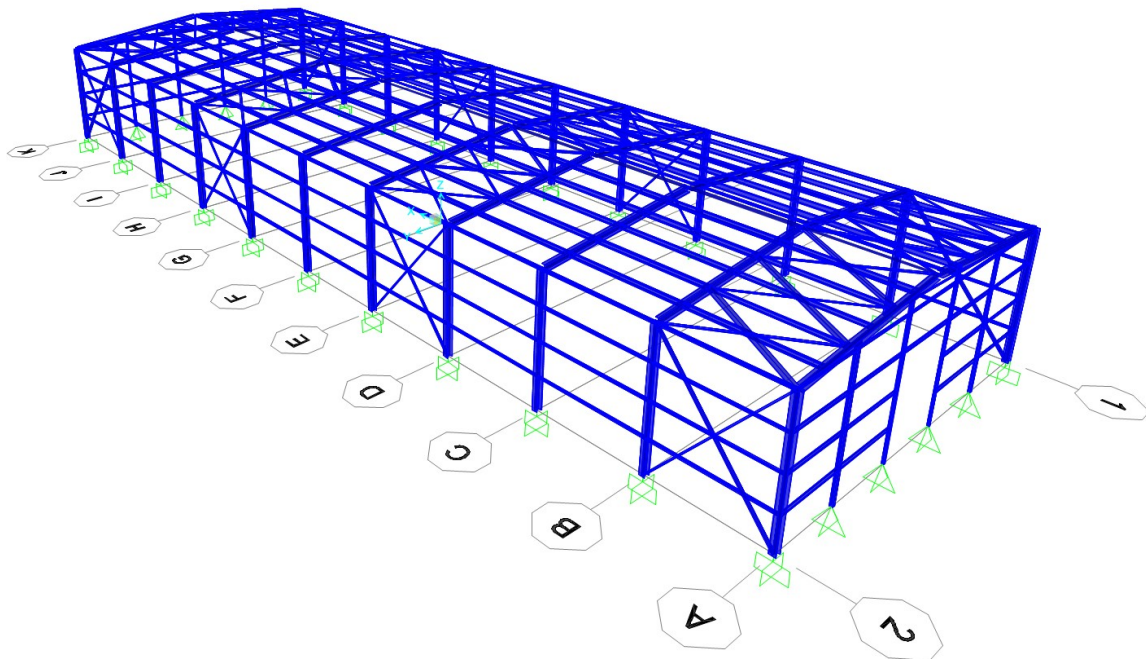




ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**Π.Μ.Σ. : «ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ & ΛΕΙΦΟΡΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗ»**

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΑΚΗΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

της

ΔΕΣΥΠΡΗ ΕΛΕΝΗ, Α.Μ. 87

Επιβλέπων : Μαγείρου Γεώργιος

