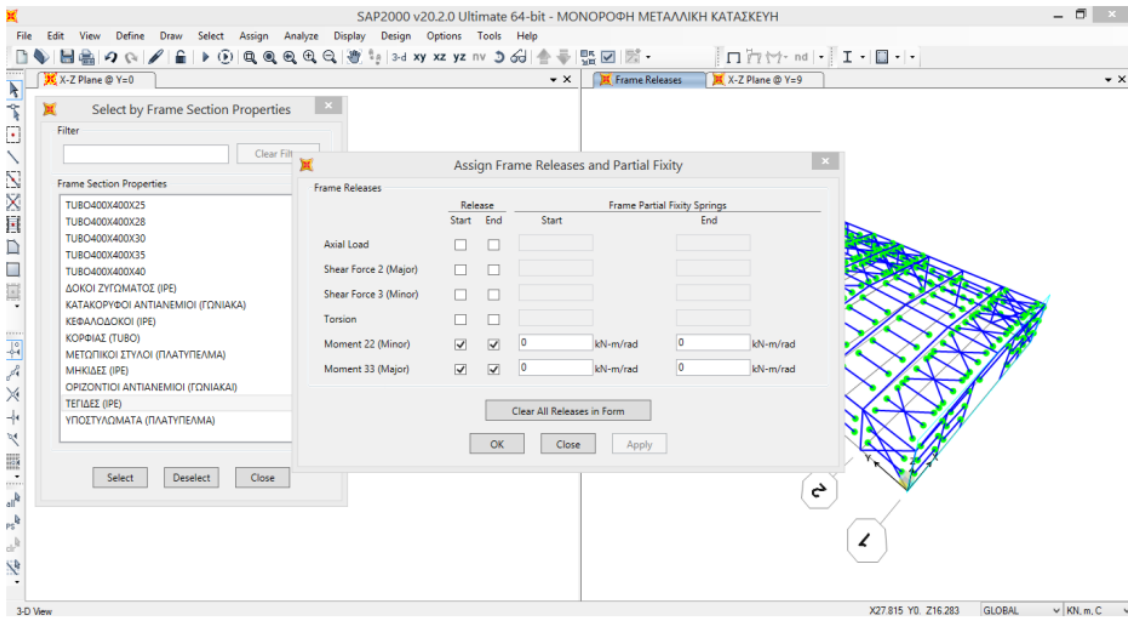
Σχήμα 4.14 Ορισμός πακτώσεων στη βάση των υποστηλωμάτων



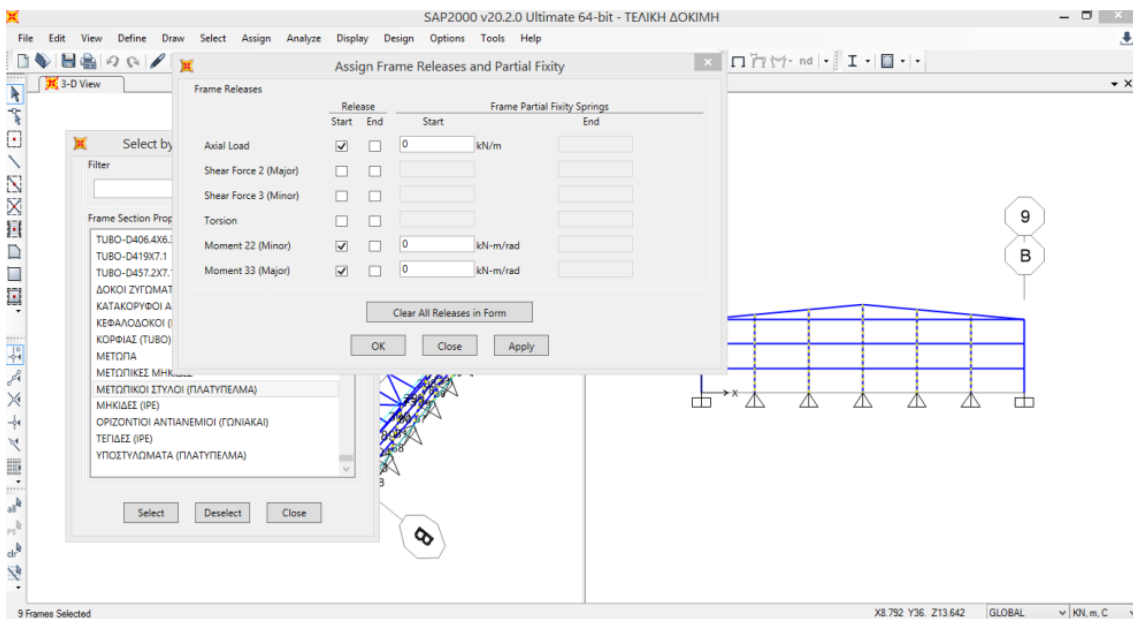
Σχήμα 4.15 Ορισμός αρθρώσεων στη βάση θεμελίωσης των μετωπικών στύλων

Πέραν του ορισμού των στηρίξεων, είναι απαραίτητος και ο καθορισμός των εσωτερικών ελευθεριών των μελών, οι οποίες και απαρτίζουν την κατασκευή. Έχοντας λοιπόν αναφέρει και σε προηγούμενο κεφάλαιο ότι οι μηκίδες και οι τεγίδες συνδέονται αμφιαρθρωτά μεταξύ των υποστηλωμάτων και των δοκών του ζυγώματος αντιστοίχως, οι αντιανέμοι σύνδεσμοι δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία και τέλος ότι η σύνδεση των μετωπικών στύλων άνω με το ζύγωμα θα

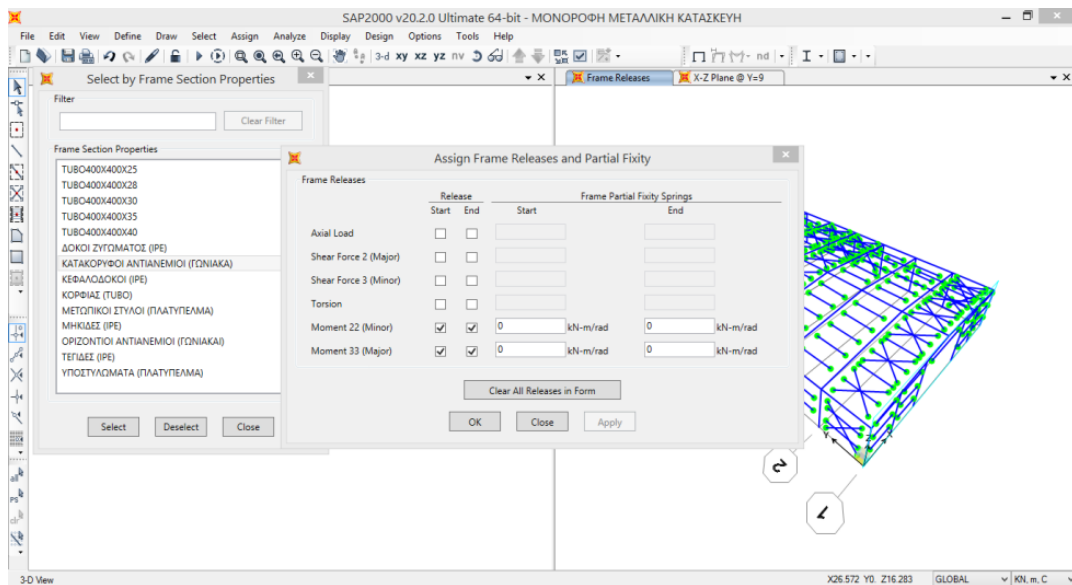
προσομοιαστεί με κύλιση προχωράμε με τη χρήση της εντολής Assign → Frame→Releases/Partial Fixity στον καθορισμό αυτών.^[Δ7]



Σχήμα 4.16 Εσωτερικές ελευθερίες τεγίδας



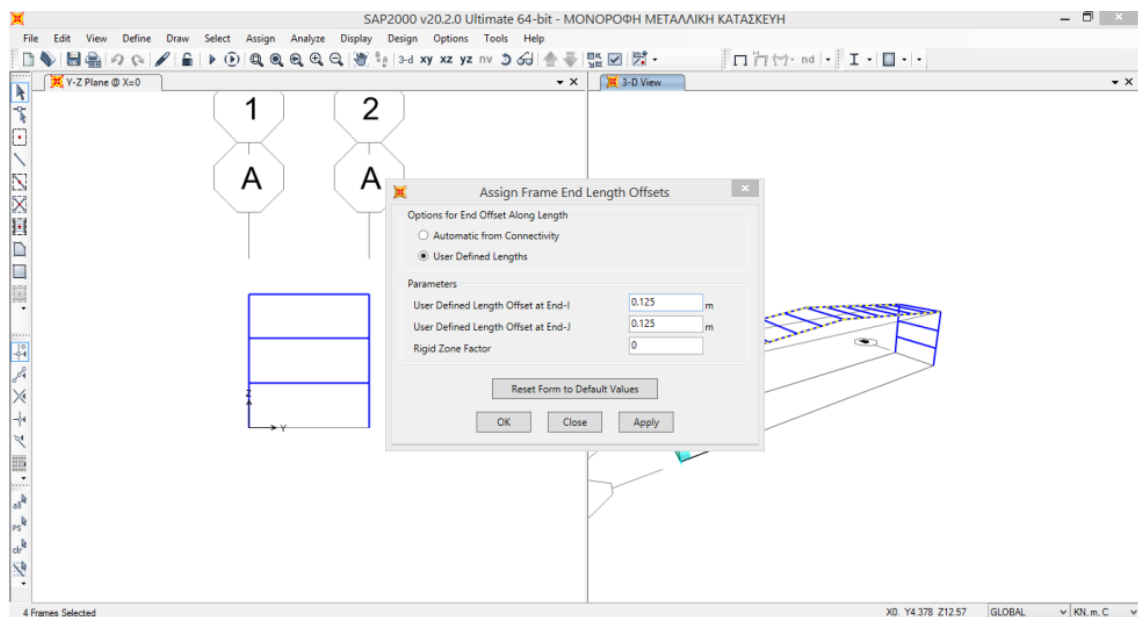
Σχήμα 4.17 Εσωτερικές ελευθερίες μετωπικών στύλων



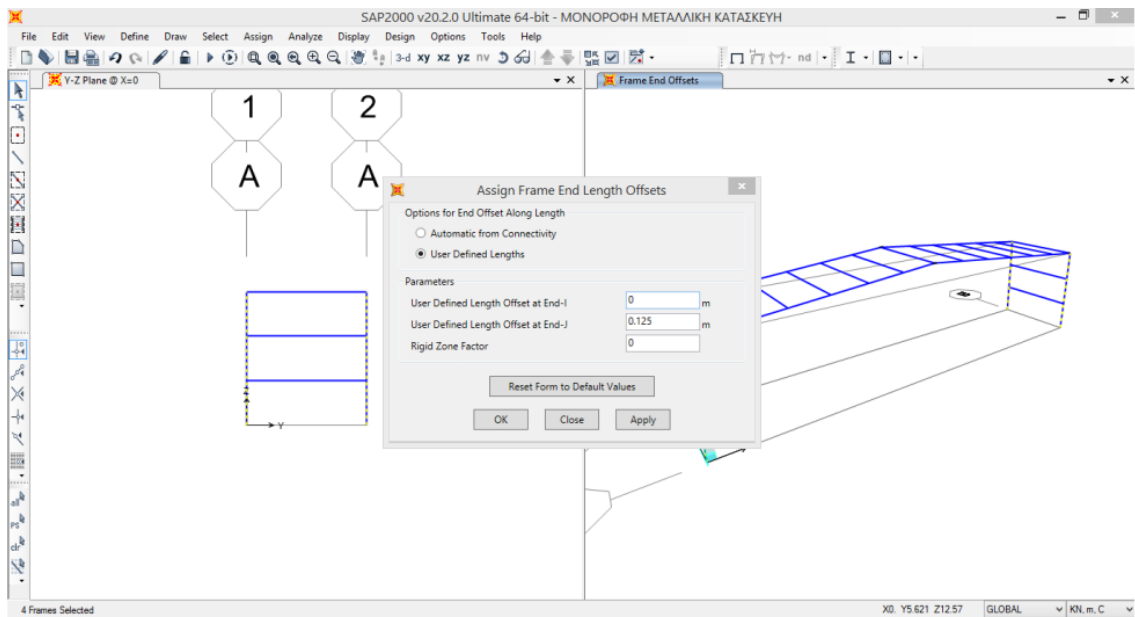
Σχήμα 4.18 Εσωτερικές ελευθερίες κατακόρυφων αντιστηρίξεων

4.2.2.5 Ορισμός Άκαμπτων Κόμβων

Στους κόμβους δοκών- υποστηλωμάτων και δοκών- δοκών στην κορυφή του ζυγώματος, το πρόγραμμα μας δίνει τη δυνατότητα να οριστούν άκαμπτοι κόμβοι. Με τη χρήση λοιπόν της εντολής Assign→Frame→End Length Offset, όπως φαίνεται και παρακάτω ορίζεται μήκος 12,5 cm στα δύο άκρα των δοκών που αποτελούν το ζύγωμα καθώς και 12,5 cm για το άκρο του κάθε υποστηλώματος στη σύνδεση δοκού – υποστηλώματος. [Δ7]



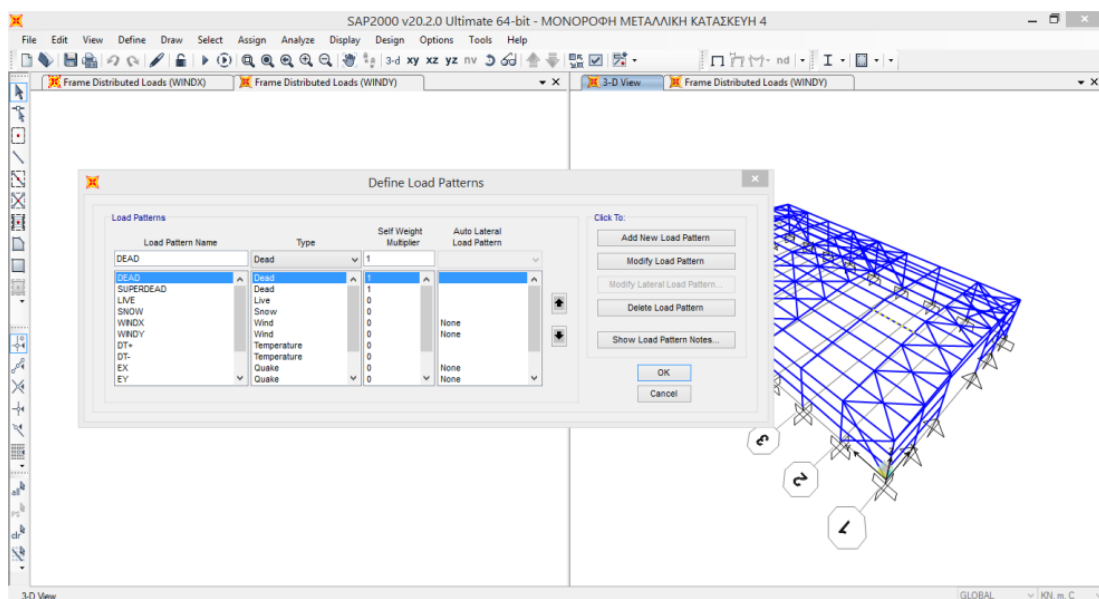
Σχήμα 4.19 Άκαμπτοι κόμβοι σε δοκούς ζυγώματος



Σχήμα 4.20 Άκαμπτοι κόμβοι σε κόμβο δοκού υποστηλώματος

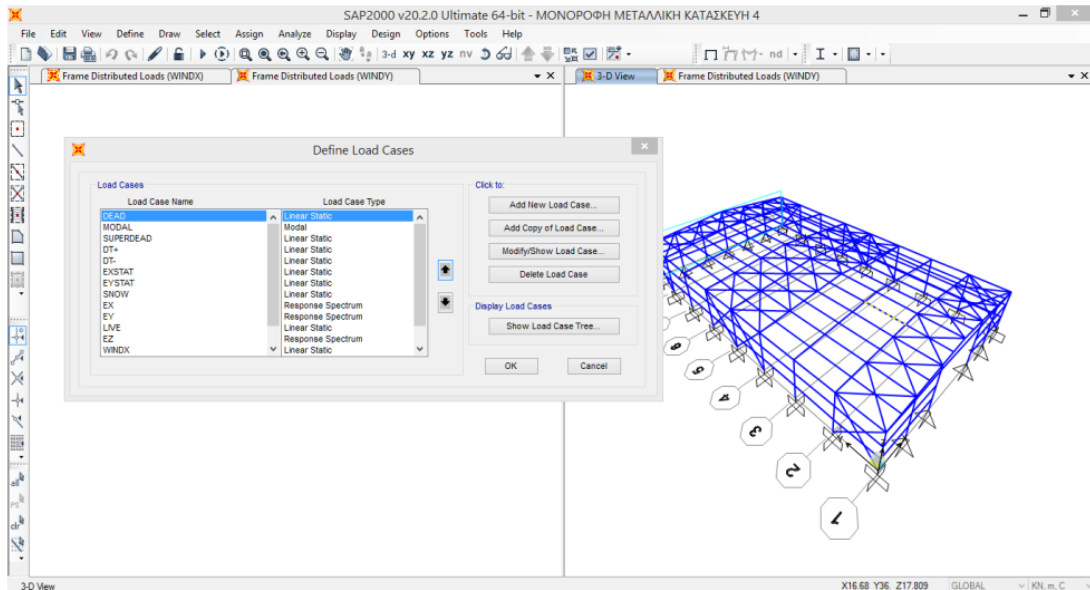
4.2.2.6 Ορισμός Φορτίσεων

Αρχικά με την χρήση της εντολής Define→Load Patterns→Add New Load Patterns ορίζουμε κάθε είδους φόρτιση (δυνάμεις, μετακινήσεις ή θερμοκρασιακές μεταβολές), η οποία μπορεί να επιβληθεί σε κάποιο μέλος. Κάθε φόρτιση δύναται να έχει ένα τύπο (μόνιμο, κινητό, άνεμος , χιόνι, σεισμός, θερμοκρασιακή μεταβολή κ.τ.λ) , ο οποίος εν τέλει κατατάσσει τη φόρτιση. Το ιδιοβάρος επιλέχτηκε να λαμβάνεται από τα μόνιμα με την επιλογή από τον πίνακα των Load Patterns self weight multiplier→1 για τα Load Patterns, Dead και Superdead. [Δ7]



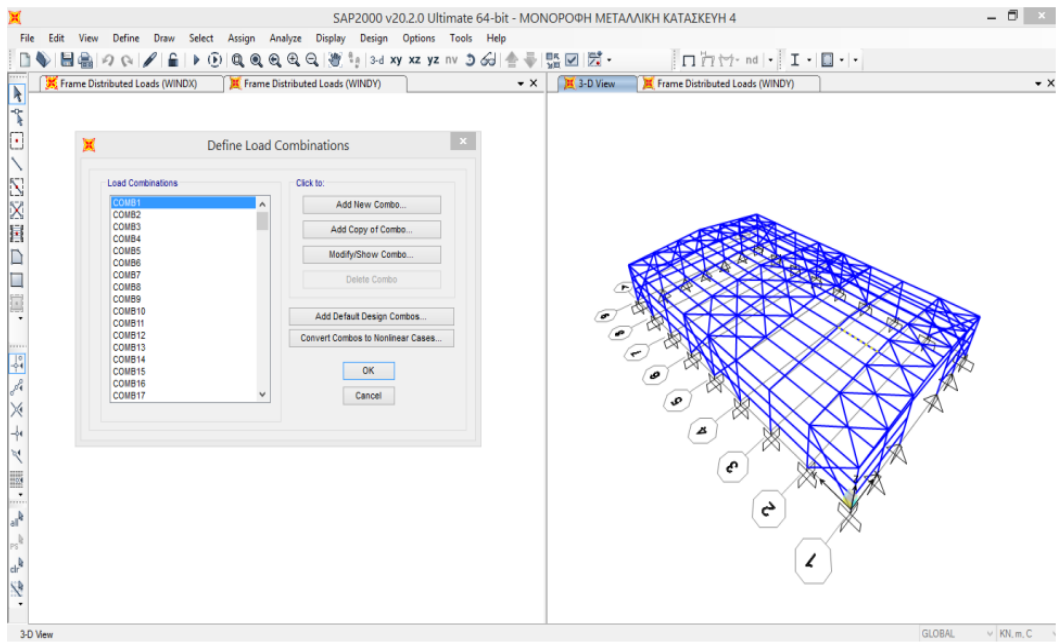
Σχήμα 4.21 Ορισμός τύπων φορτίσεων (Load Patterns)

Στη συνέχεια ορίστηκαν οι περιπτώσεις φορτίσεων (Load Cases) με τη χρήση της εντολής Define→Load Cases→ Add New Load Case. Με τα Load Cases ορίζεται πως οι φορτίσεις (Load Patterns) επιβάλλονται (στατικά ή δυναμικά), πως συμπεριφέρεται η κατασκευή (γραμμικά ή μη γραμμικά) καθώς και για το πώς θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση (ιδιομορφική φασματική ανάλυση, ισοδύναμη στατική μέθοδος κ.τ.λ)

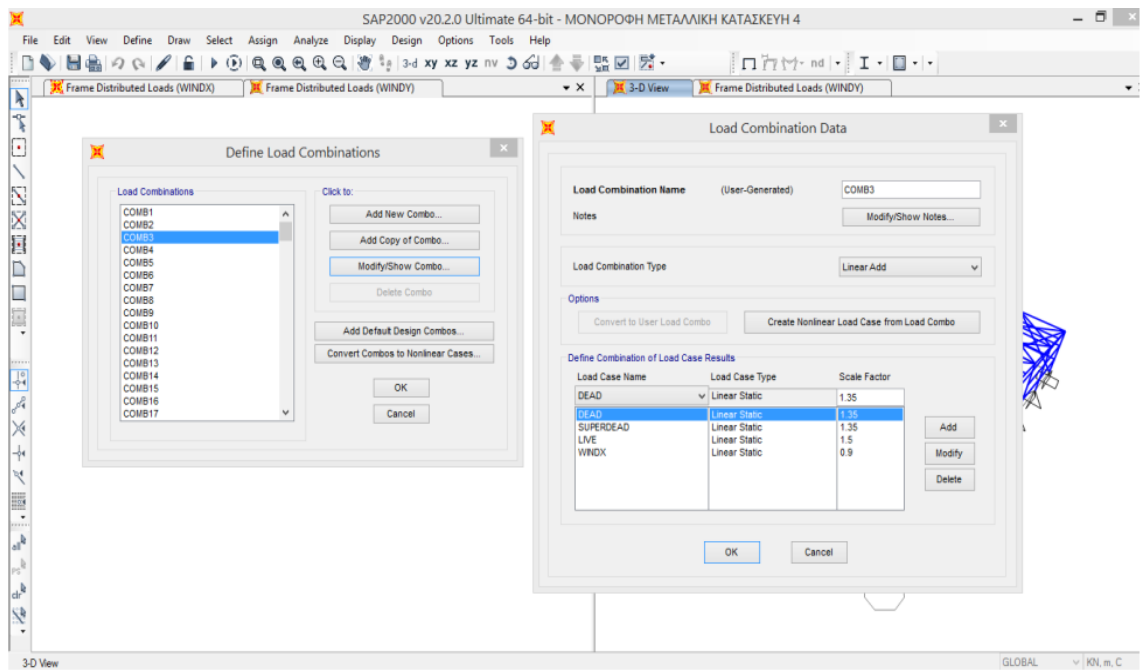


Σχήμα 4.22 Ορισμός περιπτώσεων φορτίσεων (Load Cases)

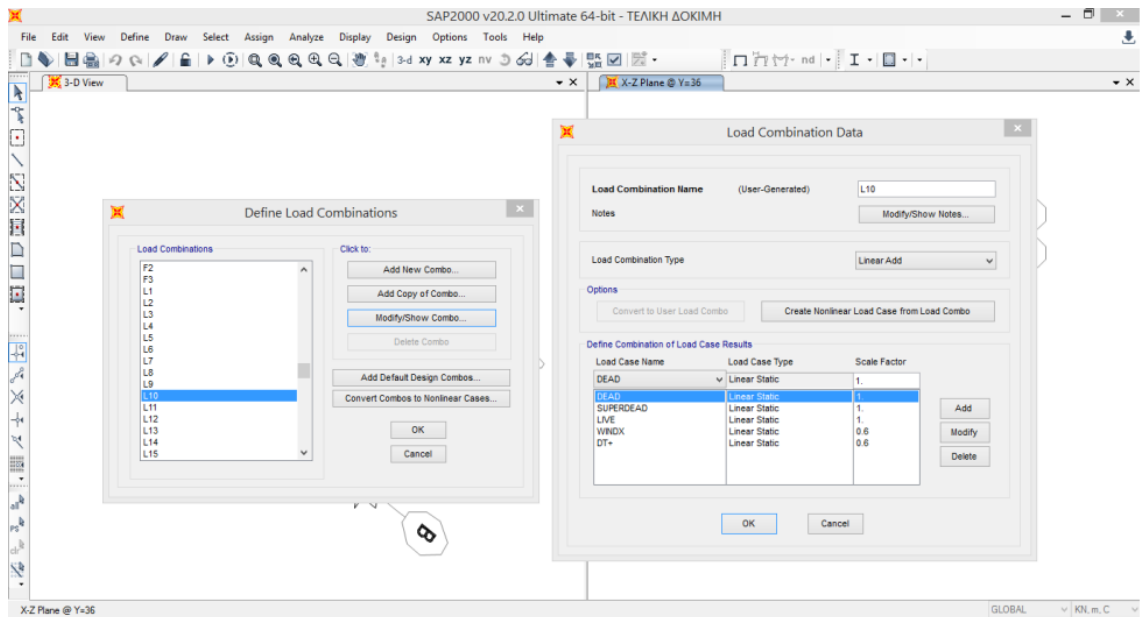
Τέλος με τη χρήση της εντολής Define →Load Combination → Add New Combo, φτιάχνουμε τους συνδυασμούς φορτίσεων τόσο για τις καταστάσεις οριακής αστοχίας όσο και για τις καταστάσεις λειτουργικότητας. Σε κάθε συνδυασμό φόρτισης επιλέγεται όνομα, φορτίσεις τον αντίστοιχο συντελεστή ασφαλείας καθώς και κουμπί Linear Add αν θέλουμε να προσθέσει τα φορτία ή Envelope αν θέλουμε τη περιβάλλουσα κάποιων φορτίσεων.^[Δ7]



Σχήμα 4.23 (α) Ορισμός συνδυασμών φορτίσεων



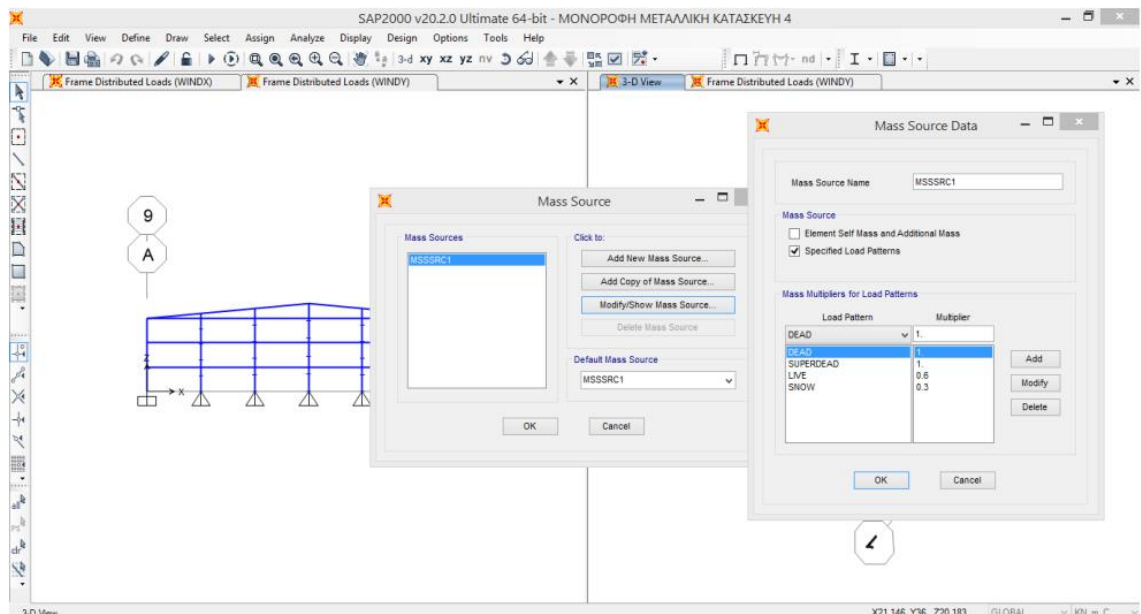
Σχήμα 4.23 (β) Ορισμός συνδυασμών σε οριακή κατάσταση αστοχίας



Σχήμα 4.23 (γ) Ορισμός συνδυασμών σε οριακή κατάσταση λειτουργίας

4.2.2.7 Ορισμός Μαζών

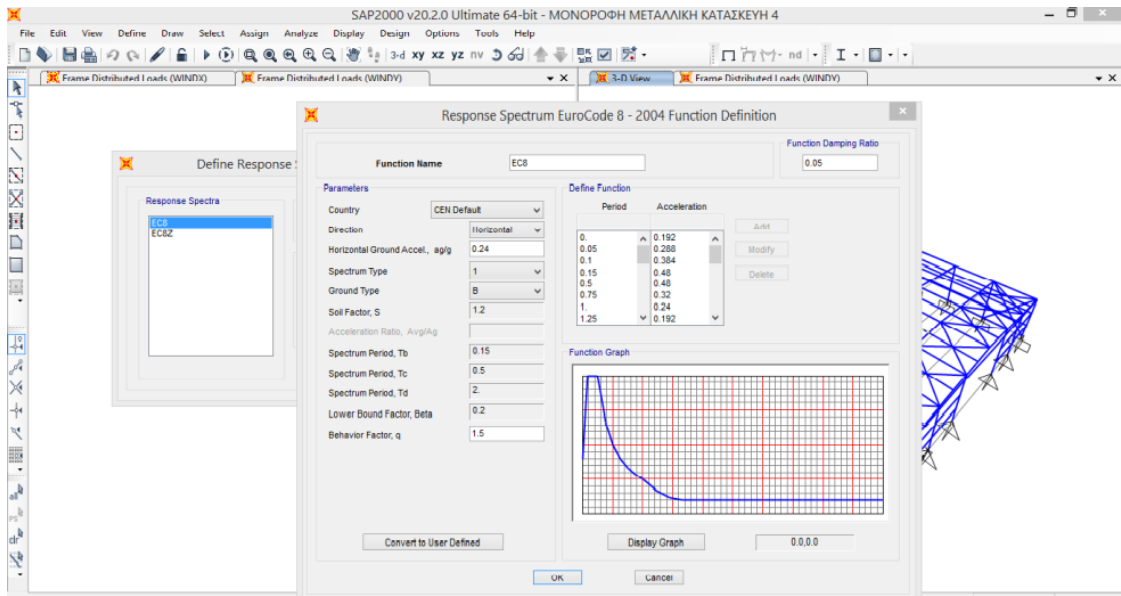
Για τη δημιουργία των load cases είναι απαραίτητο να έχει οριστεί πρώτα η πηγή από την οποία θα λαμβάνονται οι μάζες. Με τη χρήση της εντολής Define→Mass Source →Add New Mass Source, ορίζεται να λαμβάνεται η μάζα από τα ίδια βάρη και συνδυασμό φορτίσεων. [Δ7]



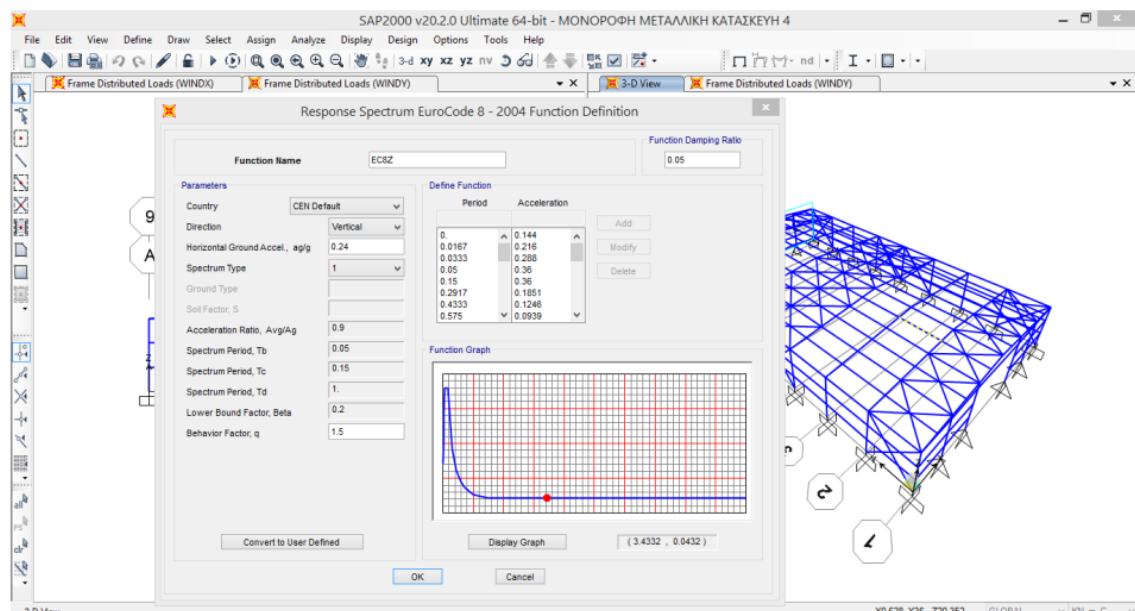
Σχήμα 4.24 Ορισμός μαζών

4.2.2.8 Ορισμός Φάσματος Απόκρισης

Ομοίως με την παραπάνω παράγραφο για τη δημιουργία των σεισμικών περιπτώσεων φόρτισης είναι απαραίτητο να έχει οριστεί και το φάσμα απόκρισης. Με τη χρήση της εντολής Define→Functions →Response Spectrum και λαμβάνοντας υπόψη τις παραδοχές της 3.2.4.5 παραγράφου της εργασίας πραγματοποιήθηκε ο ορισμός του φάσματος τόσο για τις οριζόντιες όσο και για τις κατακόρυφες σεισμικές συνιστώσες. [Γ3],[Δ7]



Σχήμα 4.25 Φάσμα Ευρωκώδικα 8



Σχήμα 4.26 Φάσμα Ευρωκώδικα 8 για κατακόρυφες συνιστώσες

4.2.2.9 Επιβολή Φορτίσεων σε Κατασκευή

Μετά το πέρας της καταγραφής των συνδυασμών φορτίσεων στο γραφικό περιβάλλον του προγράμματος και τον ορισμό της πηγής μαζών, των φασμάτων απόκρισης για την ιδιομορφική ανάλυση καθώς και των σεισμικών συνιστωσών για την πραγματοποίηση της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης ακολούθησε η επιβολή των φορτίσεων στα επιμέρους δομικά στοιχεία της κατασκευής.

Από το προηγούμενο κεφάλαιο μέσω υπολογισμών βασιζόμενοι στον Ευρωκώδικα 1, στα Εθνικά Προσαρτήματα καθώς και σε κάποιες παραδοχές προχωρήσαμε στον υπολογισμό των επιμέρους δράσεων ως κάτωθι:

- Μόνιμες δράσεις (superdead), πλην του ιδίου βάρους (dead), το οποίο και θα υπολογιστεί από το πρόγραμμα, οι επικαλύψεις και τα λοιπά μόνιμα στοιχεία είναι ίσες με $superdead = 0,25 \text{ KN/m}^2$
- Κινητό φορτίο, το οποίο και ασκείται στο επίπεδο της στέγης μας και ισούται με $Live = Q = 0,5 \text{ KN/m}^2$
- Η δράση της χιονόπτωσης (snow), για καταστάσεις διαρκείας και όχι για κάποια τυχηματική κατανομή εξαιρετικού φορτίου χιονιού, λαμβάνοντας και τη δυσμενέστερη περίπτωση του πίνακα 3.5 που ισούται με $s = 0,68 \text{ KN/m}^2$
- Η ανεμοπίεση (wind) η οποία εξαιτίας της γεωμετρικής συμμετρίας την οποία και παρουσιάζει η κατασκευή θα εξεταστεί για τελικές πιέσεις σε δύο διευθύνσεις του ανέμου, $+0^\circ$ (WINDX) και για $+90^\circ$ (WINDY)

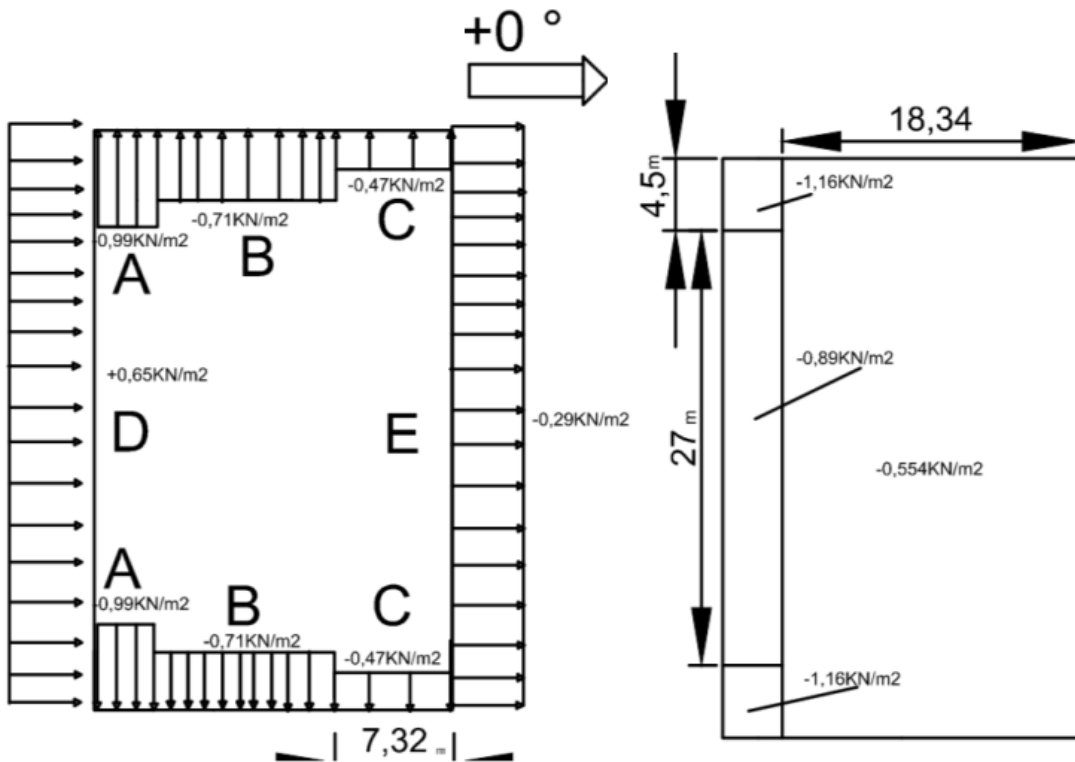
Επιπλέον θεωρώντας, ότι σε δυσμενείς καιρικές περιπτώσεις, όπως χιονόπτωσης και έντονου ανέμου τα ανοίγματα της κατασκευής θα παραμείνουν κλειστά επιλέχθηκε ως τιμή των ανεμοπιέσεων τις δυσμενέστερες περιπτώσεις φορτίσεων των πινάκων 3.13 και 3.14 που προέκυψαν για $c_{pi} = +0,00$

Πίνακας 4.2 Φορτίσεις ανεμοπιέσεων

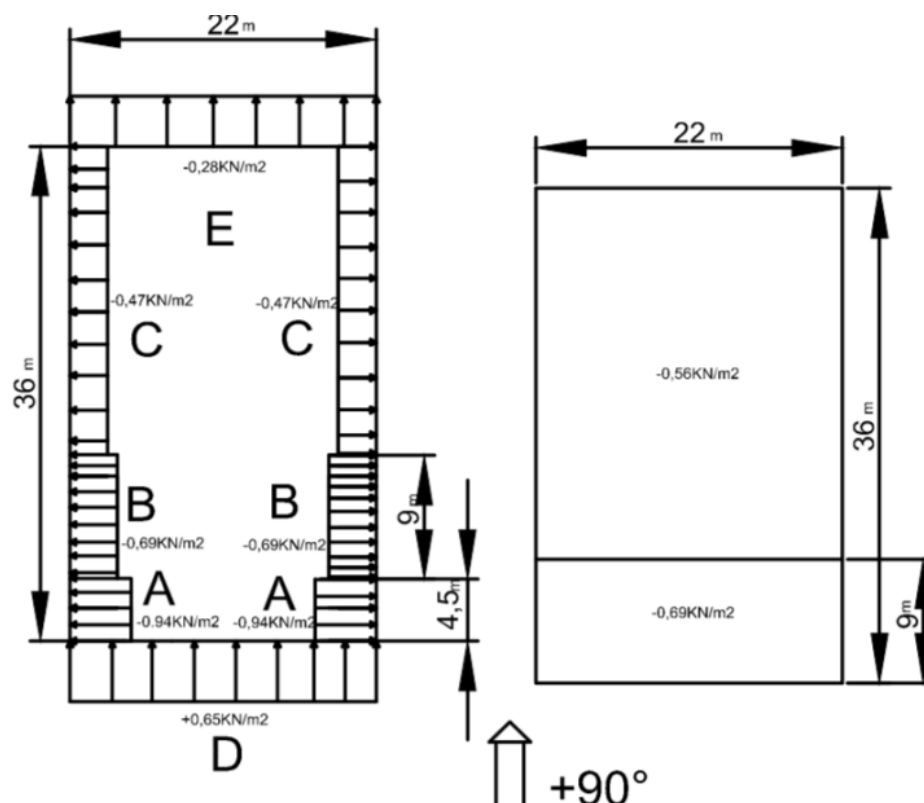
ZΩΝΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ $+0^\circ$ (KN/m ²)	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ $+90^\circ$ (KN/m ²)
A	-1,12	-1,12
B	-0,74	-0,74
C	-0,47	-0,47
D	+0,65	+0,65
E	-0,29	-0,28
F	-1,566	-1,48

G	-1,109	-1,21
H	-0,552	-0,65
I	-0,554	-0,56
J	-0,565	-

Ειδικότερα όμως για τις ανεμοπιέσεις WINDX και WINDY πριν προβούμε στην φόρτιση των μελών της κατασκευής προχωρήσαμε σε μια κανονικοποίηση των πλατών των ζωνών επιρροής τους, προκειμένου να είναι ευκολότερη η εισαγωγή τους στο πρόγραμμα.



Σχήμα 4.27 Κανονικοποίηση φορτίσεων διεύθυνσης WINDX



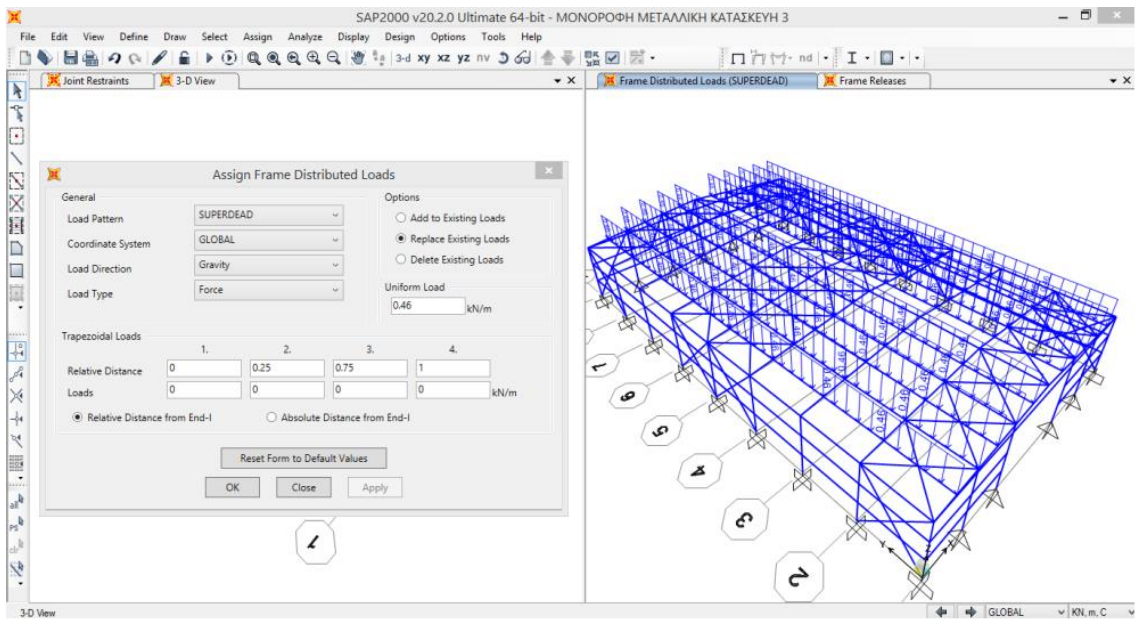
Σχήμα 4.28 Κανονικοποίηση φορτίσεων διεύθυνσης WINDY

Οι ανωτέρω δράσεις, οι οποίες έχουν υπολογιστεί ως επιφανειακά φορτία σε KN/m^2 , για να είναι δυνατή η εισαγωγή τους στο πρόγραμμα θα μετατραπούν σε KN/m λαμβάνοντας υπόψη τις ζώνες επιρροής των στοιχείων, τα οποία θα λάβουν τις φορτίσεις και θα τις μεταφέρουν στα υπόλοιπα μέλη της κατασκευής.

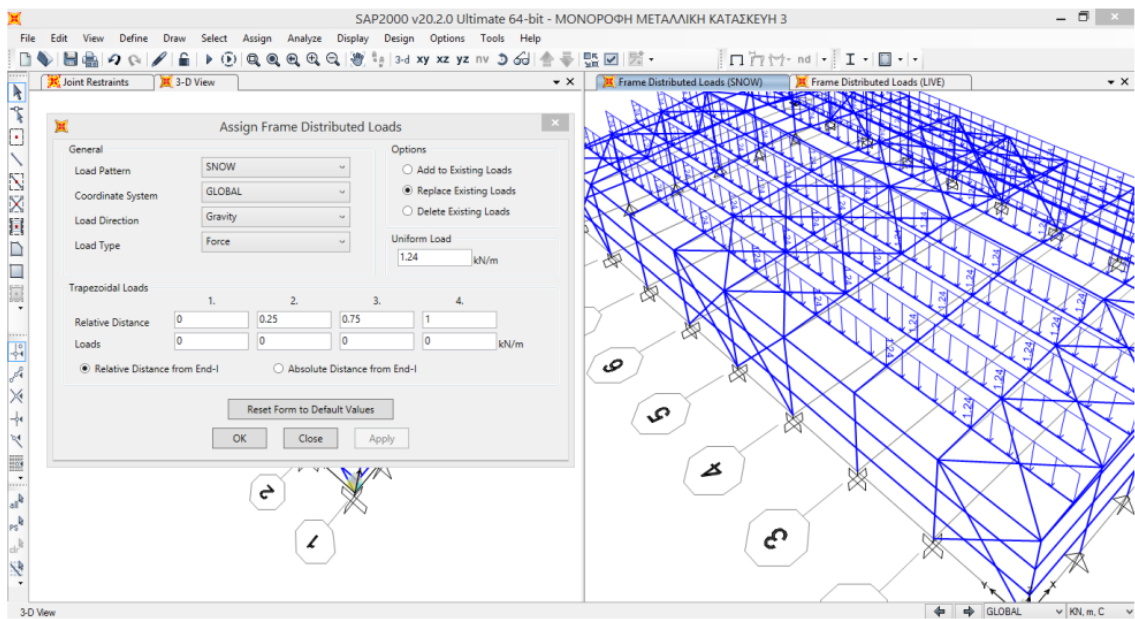
Συγκεκριμένα οι ζώνες επιρροής των επιμέρους μελών, οι οποίες και παρέλαβαν τις ανωτέρω φορτίσεις είναι οι κάτωθι:

Για παράδειγμα το φορτίο $\text{superdead} = 0,25 \text{ KN/m}^2$ θα περαστεί στο πρόγραμμα ως φόρτιση πάνω σε κάθε μία τειίδα ως το γινόμενο του επιφανειακού φορτίου επί της ζώνης επιρροής, δηλαδή $0,25 \text{ KN/m}^2 * 1,83 \text{ m} = 0,46 \text{ KN/m}$.

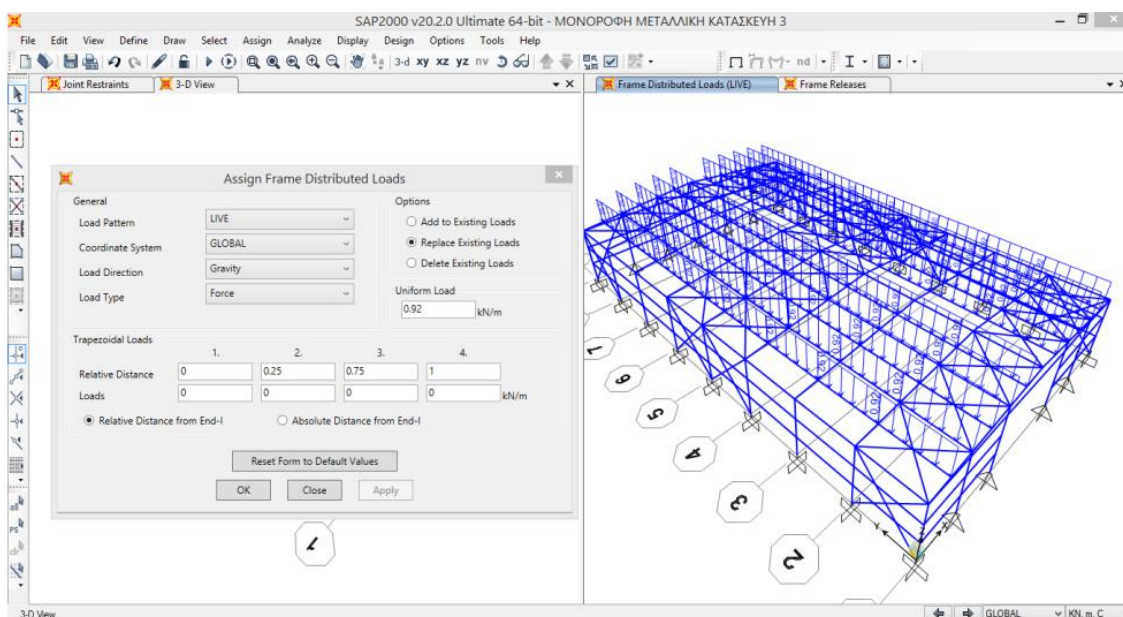
Οπότε έχοντας μετατραπεί όλες οι ανωτέρω φορτίσεις σε KN/m , εισάγονται στο πρόγραμμα όπου ασκούνται αντιστοίχως (τειίδες, μηκίδες, μετωπικούς στύλους) χρησιμοποιώντας την εντολή `Assign→Frame Loads→Distributed` και δίνοντας στο πίνακα του μενού ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο σε KN/m καθώς και τη διεύθυνση του φορτίου. ^{[B2],[Δ7]}



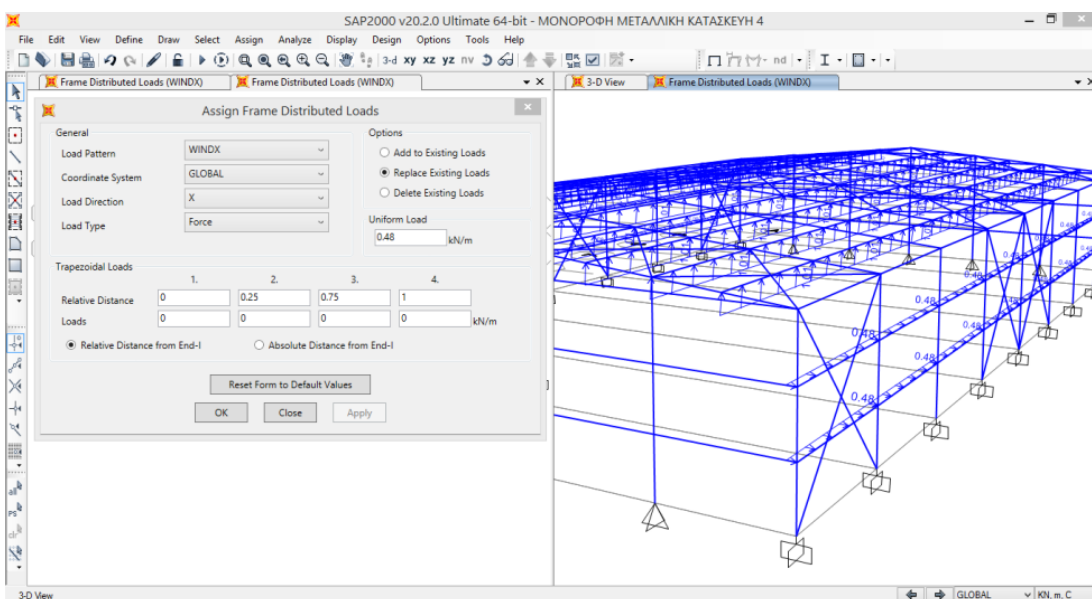
Σχήμα 4.29 Εισαγωγή superdead φόρτισης σε τεγίδες



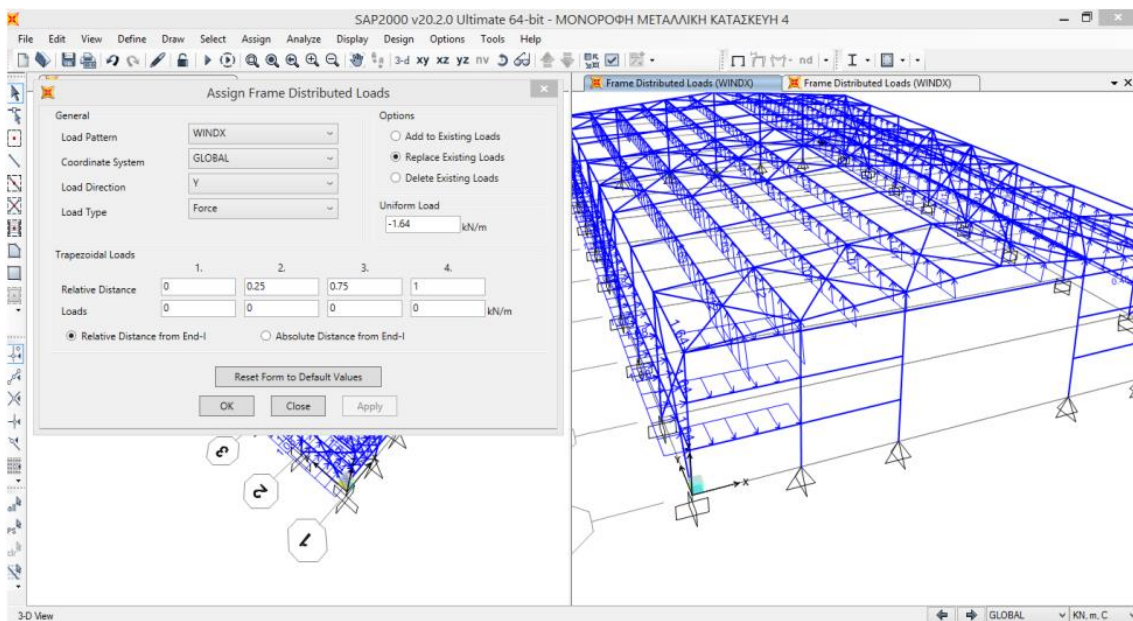
Σχήμα 4.30 Εισαγωγή snow φόρτισης σε τεγίδες



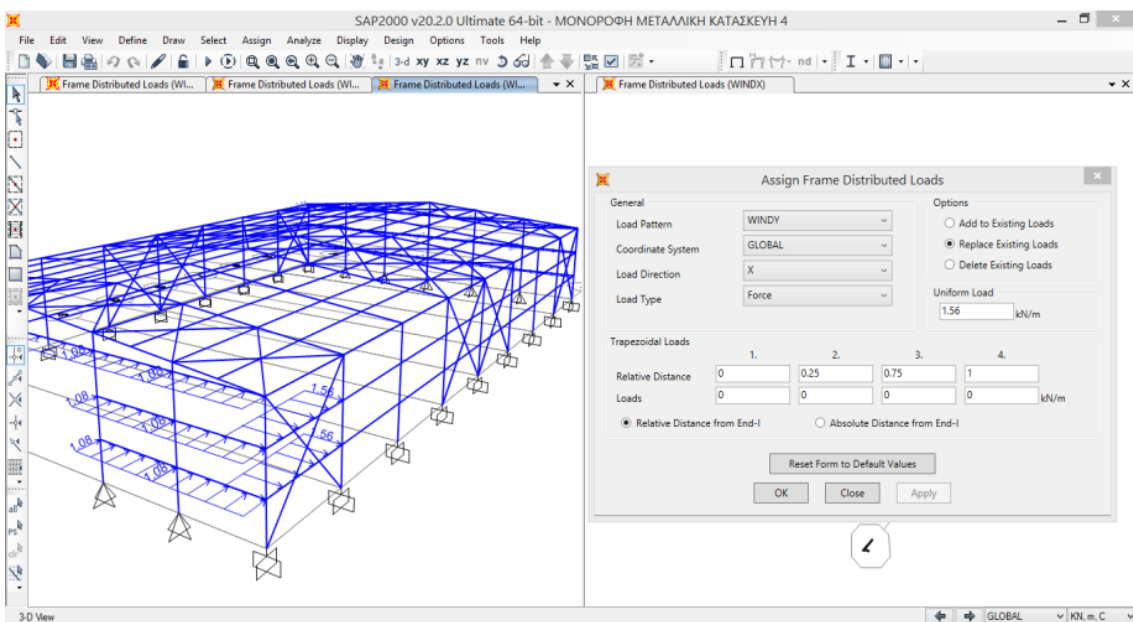
Σχήμα 4.31 Εισαγωγή live φόρτισης σε τεγίδες



Σχήμα 4.32 Εισαγωγή windx φόρτισης σε μηκίδες

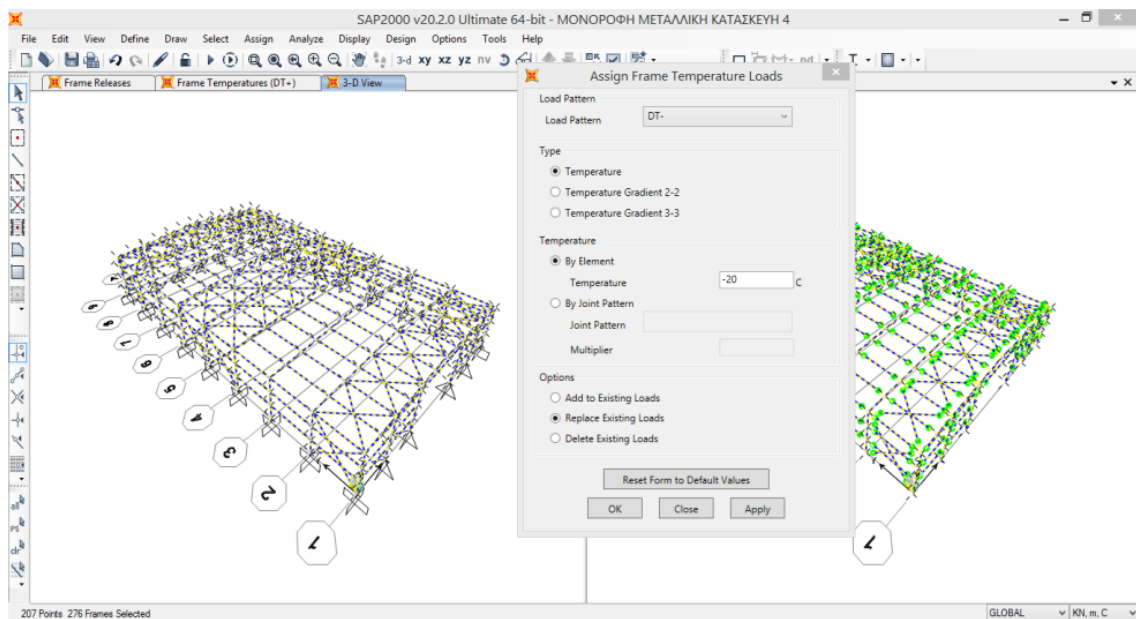


Σχήμα 4.33 Εισαγωγή windx φόρτισης σε μηκίδες

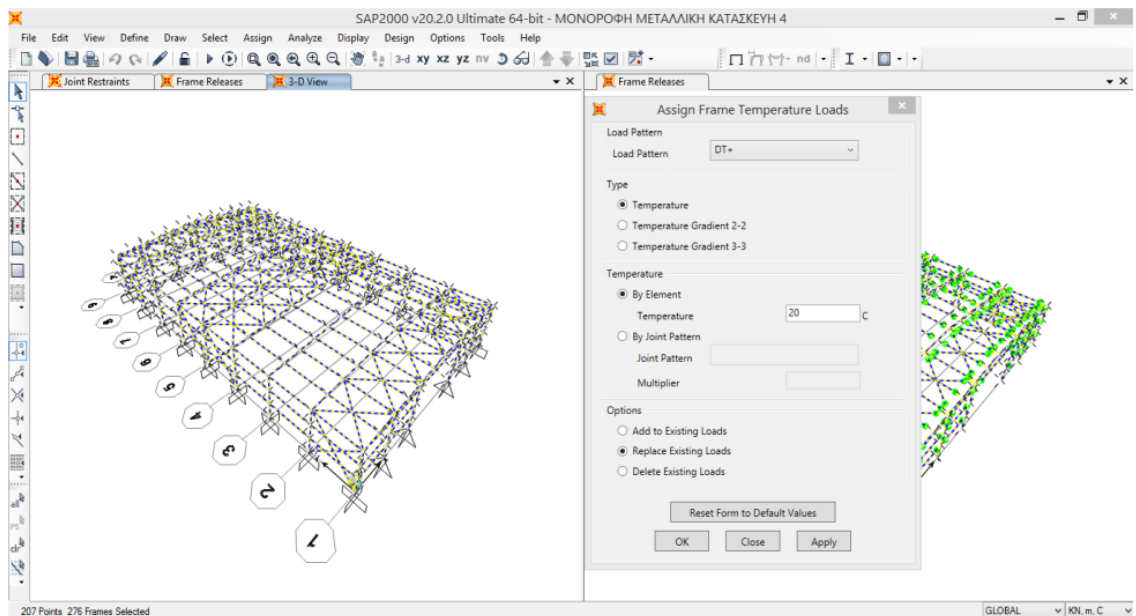


Σχήμα 4.34 Εισαγωγή windy φόρτισης σε μηκίδες

Πέραν των ανωτέρω σε όλα τα μέλη της κατασκευής επεβλήθη φορτίο εξαιτίας της θερμοκρασιακής μεταβολής $+20\text{ }^{\circ}\text{C DT+}$ και $-20\text{ }^{\circ}\text{C DT-}$, με τη χρήση της εντολής Assign→Frame Loads→Temperature



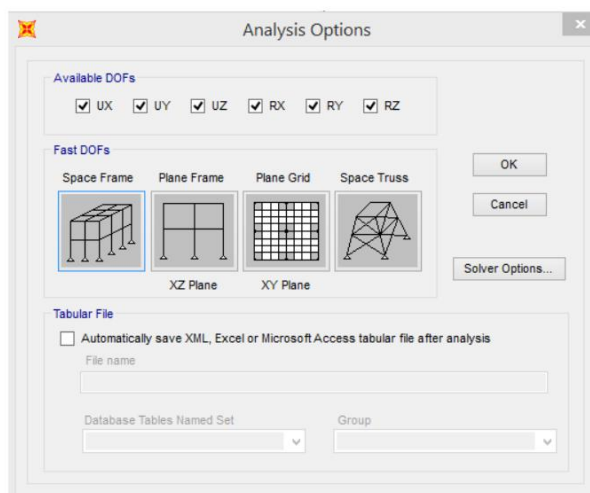
Σχήμα 4.35 Φόρτιση μελών με DT-



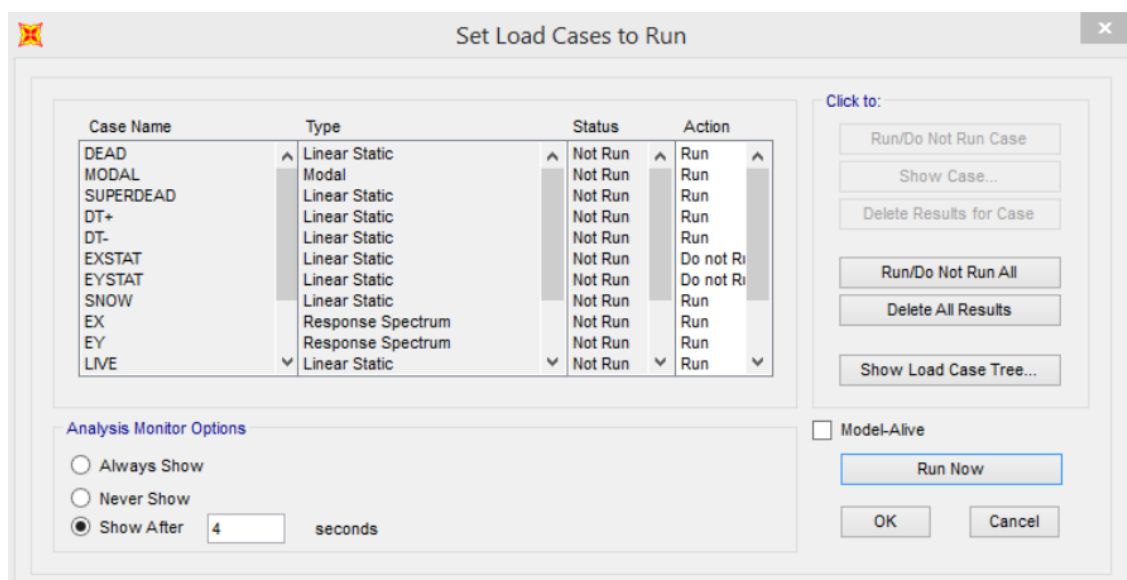
Σχήμα 4.36 Φόρτιση μελών με DT+

4.2.3 Ανάλυση και Διαστασιολόγηση

Μετά την εισαγωγή των συνδυασμών φορτίσεων και των φορτίων στα μέλη της κατασκευής ξεκινάει η διαδικασία της ανάλυσης. Με τη χρήση της εντολής Analyze → Set analysis options → Space Frame & Analyze και Analyze → Run Analysis πραγματοποιείται η ανάλυση για τη κατασκευή.

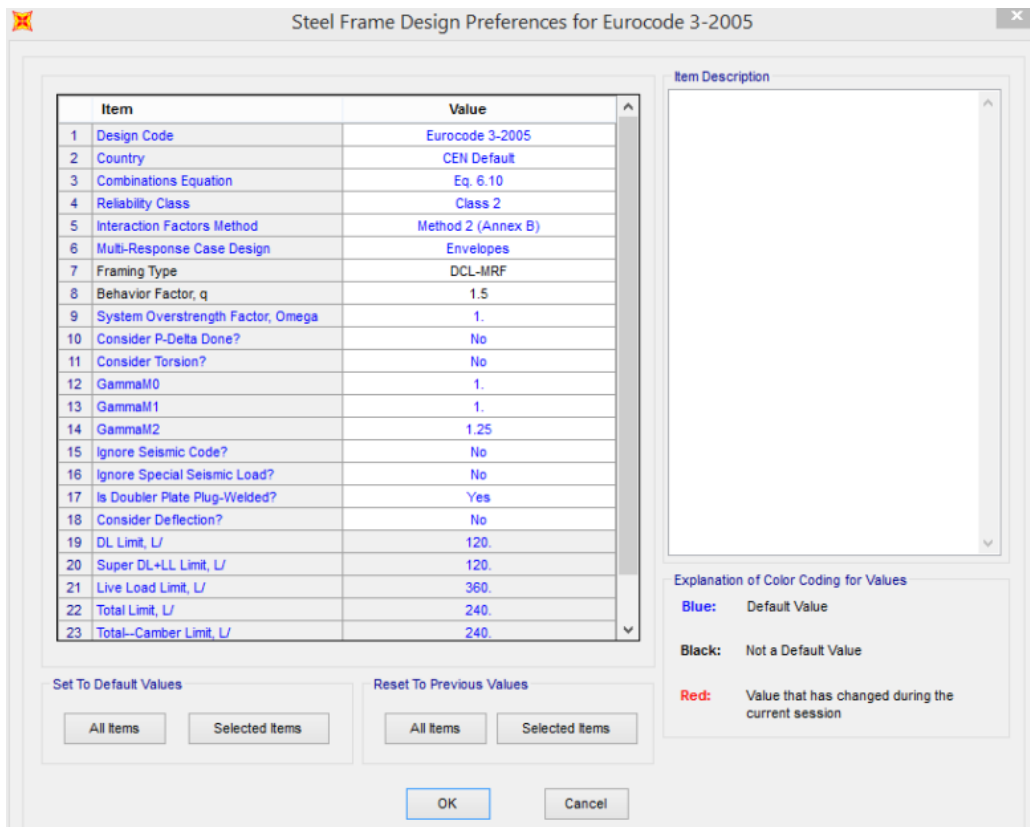


Σχήμα 4.37 Επιλογή ανάλυσης πλαισιακών χωρίων



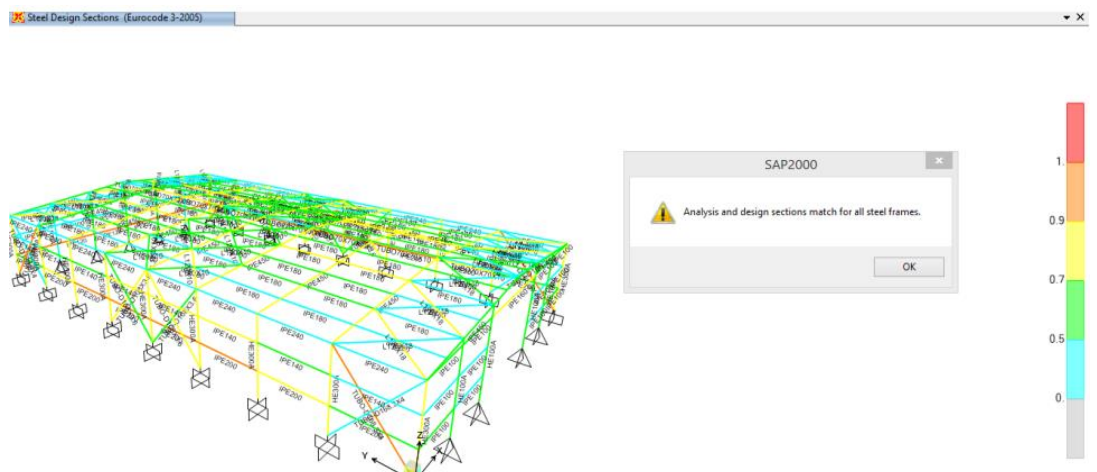
Σχήμα 4.38 Επιλογή των περιπτώσεων για την ανάλυση φορέα

Αφού ολοκληρωθεί η πρώτη ανάλυση για τις παραπάνω περιπτώσεις φορτίσεων όπως αυτές επιλέχθηκαν για δυναμική φασματική ανάλυση πραγματοποιείται ο ορισμός των παραμέτρων για την υλοποίηση της σχεδίασης (Κανονισμός-Ευρωκώδικας 3, τύπος πλαισίων, συντελεστής συμπεριφοράς κ.τ.λ.

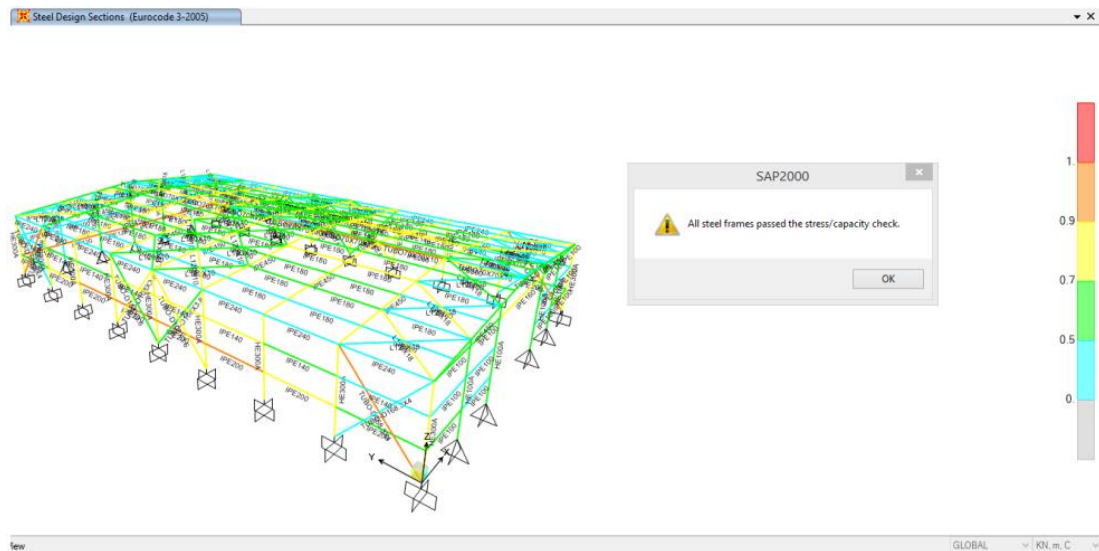


Σχήμα 4.39 Ορισμός παραμέτρων διαστασιολόγησης

Με τη χρήση της εντολής Design→ Steel Frame Design→Start Design/Check of structures προχωρήσαμε στη διαστασιολόγηση της κατασκευής. Μετά από αρκετές επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης επιλέχθηκαν οι διατομές των μελών οι οποίες θα απαρτίζουν το φορέα μας έτσι ώστε όχι μόνο να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων του κανονισμού αλλά και η ανέγερση της κατασκευής να συνάδει με το απαραίτητο πνεύμα οικονομίας



Σχήμα 4.40 Μόρφωση φορέα μετά το πέρας της διαστασιολόγησης

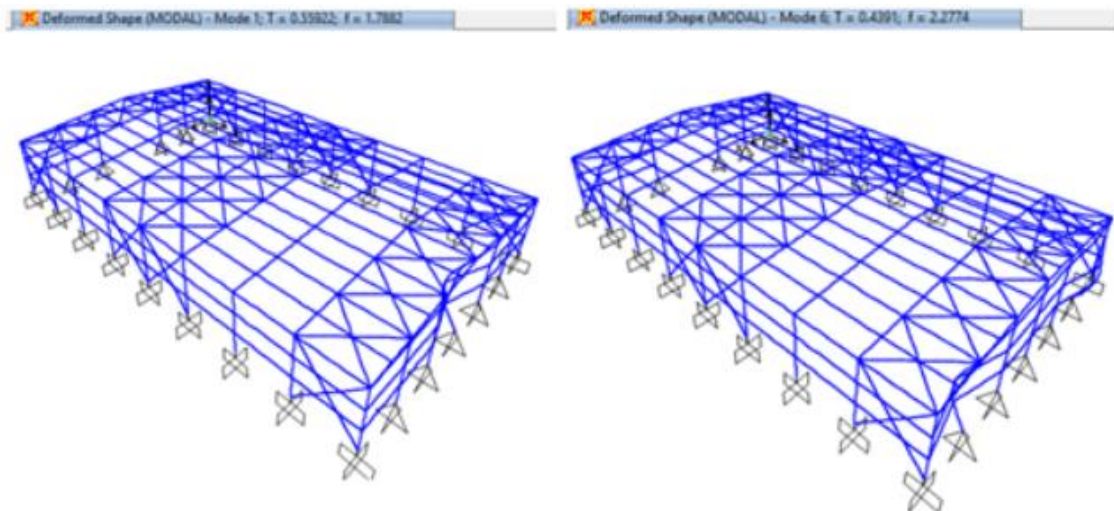


Σχήμα 4.41 Έλεγχος αντοχή

Επίσης από τα αποτελέσματα της τελευταίας ανάλυσης παρατηρούμε ότι απαιτήθηκαν 30 ιδιομορφές προκειμένου το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών να συμπληρώσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος κατά χ . Όπου συνολική ταλαντούμενη μάζα ορίζεται η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους που υπόκειται σε μετατόπιση κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού και δρώσα ιδιομορφική μάζα ορίζεται το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας, η οποία και ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. [B8]

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	19	0.394499	0.16487	2.867E-18	8.971E-19	0.83016	0.10197	0.55315	1.421E-17
MODAL	Mode	20	0.385353	4.104E-17	0.00828	0.01772	0.83016	0.11026	0.57086	0.36902
MODAL	Mode	21	0.254058	3.6E-18	0.02338	5.985E-05	0.83016	0.13364	0.57092	0.00993
MODAL	Mode	22	0.242099	4.825E-15	0.00245	0.00553	0.83016	0.13609	0.57645	0.00229
MODAL	Mode	23	0.225417	3.889E-14	3.392E-05	8.419E-05	0.83016	0.13612	0.57654	4.55E-05
MODAL	Mode	24	0.197859	0.00223	2.098E-14	7.922E-15	0.83238	0.13612	0.57654	9.332E-14
MODAL	Mode	25	0.192267	2.151E-08	1.625E-13	5.207E-14	0.83238	0.13612	0.57654	6.01E-13
MODAL	Mode	26	0.191604	4.614E-05	2.911E-19	1.482E-16	0.83243	0.13612	0.57654	7.006E-14
MODAL	Mode	27	0.191577	0.02095	1.791E-13	7.759E-14	0.85338	0.13612	0.57654	7.933E-15
MODAL	Mode	28	0.181669	0.03351	5.429E-14	1.437E-13	0.88689	0.13612	0.57654	2.486E-15
MODAL	Mode	29	0.171613	3.734E-08	4.175E-13	3.987E-13	0.88689	0.13612	0.57654	3.573E-13
MODAL	Mode	30	0.171613	0.02116	4.177E-13	1.212E-13	0.90805	0.13612	0.57654	5.477E-13
MODAL	Mode	31	0.159616	0.01001	4.555E-14	5.362E-15	0.91806	0.13612	0.57654	1.614E-15
MODAL	Mode	32	0.159409	0.01379	2.76E-14	5.419E-14	0.93186	0.13612	0.57654	3.654E-14
MODAL	Mode	33	0.153767	8.176E-14	0.6583	2.164E-06	0.93186	0.79442	0.57654	8.356E-06

Σχήμα 4.42 Ιδιομορφές του φορέα



Σχήμα 4.43 Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 1^η και 6^η Ιδιομορφή

Όπως αναφέραμε και ανωτέρω η τελική επιλογή των διατομών πραγματοποιήθηκε με γνώμονα και την ικανοποίηση του κριτηρίου της αντοχής και της οικονομίας. Η τελική μόρφωση του φορέα μας λοιπόν, εξασφαλίζει συντελεστές εκμετάλλευσης για κάθε μέλος επαρκώς μικρότερους από τη μονάδα. Ενδεικτικά παραθέτονται παρακάτω τα αποτελέσματα ανάλυσης/διαστασιολόγηση από κάθε κατηγορία δομικού στοιχείου της κατασκευής για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας όπου και παρατηρήθηκαν οι μεγαλύτεροι συντελεστές εκμετάλλευσης δηλαδή οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί.

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

COMBO ID	STATION LOC	---MOMENT INTERACTION CHECK---	MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
COMB26	10.49	0.560 (C) = 0.040 + 0.519 + 0.000	0.008	0.000
COMB26	10.92	0.560 (C) = 0.040 + 0.519 + 0.000	0.009	0.000
COMB27	0.13	0.810 (C) = 0.056 + 0.753 + 0.000	0.136	0.000
COMB27	0.55	0.810 (C) = 0.056 + 0.753 + 0.000	0.135	0.000
COMB27	0.98	0.810 (C) = 0.056 + 0.753 + 0.000	0.133	0.000
COMB27	1.41	0.810 (C) = 0.056 + 0.753 + 0.000	0.132	0.000
COMB27	1.84	0.810 (C) = 0.056 + 0.753 + 0.000	0.131	0.000

Strength Deflection

Stylesheet: Default

Σχήμα 4.44 Συντελεστής εκμετάλλευσης δοκού ζυγώματος

SAP2000

Project _____
 Job Number _____
 Engineer _____

```

Eurocode 3-2005 Steel Section CmcCm (Summary for Corbe and Station)
units : mm, m, C

frame : 226   x mid: 2.500   Corbe: C0m27   design type: brace
length: 11.848   y mid: 28.000   shape: br430   frame type: sCorbe
loc : 1.841   z mid: 2.500   class: Class 1   rolled : yes

Country-Cm default      Combination-eq. 4.10
reliability-class 2     multiaxial-envelope   v-melita none?
interaction-method 2 (Annex m)   multiaxial-envelope   v-melita none?
no
Consider torsion? no
ignore seismic Code? no
ignore special eq load? no   n/w flag

GammaM-1.00   GammaM-1.00   GammaM-1.25
w-1.30   Omega-1.00   GammaM-2.10
An/Ag-1.00   k1-1.000   k2-0.750   n/c min-1.000

wEff-0.010   wF-0.000   wS-0.000
a-0.010   sFy-3.374e-04   sFy-0.145   w1,yy-0.001   wEff,yy-0.001
w-0.000   sFz-1.676e-05   sFz-0.041   w1,zz-1.764e-04   wEff,zz-1.764e-04
s4
w-0.000   sFy-0.000   b-0.430   w1,yy-0.002   wF,y-0.006
w-210000000.0   sFz-235000.000   sFz-360000.000   w1,zz-2.760e-04   wF,z-0.005

Steel Section CmcCm a k1Omega
location      wEd      wEd,yy      wEd,zz      wEd,z      wEd,y      wEd
1.841         -116.033   -126.247   0.000      -90.193   -0.000   2.205e-04

non linear/capacity ratio (Governing equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
n/c ratio: 0.430 = 0.056 + 0.733 + 0.000 < 1.000   Ok
wF,yk/GammaM1)   - wEd/(Chi_z * wk/GammaM1) + kFy (wF,zz-wEd wFy)/(Chi_z
6.62)
+ kFz (wF,zz-wEd wFz)/(wF,yk/GammaM1)   (uC3 6.3.3(4)-
6.62)

Axial Section CmcCm
      wEd      wEd      wEd      wEd      wEd      wEd
      force   Capacity   Capacity   force   force   An/Ag
      2261.800   2560.886   15055.104   15055.104   1.000

Curve Alpha wEd lambdaDmax wEd Chi1 Chi1 wEd
major [y-y] a 0.310 8000.532 0.622 0.733 0.881 2046.532
major [y-y] a 0.310 8000.532 0.622 0.733 0.881 2046.532
minor [z-z] b 0.340 10250.240 0.476 0.660 0.825 2077.371
minor [z-z] b 0.340 10250.240 0.476 0.660 0.825 2077.371
torsional w b 0.340 15055.104 0.393 0.610 0.838 2156.820

Moment Section
      wEd      wEd,spax   wEd      wEd      wEd      wEd
      moment  moment  Capacity   Capacity   Capacity   Capacity
      -126.247   -243.951   359.970   359.970   359.970   375.257
      0.000      0.000      64.860      64.860      64.860

Curve Alpha lambdaDmax wEd Chi1y Chi1y wEd
      b 0.340 0.368 0.587 0.838 1.348 2828.177

Factor      kFy      kFz      kFz      kFz
0.466      0.558      0.558      0.558

Steel Section
      wEd      wEd      wEd      wEd      wEd
      force   position  Capacity   Section   Status
      80.133   0.000      659.971   0.131   Ok
    
```

Σχήμα 4.45 Ανάλυση δοκού ζυγώματος

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 270 Analysis Section: HE300A
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE300A

COMBO ID	STATION LOC	STATION RATIO	INTERACTION CHECK =	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
COMB22	0.00	0.558 (C)	= 0.046 + 0.558 + 0.000	0.187	0.000
COMB22	1.67	0.513 (C)	= 0.045 + 0.467 + 0.000	0.187	0.000
COMB22	1.67	0.511 (C)	= 0.043 + 0.467 + 0.000	0.187	0.000
COMB22	2.44	0.777 (C)	= 0.043 + 0.734 + 0.000	0.187	0.000
COMB22	3.33	0.776 (C)	= 0.042 + 0.734 + 0.000	0.187	0.000
COMB22	3.33	0.774 (C)	= 0.040 + 0.734 + 0.000	0.187	0.000
COMB22	4.88	0.876 (C)	= 0.038 + 0.876 + 0.000	0.187	0.000

Buttons: Overwrites, Summary, Flexure, Envelope, Tabular Data, OK, Cancel, Table Format File

Strength Deflection Stylesheet: Default

Σχήμα 4.46 Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής υποστηλώματος

SAP2000

Project _____
 Job Number _____
 Engineer _____

```

eurocode 3-2005 Steel StCRch CmCk (Summary for Combo and Station)
units : mm, m, C

frame : 370      x sdd: 0.000      Combo: CCom22      Design type: Column
length: 5.000   v sdd: 18.000     Shape: sz300a      Frame type: sCRchcr
loc : 4.875     z sdd: 2.500      Class: Class 1     Solved : yes

Country-Cm default      Combination-eg. 6.10
Reliability-Class 3
Construction-method 2 (Annex m)      Multiresponse-envelope      v-realize none?
no
Consider torsion? no
Ignore seismic Code? no      Ignore Special m? load? no      n/w wlog
welded? yes

Gamma0-1.00      Gamma1-1.00      Gamma2-1.25
q-1.50      Omega-1.00      Gamma0v-1.10
A1/Ag-1.00      n1r-1.000      n1r-0.750      n/C s1m-1.000

Aeff-0.011      ayy-0.000      w1z-0.000
A-0.011      ayy-1.826e-04      iyy-0.127      w1,yy-0.001      w1ff,yy-0.001
s1-0.000      s1z-8.110e-05      i1z-0.073      w1,zz-4.207e-04      w1ff,zz-4.207e-04
04
b1-1.202e-04      ayz-0.000      b-0.280      w1,yy-0.001      w1,yy-0.000
n-211000000.0      fy-235000.000      fu-360000.000      w1,zz-6.410e-04      w1,zz-0.004

Stress Check vCRch a sCRchcr
location      med      med,yy      med,zz      ved,z      ved,y      red
4.875      -101.412      244.649      -0.008      -25.573      -0.066      -1.533e-04

von mises/Caracteristic stress (Governing equation s03 6.2.9.1(Ey))
v/c factor: 0.876 - 0.876 c 1.000      0m
              - (ay,az/hz, y,az)      (s03 6.2.9.1(Ey))

Actual vCRch sCRchcr
              med      vc,md      vc,md
force      Capacity      Capacity
axial      -101.412      2625.500      2625.500
              vpl,md      v1,md      v1r,vr      v1r,vr      A1/Ag
              2625.500      2625.500      44499.026      44499.026      1.000

Curve Alpha      ncr      lambdaBar      phi      chi      sb,md
Major [y-y]      b 0.340      15224.675      0.408      0.619      0.823      2452.345
Major [y-y]      b 0.340      15224.675      0.408      0.619      0.823      2452.345
Minor [z-z]      c 0.490      47091.566      0.237      0.537      0.941      2604.345
Minor [z-z]      c 0.490      47091.566      0.237      0.537      0.941      2604.345
torsional vr      c 0.490      44499.026      0.244      0.541      0.977      2592.682

Moment sCRchcr
              med      med,span      vc,md      vr,md      vc,md      sb,md
Major [y-y]      moment      moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Minor [z-z]      -0.008      -0.111      150.635      150.635      150.635      150.635

Curve Alpha      lambdaBar      phi      chi      CI      ncr
a 0.210      0.121      0.506      1.000      2.117      14291.331

Factors      lyy      lyy      lyy      lyy
0.403      0.394      0.937      0.639

Stress sCRchcr
              ved      red      vc,md      Stress      Status
force      torsion      Capacity      ratio      Check
Major [z]      25.573      0.000      512.182      0.187      0m
Minor [y]      0.066      0.000      1231.000      2.381e-05      0m
              vpl,md      ncr      lambdaBar
    
```

Σχήμα 4.47 Ανάλυση διατομής υποστηλώματος

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 339 Analysis Section: IPE180
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: IPE180

COMBO ID	STATION LOC	Ratio	MOMENT INTERACTION CHECK	Ratio	Ratio
COMB22	1.50	0.825 (C)	= 0.344 + 0.364 + 0.117	0.015	0.000
COMB22	2.00	0.825 (C)	= 0.344 + 0.364 + 0.117	0.005	0.000
COMB22	2.50	0.825 (C)	= 0.344 + 0.364 + 0.117	0.005	0.000
COMB22	3.00	0.825 (C)	= 0.344 + 0.364 + 0.117	0.015	0.000
COMB22	3.50	0.825 (C)	= 0.344 + 0.364 + 0.117	0.024	0.002
COMB22	4.00	0.825 (C)	= 0.344 + 0.364 + 0.117	0.034	0.002
COMB22	4.50	0.825 (C)	= 0.344 + 0.364 + 0.117	0.044	0.003

Strength
 Deflection

Stylesheet: Default

Σχήμα 4.48 Συντελεστής εκμετάλλευσης τεγίδας

```

Eurocode 3-2005 Area Section Check (Summary for Combo and Station)
units : mm, m, C

frame : 328      x mid: 14.467      Combo: COMB27      design type: beam
length: 4.500   y mid: 20.150      Shape: rx180       frame type: sdr-beam
loc : 4.500     z mid: 5.467      Class: Class 1     rolled : yes

Country-Code default      Combination-eg. 6.10
Reliability-Class 3
Interaction-method 2 (AISC) 3      Multisurface-envelope      plastic zone?
no
Consider torsion? no
Ignore Selenic Code? no      ignore special s[] load? no      n/r flag
welded? yes

Gamma0-1.00      Gamma1-1.00      Gamma2-1.25
q-1.00      Omega-1.00      GammaDr-1.10
Ad/Ag-1.00      ncr-1.000      ncrF-0.750      n/C sdr-1.000

Aeff-0.003      nyy-0.000      nzz-0.000
A=0.003      syy-1.317e-05      syy-0.074      w1,yy-1.463e-04      wEff,yy-1.463e-
04
ss-0.000      sxx-1.000e-04      sxx-0.001      w1,xx-2.320e-05      wEff,xx-2.320e-
05
tw-0.000      tyy-0.000      tw-0.180      w1,yy-1.660e-04      w1,yy-0.002
tw-21000000.0      ty-235000.000      tw-260000.000      w1,xx-3.460e-05      w1,xx-0.001

Area[] Section r0m0e0 a n0m0e0
location      med      med,yy      med,xx      ved,x      ved,y      ved
4.500      -10.717      0.000      0.000      6.672      0.607      0.001

von kruskal/CaseCode m0r0 (Governing equation m0 6.3.3(4)-6.62)
n/C ratio: 0.825 - 0.344 + 0.384 + 0.117 < 1.000      Ok
= med/(Chi_x msk/Gamma1) + nyy (ny,nd+med nyy)/(Chi_yr
ny,sk/Gamma1) + nzz (nz,nd+med nzz)/(nz,sk/Gamma1) (m0 6.3.3(4)-
6.62)

Area[] r0m0e0 n0m0e0
      med      n0,nd      n0,nd
      route      Capacity      Capacity
axial      -10.717      561.650      561.650

      npl,nd      n0,nd      ncr,r      ncr,rr      ad/Ag
      561.650      619.499      772.740      772.740      1.000

Curve Alpha      ncr      lambda0cr      phi      Chi      n0,nd
Major (y/y) a 0.210      1347.869      0.645      0.755      0.972      489.699
Major(y/y) a 0.210      1347.869      0.645      0.755      0.972      489.699
Minor (z/z) b 0.340      103.375      2.331      3.979      0.129      89.329
Minor(z/z) b 0.340      103.375      2.331      3.979      0.129      89.329
torsional sr b 0.340      772.740      0.653      0.974      0.689      369.409

n0m0e0 n0m0e0
      med      med,span      n0,nd      n0,nd      n0,nd      n0,nd
      moment      moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y/y) 0.000      7.414      39.010      39.010      39.010      39.344
Minor (z/z) 0.000      0.874      8.131      8.131      8.131

srn      Curve Alpha[] lambda0cr[]      phi[]      Chi[]      C1      ncr
a 0.210      1.256      1.399      0.496      1.136      24.740

factor      nyy      nyy      nyy      nyy
0.977      0.845      0.851      1.408

Area[] n0m0e0
      ved      ved      n0,nd      ncr,ss      Status
      route      rotation      Capacity      ratio      Check
  
```

Σχήμα 4.49 Ανάλυση τεγίδας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: Analysis Section:
 Design Code: Design Section:

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
COMB27	1.50	0.765 (C)	=	0.619 + 0.145 + 0.000	0.002	0.000
COMB27	2.00	0.765 (C)	=	0.619 + 0.145 + 0.000	0.000	0.000
COMB27	2.50	0.765 (C)	=	0.619 + 0.145 + 0.000	0.000	0.000
COMB27	3.00	0.765 (C)	=	0.619 + 0.145 + 0.000	0.002	0.000
COMB27	3.50	0.765 (C)	=	0.619 + 0.145 + 0.000	0.004	0.000
COMB27	4.00	0.765 (C)	=	0.619 + 0.145 + 0.000	0.005	0.000
COMB27	4.50	0.765 (C)	=	0.619 + 0.145 + 0.000	0.007	0.000

Modify/Show Overwrites: Display Details for Selected Item: Display Complete Details:

Strength Deflection

Stylesheet: Default

Σχήμα 4.50 Συντελεστής εκμετάλλευσης κοίλης τετραγωνικής διατομής

SAP2000

Project _____
 Job Number _____
 Engineer _____

```

eurocode 3-2005 Area ReCrCs CrCs (Summary for Combo and Station)
units : mm, N, C

rframe : 338      x mid: 11.000      Combo: COMB17      design type: beam
length: 4.300    y mid: 28.250      Shape: rwd70x10d0  rframe type: pCruser
loc : 4.300      z mid: 6.000      Class: Class 1     rolled : yes

Country-Code default      Combination-eg. 6.10
Reliability-Class 2
Interaction-method 2 (ANNA) Multiresponse-envelope      v'omega none?
no
Consider torsion? no
Ignore Seismic Code? no      ignore special n() load? no      n/r vlog
rolled? yes

Gamma0=1.00      Gamma1=1.00      Gamma2=1.25
q=1.00      Omega=1.00      GammaDr=1.10
An/Ag=1.00      A1A1=1.000      A1A2=0.750      n/C A1A=1.000

aaff=0.002      any=0.000      wts=0.000
A=0.002      zyy=1.480e-06      tyy=0.025      wsl,yy=4.328e-05      waff,yy=4.328e-
05
rs=1.160e-06      rzz=1.480e-06      rzz=0.025      wsl,zz=4.328e-05      waff,zz=4.328e-
05
sv=0.000      sy=0.000      b=0.070      wpl,yy=5.450e-05      wv,y=0.001
s=11000000.0      syz=33500.000      b=36000.000      wpl,zz=5.450e-05      wv,z=0.001

AreaRe CrCs rCrCs & nOmega2
location      wsl      wsl,yy      wsl,zz      wsl,x      wsl,y      wsl,z
4.300      -43.153      0.000      0.000      1.133      0.000      0.000

von masonry/Concrete mcr0 (Governing equation m03 6.3.3(4)-6.61)
n/C mcr0: 0.745 - 0.618 + 0.145 + 0.000 < 1.000      Ok
- msl/(Chi_y msk/Gamma1) + kyy (sv,nd+msd any)/(Chi_zr
sv,sk/Gamma1)
+ kyz (sv,nd+msd wsl)/(sv,sk/Gamma1)      (m03 6.3.3(4)-6.61)

AXIAL rCrCs mcr0e
      wsl      wsl,nd      wsl,nd
      rcrCs      Capacity      Capacity
      -43.153      364.000      364.000

      wpl,nd      wsl,nd      wcr,r      wcr,rr      An/Ag
      364.000      622.080      141455.301      151.480      1.000

      Curve      alpha      wcr      wcr0e      wsl      Chi      sv,nd
major (y-y)      A      0.210      151.480      1.930      2.543      0.238      134.287
major (y-y)      A      0.210      151.480      1.930      2.543      0.238      134.287
minor (z-z)      A      0.210      151.480      1.930      2.543      0.238      134.287
minor (z-z)      A      0.210      151.480      1.930      2.543      0.238      134.287
torsional      w      0.210      151.480      1.930      2.543      0.238      134.287

mCrCs mcr0e
      wsl      wsl,span      wsl,nd      sv,nd      wsl,nd      wsl,nd
      moment      moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
major (y-y)      0.000      1.247      12.808      12.808      12.808      12.180
minor (z-z)      0.000      0.000      12.808      12.808      12.808      12.180

      Curve      alpha      wcr0e      wsl,r      Chi,r      Cl      wcr
sln      d      0.760      0.263      0.258      0.851      1.138      184.733

      kyy      kyz      kxy      kxz
ractor      1.421      0.897      0.922      1.425

Stress mcr0e
      wsl      wsl      wsl,nd      Stress      Status
major (z)      1.133      0.000      162.813      0.007      OK
    
```

Σχήμα 4.51 Ανάλυση κοίλης τετραγωνικής διατομής κορφιά

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 430 Analysis Section: L120X18
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: L120X18

COMBO ID	STATION LOC	---MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK = AXL + B-MAJ + B-MIN	---MAJ-SHR RATIO	---MIN-SHR-/ RATIO
COMB51	0.00	0.893 (C)	= 0.627 + 0.266 + 0.000	0.008	0.000
COMB51	2.91	0.892 (C)	= 0.626 + 0.266 + 0.000	0.000	0.000
COMB51	5.81	0.891 (C)	= 0.624 + 0.266 + 0.000	0.008	0.000
COMB52	0.00	0.893 (C)	= 0.627 + 0.266 + 0.000	0.008	0.000
COMB52	2.91	0.892 (C)	= 0.626 + 0.266 + 0.000	0.000	0.000
COMB52	5.81	0.891 (C)	= 0.624 + 0.266 + 0.000	0.008	0.000
COMB53	0.00	0.893 (C)	= 0.627 + 0.266 + 0.000	0.008	0.000

Modify/Show Overwrites: Overwrites Display Details for Selected Item: Summary, Flexure, Envelope Display Complete Details: Tabular Data

Strength Deflection OK Cancel Table Format File

Stylesheet: Default

Σχήμα 4.52 Συντελεστής εκμετάλλευσης οριζοντίου αντιανέμου συνδέσμου

```

Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Summary for Combo and Station)
units : mm, m, C

rframe : 430      x add: 1.433      Combo: COMB53      assign type: brace
length: 5.414    y add: 33.750      Shape: IPE120     rframe type: MEMBER
ecc     : 0.000    z add: 5.167      Class: Class 3     rolled : yes

Country-Code default      Combination-eq. 6.10
Reliability-Class 3
Interaction-method 2 (AISC 8)      multiresponse-envelope      r-ratio none?
no
Consider torsion? no          square special sJ load? no      n/y #lug
welded? yes

GammaC-1.00      GammaD-1.00      GammaE-1.25
q-1.30           Omega-1.00          GammaDr-1.10
AL/AG-1.00      minr-1.000         minr-0.750      n/c min-1.000

wEff-0.004      wpy-0.000          wtz-0.000
a-0.004         wpy-5.167e-06     wpy-0.036      wEl,yy-6.173e-05  wEff,yy-6.173e-
05
xt-0.000        xtz-5.167e-06     xtz-0.036      wEl,xt-6.173e-05  wEff,xt-6.173e-
05
wv-0.000        wvz-3.337e-06     wz-0.120       wpl,yy-1.128e-04  wv,yy-0.000
s-31000000.0    wvz-33000.000     Wz-360000.000  wpl,xt-1.128e-04  wv,xt-0.000

wyz-5.037e-06   wmin-8.304e-06    wmax-0.045     wEl,zz,max-9.662e-05
rot- 45 deg     wmin-3.130e-06    wmin-0.023     wEl,zz,min-4.138e-05

Steel Section rRatio a rRatioB
location      wEl      wEl,yy      wEl,xt      wEl,z      wEl,y      wEl
0.000         -72.231    0.000        0.000       -2.421     0.000     -0.016

von Mises/Capacity ratio (Governing equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
n/c ratio: 0.936 = 0.627 + 0.288 + 0.000 + 0.000      0.000
- wEl/(Chi_x * wk/GammaC) + kw (wv,max-wEl wpy)/(Chi_xr
+ ksz (wz,max-wEl wvz)/(wv,xt/GammaC)      (EC3 6.3.3(4)-
6.62)

AREAL rRatio ratioB
location      wEl      wEl,yy      wEl,xt      wEl,z      wEl,y      wEl
axial         -72.231    0.000        0.000       -2.421     0.000     -0.016

Curve alpha      wEl      wEl,yy      wEl,xt      wEl,z      wEl,y      wEl
major (y/y)      b 0.340    502.971     1.369       1.637     0.325     372.472
major (y/y)      b 0.340    502.971     1.369       1.637     0.325     372.472
minor (x/x)      b 0.340    130.606     2.687       4.534     0.122     115.235
minor (x/x)      b 0.340    130.606     2.687       4.534     0.122     115.235
torsional w      b 0.340    491.909     1.369       1.637     0.325     366.140

rRatio ratioB
location      wEl      wEl,yy      wEl,xt      wEl,z      wEl,y      wEl
major (y/y)      0.000     2.318     14.905     14.905     14.905     12.633
minor (x/x)      0.000     0.000     14.905     14.905     14.905     14.905

Curve alpha      wEl      wEl,yy      wEl,xt      wEl,z      wEl,y      wEl
sJ      a 0.760     0.373     0.434     0.971     1.000     105.047

rRatio      kw      kwz      kwz
major      1.062     1.376     0.455     1.376
    
```

Σχήμα 4.53 Ανάλυση οριζοντίου αντιανέμου συνδέσμου

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID	140	Analysis Section	ipe120
Design Code	Eurocode 3-2005	Design Section	ipe120

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	INTERACTION CHECK RATIO	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
COMB53	0.92	0.936 (C)	=	0.758 + 0.177 + 0.000	0.009	0.000	
COMB53	1.38	0.936 (C)	=	0.758 + 0.177 + 0.000	0.005	0.000	
COMB53	1.83	0.936 (C)	=	0.758 + 0.177 + 0.000	0.000	0.000	
COMB53	2.29	0.936 (C)	=	0.758 + 0.177 + 0.000	0.005	0.000	
COMB53	2.75	0.936 (C)	=	0.758 + 0.177 + 0.000	0.009	0.000	
COMB53	3.21	0.936 (C)	=	0.758 + 0.177 + 0.000	0.014	0.000	
COMB53	3.67	0.936 (C)	=	0.758 + 0.177 + 0.000	0.018	0.000	

Modify/Show Overwrites:

Display Details for Selected Item:

Display Complete Details:

Strength Deflection

Stylesheet: Default

Σχήμα 4.54 Συντελεστής εκμετάλλευσης μηκίδας IPE120


```

Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Summary for Combo and Station)
units : mm, m, C

rframe : 140      x mid: 30.167      Combo: COMB3      design type: beam
length: 3.667    v mid: 36.000      Shape: IPE120     frame type: sCamber
loc : 3.667      z mid: 1.667      Class: Class 1    rolled : yes

Country-Code default      Combination-eg. 6.10
Reliability-Class 3
Interaction-method 2 (Annex m)      Multiresponse-envelope      rDelta none?
no
Consider torsion? no
Ignore Slenderness Code? no      Ignore Special w load? no      n/w plug
welded? yes

GammaM0-1.00      GammaM1-1.00      GammaM2-1.25      n/C sM-1.000
alpha-1.50      Omega-1.00      beta-0.750
As/Ag-1.00      Wpl,y-1.000

Aeff-0.001      Ayy-0.000      Azz-0.000      wpl,yy-5.300e-05      weff,yy-5.300e-05
A-0.001      Iyy-3.180e-06      Izz-0.014      wpl,zz-4.856e-06      weff,zz-4.856e-06
Iz-0.000      Iyz-0.000      Ixy-0.000      wpl,xy-6.070e-05      wpl,yz-1.360e-05
Iy-0.000      Ixz-0.000      Iyz-0.000      wpl,zz-1.360e-05      wpl,xy-6.070e-05
Iy-310000000.0      Ix-830000.000      Iy-310000000.0      wpl,zz-1.360e-05      wpl,xy-6.070e-05

Steel Section Properties
Location      med      med,yy      med,zz      wpl,y      wpl,z      wpl,zz
3.667      -24.584      0.000      0.000      1.542      0.000      -3.181e-04

von Mises/Characteristic Ratio (Governing equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
n/C ratio: 0.936 = 0.798 + 0.177 + 0.000 + 1.000
- med/(Chi_x * wk/GammaM1) + kyz (ky,nd+emd ayy)/(Chi_yr
ky,sk/GammaM1) + kzz (kz,nd+emd azz)/(kz,sk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

Axial Section Properties
med      wc,nd      wt,nd
ratio      Capacity      Capacity
axial      -24.584      310.300      310.300
wpl,nd      wpl,y      wpl,z
310.300      342.144      573.901      573.901      1.000

Curve      alpha      wcr      lambdaBar      phi      Chi      wpl,nd
Major (y-y)      a      0.210      490.234      0.785      0.878      0.798      247.628
Major (y-y)      a      0.210      490.234      0.785      0.878      0.798      247.628
Minor (z-z)      b      0.340      42.703      2.625      4.256      0.222      37.622
Minor (z-z)      b      0.340      42.703      2.625      4.256      0.222      37.622
torsional w      b      0.340      573.901      0.735      0.861      0.762      236.827

Section Properties
med      med,span      wt,nd      wpl,nd      wt,nd      wpl,nd      wpl,nd      wpl,nd
moment      moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      0.000      1.414      14.265      14.265      14.265      14.265      7.107
Minor (z-z)      0.000      0.000      3.126      3.126      3.126      3.126

Curve alpha      lambdaBar      phi      Chi      C1      wcr
Major (y-y)      a      0.210      1.222      1.324      0.498      1.126      2.104
Minor (z-z)      b      1.015      1.237      0.882      2.062

Steel Section
med      med      wt,nd      stress      status
ratio      ratio      Capacity      ratio      Check
    
```

Σχήμα 4.55 Ανάλυση μηκίδας IPE120

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 445 Analysis Section: TUBO-D168.3X4
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: TUBO-D168.3X4

COMBO ID	STATION LOC	---MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK = AXL + B-MAJ + B-MIN	---MAJ-SHR RATIO	---MIN-SHR RATIO
COMB51	6.73	0.906 (C)	= 0.806 + 0.100 + 0.000	0.005	0.000
COMB52	0.00	0.897 (C)	= 0.798 + 0.100 + 0.000	0.005	0.000
COMB52	3.36	0.902 (C)	= 0.802 + 0.100 + 0.000	0.000	0.000
COMB52	6.73	0.906 (C)	= 0.806 + 0.100 + 0.000	0.005	0.000
COMB53	0.00	0.897 (C)	= 0.798 + 0.100 + 0.000	0.005	0.000
COMB53	3.36	0.902 (C)	= 0.802 + 0.100 + 0.000	0.000	0.000
COMB53	6.73	0.906 (C)	= 0.806 + 0.100 + 0.000	0.005	0.000

Modify/Show Overwrites: Overwrites
 Display Details for Selected Item: Summary, Flexure, Envelope
 Display Complete Details: Tabular Data
 Stylesheet: Default
 Strength Deflection
 OK Cancel Table Format File

Σχήμα 4.56 Συντελεστής εκμετάλλευσης κατακόρυφου αντιανέμου

```

surocode 3-2003 Steel Section Code (Summary for Code and Section)
units : mm, m, C

frame : 442      x mid: 0.000      Combo: CCom33      design type: brace
length: 6.737   y mid: 2.350      Shape: vwdr168.3x4  frame type: cbr-br
loc : 6.737     z mid: 2.500      Class: Class 1     rolled : yes

Country-Code default      Combination-eg. 6.10
Reliability-Class 3
Interaction-method 3 (nonlinear)      Multiresponse-envelope      vwdr168.3x4
no
Consider torsion? no
Ignore Section Code? no
Ignore Special EQ load? no      n/w flag

Gamma0-1.00      Gamma1-1.00      Gamma2-1.25
q-1.30      Omega-1.00      GammaDr-1.10
An/Ag-1.00      ntr-1.000      ntr-0.750      n/C min-1.000

Aeff-0.002      ay-0.000      wtr-0.000
A-0.002      ay-6.971e-06      lyy-0.058      wtr,yy-8.284e-05      weff,yy-8.284e-
05
Iy-1.333e-05      Ixx-6.971e-06      Izz-0.058      wtr,zz-8.284e-05      weff,zz-8.284e-
05
Iw-0.000      Iyy-235000.000      Ix-0.168      wtr,yy-1.080e-04      wtr,zz-1.080e-04
Iz-340000.000      wtr,zz-1.080e-04      wtr,zz-1.080e-04      wtr,zz-1.080e-04

Steel Section vwdr168.3x4 vwdr168.3x4
location      web      web,yy      web,zz      web,s      web,y      web
6.737      -199.415      0.000      0.000      0.000      0.000      0.192

vwdr168.3x4/CaseC1rv      (Governing equation code 6.3.3(4)-6.61)
n/C ratio: 0.908 = 0.808 + sqrt[(0.100)^2 + (0.000)^2 ] * 1.000      On
- web/((Chi_y * wk/Gamma1) + sqrt[(kyy * (kz,nd+md * wtr) / (Chi_yr
kz,wk/Gamma1)) ^2
+ (kz * (kz,nd+md * wtr) / (kz,wk/Gamma1)) ^2] )      (code 6.3.3
(4)-6.61)

ANAL vwdr168.3x4
      web      vc,nd      wt,nd
Force      Capacity      Capacity
Axial      -199.415      485.275      485.275

      wtr,nd      vc,nd      wt,nd      wtr,rv      An/Ag
485.275      339.348      166644.905      319.399      1.000

Curve      Alpha      wtr      lambda_max      phi      Chi      wtr,nd
Major (yy)      a      0.210      319.399      1.233      1.368      0.210      247.320
Major (zz)      a      0.210      319.399      1.233      1.368      0.210      247.320
Minor (yy)      a      0.210      319.399      1.233      1.368      0.210      247.320
Minor (zz)      a      0.210      319.399      1.233      1.368      0.210      247.320
Nominal      a      0.210      319.399      1.233      1.368      0.210      247.320

vwdr168.3x4
      web      web,span      wt,nd      wtr,nd      vc,nd      wtr,nd
Major (yy)      0.000      1.654      25.380      25.380      25.380      25.380
Minor (zz)      0.000      0.000      25.380      25.380      25.380      25.380

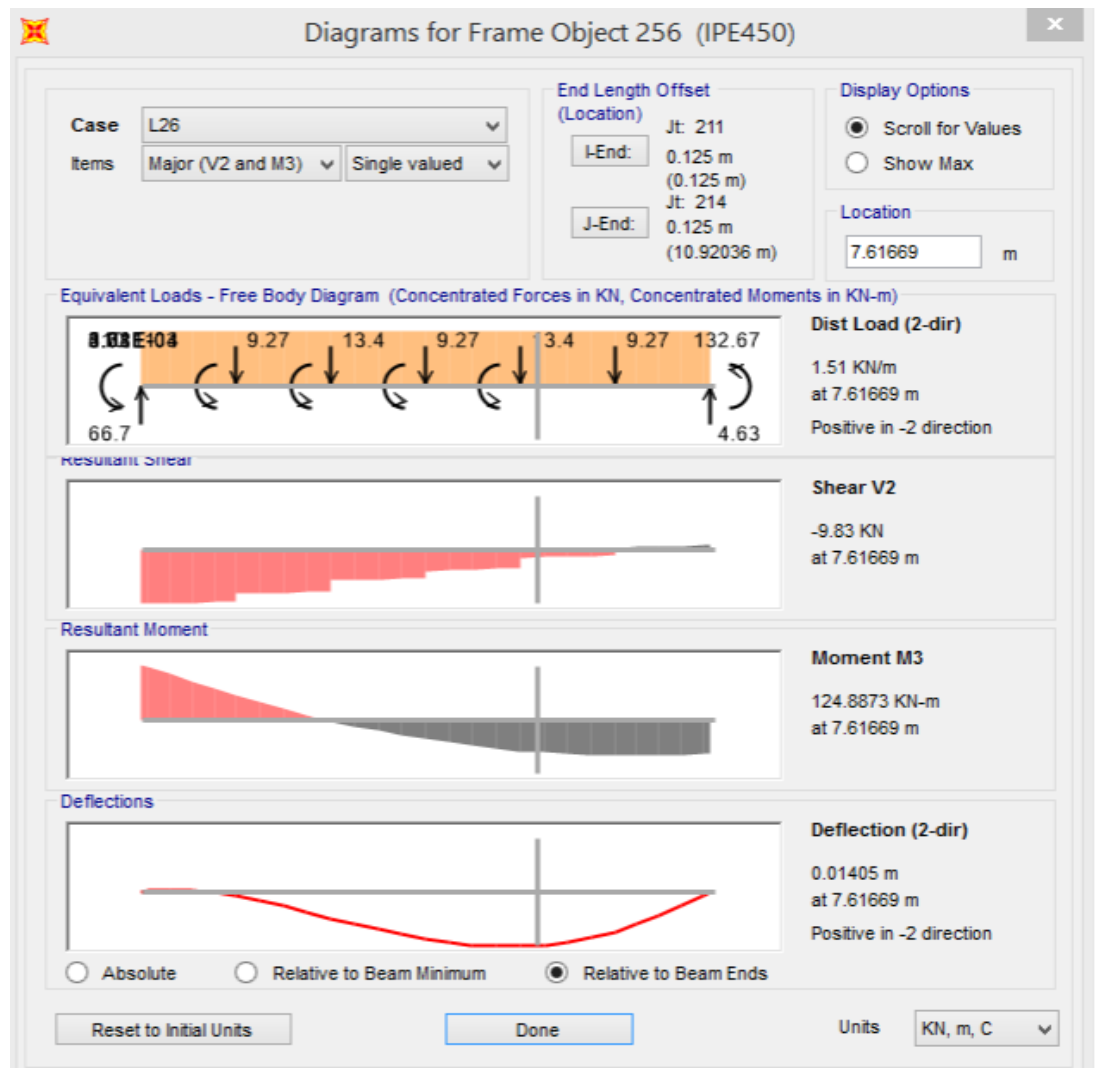
Curve      Alpha      lambda_max      phi      Chi      Cl      wtr
Ixx      d      0.760      0.179      0.808      1.000      1.318      788.647

Factor      kyy      kzz      kyy      kzz
1.563      0.997      0.939      1.645

Steel Section
      web      web      vc,nd      Stress      Status
Force      Torsion      Capacity      Ratio      Check
    
```

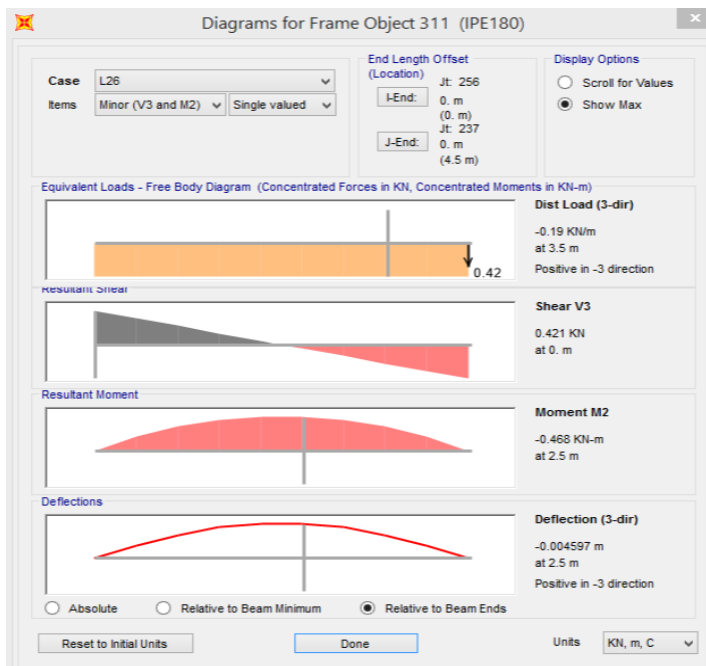
Σχήμα 4.57 Ανάλυση κατακόρυφου αντιανέμου συνδέσμου

Πέραν τους ελέγχους στις οριακές καταστάσεις αστοχίας απαραίτητοι είναι και οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη τις οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζοντίων μετακινήσεων του Εθνικού Προσαρτήματος EN1993-1-1 καθώς και τον Πίνακα 3.22 της παρούσας πραγματοποιήθηκε έλεγχος για τα ίδια μέλη που ελέγξαμε σε οριακή κατάσταση αστοχίας για συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας όπου και παρατηρείται το μέγιστο βέλος παραμόρφωσης. Ενδεικτικά παραθέτουμε τους παρακάτω ελέγχους



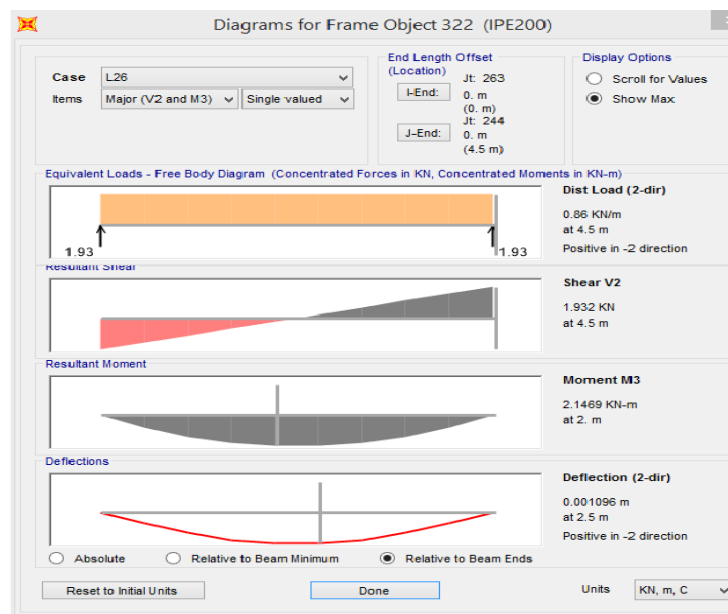
Σχήμα 4.58 Διάγραμμα για δοκό IPE450

Από το ανωτέρω διάγραμμα βλέπουμε ότι για το συνδυασμό λειτουργικότητας L26 έχουμε μέγιστο βέλος $\delta=0,01405\text{m} < \delta_{\max}=L/250=11,05/250=0,0442 \text{ m}$. Επομένως η χρήση της διατομής σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι δεκτή.



Σχήμα 4.59 Διάγραμμα για τεγίδα IPE180

Από το ανωτέρω διάγραμμα βλέπουμε ότι για το συνδυασμό λειτουργικότητας L26 έχουμε μέγιστο βέλος $\delta=0,004597\text{m} < \delta_{\max}=L/250=4,50/250=0,018\text{m}$. Επομένως η χρήση της διατομής σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι δεκτή.



Σχήμα 4.60 Διάγραμμα για μηκίδα IPE200

Από το ανωτέρω διάγραμμα βλέπουμε ότι για το συνδυασμό λειτουργικότητας L26 έχουμε μέγιστο βέλος $\delta=0,001096\text{m} < \delta_{\max}=L/250=4,50/250=0,018\text{m}$. Επομένως η χρήση της διατομής σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι δεκτή.

ΠΕΜΠΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ

5. Αποτελέσματα Σχεδίασης - Συμπεράσματα

5.1 Αποτελέσματα Ανάλυσης και Σχεδίασης

Μετά το πέρας των επαναληπτικών διαδικασιών ανάλυσης και σχεδίασης και των ελέγχων σε οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας προέκυψαν λαμβάνοντας υπόψη και την οικονομία ανέγερσης της κατασκευής οι παρακάτω διατομές του Πίνακα 5.1 όπως παρουσιάζονται με τους μέγιστους συντελεστές εκμετάλλευσης.

Πίνακας 5.1 Τελικές Διατομές κατασκευής

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΧΡΗΣΗΣ (%)
Υποστηλώματα	HEA 300	81,60
Δοκοί Ζυγώματος	IPE 450	81,00
Δοκός Κορφιά	TUBO70X70X10	76,50
Κεφαλοδοκοί	IPE 240	49,10
Τεγίδες	IPE 180	80,00
Οριζόντιοι Αντιανέμοι (ακραία φατνώματα)	L120X18 (ΓΩΝΙΑΚΕΣ)	89,30
Οριζόντιοι Αντιανέμοι (μεσαία φατνώματα)	L120X10 (ΓΩΝΙΑΚΕΣ)	73,30
Μετωπικοί Στύλοι	HEA 100	62,50
Κατακόρυφοι Αντιανέμοι (ακραία φατνώματα)	TUBO D168,3X4 (ΚΥΚΛΙΚΕΣ)	90,70
Κατακόρυφοι Αντιανέμοι (μεσαία φατνώματα)	TUBO D108X3,6 (ΚΥΚΛΙΚΕΣ)	77,70
Μηκίδες (Έμπροσθεν Όψη)	IPE 100	64,70
Μηκίδες (Πίσω Όψη)	IPE 120	93,60
Μηκίδες (Πλάγια Όψη)	IPE140	76,60
Μηκίδες (Πλάγια Όψη)	IPE 200	94,00

Επίσης το λογισμικό πρόγραμμα μας δίνει τη δυνατότητα υπολογισμού της συνολικής μάζας του μεταλλικού σκελετού της κατασκευής καθώς και τη μάζα ανά χρησιμοποιούμενη διατομή. Καθίσταται λοιπόν δυνατόν να συνταχθεί ένας πρόχειρος προϋπολογισμός λαμβάνοντας υπόψη τις συνολικές μάζες των μελών, το συνολικό εμβαδόν κάλυψης των πάνελ καθώς και του κόστους των συνδέσεων κάνοντας κάποια παραδοχή.

ObjectType Text	Material Text	TotalWeight KN	NumPieces Unitless
Frame	S235	448.874	276

Σχήμα 5.1 Συνολική μάζα (σε KN) μεταλλικού σκελετού

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight KN
IPE200	Frame	16	72	15.795
HE100A	Frame	9	50	8.159
IPE140	Frame	16	72	9.089
HE300A	Frame	18	90	78.281
IPE100	Frame	24	88	6.977
IPE120	Frame	6	22	2.235
IPE160	Frame	1	7.33333	1.135
IPE180	Frame	80	360	66.227
IPE240	Frame	16	72	21.669
IPE450	Frame	18	198.8165	151.198
L120X10	Frame	24	139.54211	24.898
L120X18	Frame	24	139.54211	43.114
TUBO70X70...	Frame	8	36	6.65
TUBO-D108...	Frame	8	53.8145	4.892
TUBO-D168...	Frame	8	53.8145	8.554

Σχήμα 5.2 Μάζα (σε KN) μελών κατασκευής ανά διατομή

Πίνακας 5.2 Μάζα (σε KG) μελών κατασκευής ανά διατομή

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΑΖΑ (KG)
Υποστηλώματα	HEA 300	7.982,44
Δοκοί Ζυγώματος	IPE 450	15.417,90
Δοκός Κορφιά	TUBO70X70X10	678,11
Κεφαλοδοκοί	IPE 240	2.209,62
Τεγίδες	IPE 180	6.753,27
Οριζόντιοι Αντιανέμοι (ακραία φαντώματα)	L120X18 (ΓΩΝΙΑΚΕΣ)	4.396,40
Οριζόντιοι Αντιανέμοι (μεσαία φαντώματα)	L120X10 (ΓΩΝΙΑΚΕΣ)	2.538,89
Μετωπικοί Στύλοι	HEA 100	831,99
Κατακόρυφοι Αντιανέμοι (ακραία φαντώματα)	TUBO D168,3X4 (ΚΥΚΛΙΚΕΣ)	872,391
Κατακόρυφοι Αντιανέμοι (μεσαία φαντώματα)	TUBO D108X3,6 (ΚΥΚΛΙΚΕΣ)	498,85
Μηκίδες (Εμπροσθεν Όψη)	IPE 100	711,46
Μηκίδες (Εμπροσθεν Όψη)	IPE160	115,74
Μηκίδες (Πίσω Όψη)	IPE 120	227,91
Μηκίδες (Πλάγια Όψη)	IPE140	926,82
Μηκίδες (Πλάγια Όψη)	IPE 200	1.610,64
ΣΥΝΟΛΟ		45.772,40 KG

Πίνακας 5.3 Εμβαδόν Θερμομονωτικών Πάνελ

ΤΜΗΜΑ	ΕΜΒΑΔΟΝ (m ²)
ΠΡΟΣΟΨΕΙΣ	242
ΠΛΕΥΡΙΚΕΣ ΟΨΕΙΣ	362
ΕΠΙΣΤΕΓΑΣΜΑ	796,53
ΣΥΝΟΛΟ	1.400,53

Πίνακας 5.4 Ενδεικτικός Προϋπολογισμός Υλικών

Υλικό	Ποσότητα	Τιμή Μονάδος με Φ.Π.Α	Κόστος (€)
Μεταλλικά μέλη	45.772,40 KG	1,65 €/Kg	75.524,46
Θερμομονωτικά Πάνελ	1.400,53 m ²	21€/Kg	29.411,13
Υλικά Συνδέσεων	Θεωρούμε 7% κόστους μεταλλικών μελών		5.286,71
Συνολικό εκτιμώμενο κόστος υλικών κατασκευής			110.222,30

5.2 Επίλυση της Κατασκευής μετά την Τοποθέτηση Ελκυστήρων

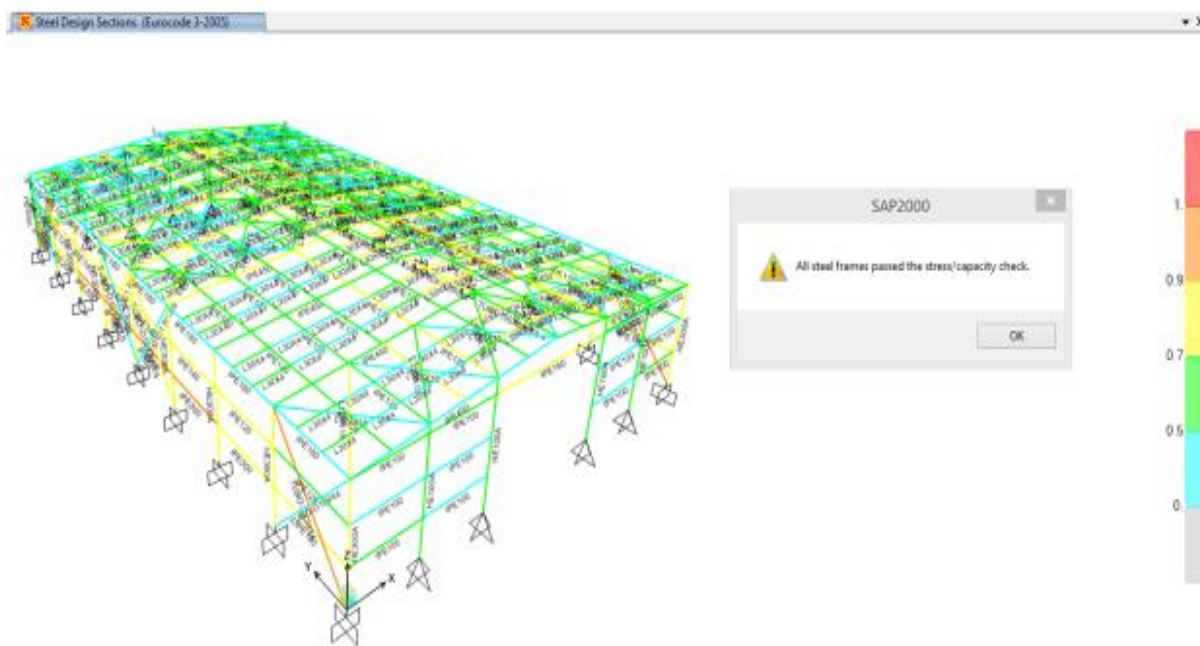
Σημαντικό ρόλο στη λήψη των τελικών αποτελεσμάτων της ανάλυσης και της σχεδίασης της κατασκευής διαδραματίζουν οι παραδοχές , οι οποίες και έγιναν κατά τη φάση της προσομοίωσης. Ειδικότερα τα αποτελέσματα , που θα λαμβάναμε από την ανάλυση της ίδιας της κατασκευής για τις ίδιες απαιτήσεις , θα ήταν διαφορετικά σε περίπτωση διαφοροποίησης κάποιων παραμέτρων. Ενδεικτικά αναφέρουμε κάποιες από αυτές:

- Χρησιμοποίηση δικτυωτών φορέων έναντι ολόσωμων πλαισίων
- Χρησιμοποίηση σύνδεσης συνεχούς δοκού αντί αμφιέριστης για τα δευτερεύοντα δομικά στοιχεία
- Διαμόρφωση διαφορετικών αποστάσεων μεταξύ των πλαισιακών φορέων και άλλων δομικών στοιχείων
- Ορισμός διαφορετικών στηρίξεων στις βάσεις των υποστηλωμάτων
- Αλλαγή σε θέση και αριθμό των αντιανέμιων συνδέσμων

Όλα τα ανωτέρω θα μπορούσαν να αποτελέσουν στοιχεία περαιτέρω έρευνας.

Στην παρούσα εργασία λαμβάνοντας υπόψη και τα ανωτέρω αποτελέσματα , από τα οποία και προέκυψαν για την ανωδομή της κατασκευής μας αρκετά μεγάλες διατομές για τις τεγίδες (IPE180) προχωρήσαμε στην επανάληψη της ανάλυσης και σχεδίασης της κατασκευής επιλέγοντας αυτή τη φορά την τοποθέτηση ελκυστήρων στις τεγίδες.

Συγκεκριμένα σε κάθε τεγίδα έχουν τοποθετηθεί δύο σειρές (στα τρίτα του ανοίγματος τους) ελκυστήρες, οι οποίοι δεσμεύουν ορισμένες διατομές της τεγίδας έναντι πλευρικής μετάθεσης και λειτουργούν ως πρόσθετες στηρίξεις. Οι ελκυστήρες ή διαφορετικά οι ντίζες τοποθετήθηκαν στο μέσον του ύψους της διατομής, διατρυτούν τον κορμό τους και συνδέονται επί αυτών. Ουσιαστικά οι ράβδοι αυτοί παρεμποδίζουν την πλευρική μετατόπιση των τεγίδων στο άνοιγμα και καταπονούνται μόνο από αξονικά φορτία. Κάθε ελκυστήρας μεταφέρει αθροιστικά την εφελκυστική δύναμη που αντιστοιχεί σε όλες τις τεγίδες χαμηλότερης από αυτόν στάθμης.



Σχήμα 5.3 Έλεγχος Αντοχής φορέα με ελκυστήρες

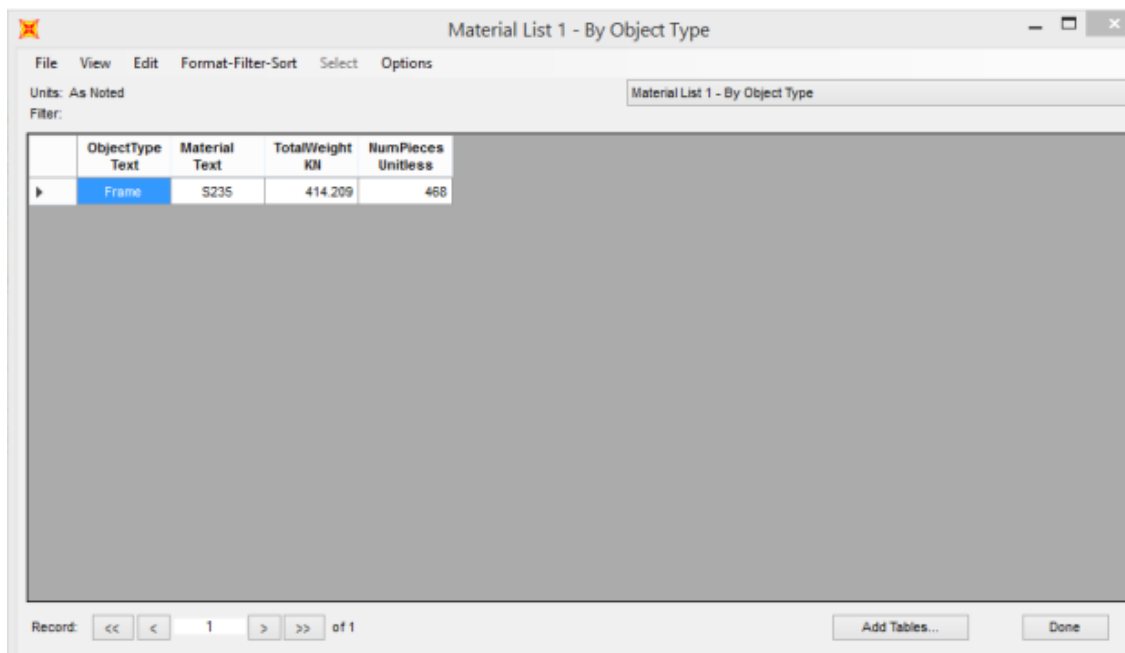
Αφού έγινε η εισαγωγή των ελκυστήρων στο προσομοίωμα μετά από επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και σχεδίασης προέκυψαν οι παρακάτω διατομές του Πίνακα 5.5 με τους μέγιστους συντελεστές εκμετάλλευσης.

Πίνακας 5.5 Τελικές Διατομές της κατασκευής

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΧΡΗΣΗΣ (%)
Υποστηλώματα	HEA 300	84,00
Δοκοί Ζυγώματος	IPE 450	77,80
Δοκός Κορφιά	TUBO100X100X5,4	71,40
Κεφαλοδοκοί	IPE 180	48,20
Τεγίδες	IPE 120	75,00

Οριζόντιοι Αντιανέμοι (ακραία φατνώματα)	L120X18 (ΓΩΝΙΑΚΕΣ)	82,90
Οριζόντιοι Αντιανέμοι (μεσαία φατνώματα)	L120X10 (ΓΩΝΙΑΚΕΣ)	73,70
Μετωπικοί Στύλοι	HEA 100	60,20
Κατακόρυφοι Αντιανέμοι (ακραία φατνώματα)	TUBO D159X4 (ΚΥΚΛΙΚΕΣ)	92,80
Κατακόρυφοι Αντιανέμοι (μεσαία φατνώματα)	TUBO D101,6X3,6 (ΚΥΚΛΙΚΕΣ)	86,30
Μηκίδες (Εμπροσθεν Όψη)	IPE 100	63,10
Μηκίδες (Πίσω Όψη)	IPE 140	69,70
Μηκίδες (Πλάγια Όψη)	IPE140	88,00
Μηκίδες (Πλάγια Όψη)	IPE 180	73,10
Μηκίδες (Πλάγια Όψη)	IPE 200	92,90
Ντίζες	L 30X4	77,00

Ενώ η μάζα του μεταλλικού σκελετού της κατασκευής συνολικά καθώς και η μάζα ανά χρησιμοποιούμενη διατομή φαίνονται στα παρακάτω σχήματα



Object Type Text	Material Text	Total Weight KN	Num Pieces Unitless
Frame	S235	414.209	468

Σχήμα 5.4 Συνολική μάζα (σε KN) μεταλλικού σκελετού

Material List 2 - By Section Property

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: Material List 2 - By Section Property

	Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight KN
▶	YPE200	Frame	12	54	11.846
	HE100A	Frame	9	50	8.159
	YPE140	Frame	14	58	7.322
	HE300A	Frame	18	90	78.281
	YPE100	Frame	24	88	6.977
	YPE120	Frame	88	396	40.235
	YPE160	Frame	1	7.33333	1.135
	YPE180	Frame	20	90	16.557
	YPE450	Frame	18	196.8165	151.198
	L30X4	Frame	192	353.45155	6.168
	L120X10	Frame	24	139.54211	24.898
	L120X18	Frame	24	139.54211	43.114
	TUBO100X1...	Frame	8	38	5.661
	TUBO-D101...	Frame	8	53.8145	4.59
	TUBO-D159...	Frame	8	53.8145	8.069

Record: << < 1 > >> of 15

Add Tables... Done

Σχήμα 5.5 Μάζα (σε KN) μελών κατασκευής ανά διατομή

Πίνακας 5.6 Μάζα (σε KG) μελών κατασκευής ανά διατομή

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΑΖΑ (KG)
Υποστηλώματα	HEA 300	7.982,44
Δοκοί Ζυγώματος	YPE 450	15.417,90
Δοκός Κορφιά	TUBO100X100X5,4	577,26
Κεφαλοδοκοί	YPE 180	1688,34
Τεγίδες	YPE 120	4102,83
Οριζόντιοι Αντιανέμοι (ακραία φατνώματα)	L120X18 (ΓΩΝΙΑΚΕΣ)	4.396,40
Οριζόντιοι Αντιανέμοι (μεσαία φατνώματα)	L120X10 (ΓΩΝΙΑΚΕΣ)	2.538,89
Μετωπικοί Στύλοι	HEA 100	831,99
Κατακόρυφοι Αντιανέμοι (ακραία φατνώματα)	TUBO D159X4 (ΚΥΚΛΙΚΕΣ)	822,81
Κατακόρυφοι Αντιανέμοι (μεσαία φατνώματα)	TUBO D101,6X3,6 (ΚΥΚΛΙΚΕΣ)	468,05

Μηκίδες (Εμπροσθεν Όψη)	IPE 100	711,46
Μηκίδες (Εμπροσθεν Όψη)	IPE160	115,74
Μηκίδες (Πίσω Όψη)	IPE 140	746,64
Μηκίδες (Πλάγια Όψη)	IPE180	1688,34
Μηκίδες (Πλάγια Όψη)	IPE 200	1207,96
Ντίτζες	L30X4	628,96
ΣΥΝΟΛΟ		42.237,55 KG

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα της ανάλυσης του φορέα με τη χρήση ντιζών παρατηρούμε τα κάτωθι:

- Απαιτήθηκε μικρότερη ποσότητα χάλυβα S235 για την κατασκευή του μεταλλικού σκελετού μετά τη χρήση ελκυστήρων κατά **3.535kg** ή σε ποσοστό **7,72%**
- Κατά τη διαστασιολόγηση ελαφρύνθηκε η ανωδομή καθώς κατά τη σχεδίαση απαιτήθηκαν μικρότερες διατομές σε τεγίδες από IPE180 σε IPE 120 , για τις κεφαλοδοκούς από IPE240 σε IPE180 καθώς και για τους αντιανέμιους συνδέσμους
- Οι συντελεστές εκμετάλλευσης παρέμειναν μικρότεροι από τη μονάδα αλλά συγκριτικά με τη προηγούμενη ανάλυση ήταν μικρότεροι ποσοστιαία
- Τέλος όσον αφορά το κριτήριο της οικονομίας μπορούμε να ισχυριστούμε ότι η απαιτούμενη ποσότητα χάλυβα ναι μεν μειώθηκε αλλά αυξήθηκαν οι απαιτήσεις των συνδέσεων καθώς τα μέλη της κατασκευής από **276** έγιναν **468** μέλη.

5.3 Συμπεράσματα

Συνοψίζοντας λοιπόν η παρούσα εργασία αποτέλεσε μία ευκαιρία εφαρμογής θεωρητικών γνώσεων, οι οποίες και είχαν συλλεχθεί τόσο κατά τη διάρκεια των προπτυχιακών σπουδών όσο και των μεταπτυχιακών δίνοντας τη δυνατότητα αφομοίωσης της λογικής του σχεδιασμού, της ανάλυσης και της διαστασιολόγησης των μελών μίας κατασκευής στο πλαίσιο το οποίο και ορίζουν οι Ευρωκώδικες. Όπως αναφέρθηκε και ανωτέρω ο σχεδιασμός και η κατασκευή της μονώροφης αποθήκης ανταλλακτικών πραγματοποιήθηκε με βάση την ικανοποίηση της επάρκειας του φορέα σε καταστάσεις οριακής αστοχίας και λειτουργικότητας.

Ειδικότερα αξίζει να αναφέρουμε τα παρακάτω συμπεράσματα :

- Η διαστασιολόγηση βασίστηκε στην πλήρη αξιοποίηση της αντοχής των περισσότερων μελών της κατασκευής. Δηλαδή επιλέχθηκαν διατομές, οι οποίες όχι μόνο ικανοποιούσαν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας αλλά και οδηγούσαν και στο μέγιστο δυνατό συντελεστή εκμετάλλευσης.
- Οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί από τα αποτελέσματα της ανάλυσης αναδείχθηκαν οι συνδυασμοί αστοχίας με αριθμό 22,27,37,47 και 53 ,όπου και αναδείχθηκε η επίδραση του ανέμου στη διαστασιολόγηση.
- Η ανεμοπίεση είναι κύρια καταπόνηση των διατομών των μελών της κατασκευής και για την καλύτερη παραλαβή της απαιτήθηκε η χρήση αντιανέμιων συνδέσμων και μάλιστα αρκετά μεγάλων διατομών και με μεγάλους συντελεστές εκμετάλλευσης.
- Όσον αφορά τη σεισμική φόρτιση πραγματοποιήθηκε ανάλυση με δυναμική φασματική μέθοδο και απαιτήθηκαν 30 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να συμπληρώσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος κατά χ.
- Με τη χρήση των αποτελεσμάτων του λογισμικού μας δόθηκε η δυνατότητα να καταστήσουμε ένα πρόχειρο προϋπολογισμό με ανάδειξη απαιτούμενου κόστους για την πρόμηθεια υλικών μεταλλικής κατασκευής
- Με τη χρήση της εναλλακτικής διάταξης της τοποθέτησης ελκυστήρων – ντιζών στα ανοίγματα των τεγίδων της οροφής εξήχθησαν κάποια συγκριτικά ποσοτικά αποτελέσματα όπως η μικρότερη απαιτούμενη ποσότητα χάλυβα S235 (κατά **3.535kg** ή ποσοστιαία κατά **7,72%**) καθώς και η αύξηση της απαίτησης σύνδεσης μελών καθώς αυτά από **276** μέλη κατά τη πρώτη διάταξη απαιτήθηκαν **468** μέλη με την προσθήκη των ελκυστήρων.
- Αντικείμενο περαιτέρω έρευνας θα μπορούσε να αποτελέσει η ποσοτική σύγκριση των αποτελεσμάτων επίλυσης της μεταλλικής κατασκευής θέματος και με άλλες εναλλακτικές διατάξεις.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

A. Βιβλία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). « Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδικών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). « Σιδηρές κατασκευές-Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος Ι, 2^η Έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Ερμόπουλος Ι. (2005). « Ευρωκώδικας 1- Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών-Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», 2^η Έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα

B. Κανονισμοί

1. prEN1990:2001, 'Eurocode 0: Basis of structural design', CEN(2001), Brussels
2. EN1991-1-1, 'Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-1: General actions-Densities, self weight, imposed loads for buildings', CEN(2002), Brussels
3. EN1991-1-3, 'Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-3: General actions – Snow Loads', CEN(2003), Brussels
4. EN1991-1-4, 'Eurocode 1: Action on structures, Part 1-4: General Actions- Wind Actios', CEN(2004), Brussels
5. EN1993-1-1, 'Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General structural rules', CEN(2005), Brussels
6. EN1993-1-1, 'Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints', CEN(2005), Brussels
7. EN1998-1, 'Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings', CEN(2004), Brussels
8. Ο.Α.Σ.Π- Σ.Π.Μ.Ε (2001). « Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ) 2000 », Αθήνα

Γ. Σημειώσεις-Εγχειρίδια

1. Τζαφερόπουλος Μ.(2000). « Δομικές Κατασκευές από Χάλυβα- Υπολογισμός και σύνδεση στοιχείων του φορέα », Σ.Ι.Υ.Α.Ε , Αθήνα
2. Ηλεκτρονικές σημειώσεις – Παρουσιάσεις μεταπτυχιακού μαθήματος Π.Α.Δ.Α: Σχεδιασμός Μεταλλικών Κατασκευών
3. Ηλεκτρονικές σημειώσεις – Παρουσιάσεις μεταπτυχιακού μαθήματος Π.Α.Δ.Α: Αντισεισμικές Κατασκευές

Δ. Ιστοσελίδες

1. «Σύντομη ιστορική αναδρομή της εφαρμογής του σιδήρου». Από:
http://portal.tee.gr/portal/page/portal/MATERIAL_GUIDES/METAL_KATASK/me1_1t.htm
2. «Μεταλλικές Συνδέσεις». Από:
<https://www.ergocad.eu/csjoint.html#/>
3. «Θερμομονωτικά Πάνελ Πολυουρεθάνης». Από:
<https://www.foteinon.gr/product/panel-plagiokalipsis/>
4. «Δομή-Βασικές αρχές σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών». Από:
http://library.tee.gr/digital/m2464/m2464_ec3.pdf
5. «Μεταλλικές κατασκευές I- Σημειώσεις Πανεπιστημίου Θεσσαλίας». Από:
<https://slideplayer.gr/slide/12012165/>
6. «Μεταπτυχιακή Εργασία Ε.Μ.Π». Από:
<https://docplayer.gr/47215233-Ethniko-metsovio-polytehneio-meleti-monorofoy-viomihanikoy-ktirioy-me-geranogefyra.html>
7. «Δυνατότητες , Tutorial και γενικά θέματα περί SAP 2000». Από:
<https://www.csiamerica.com/products/sap2000/watch-and-learn>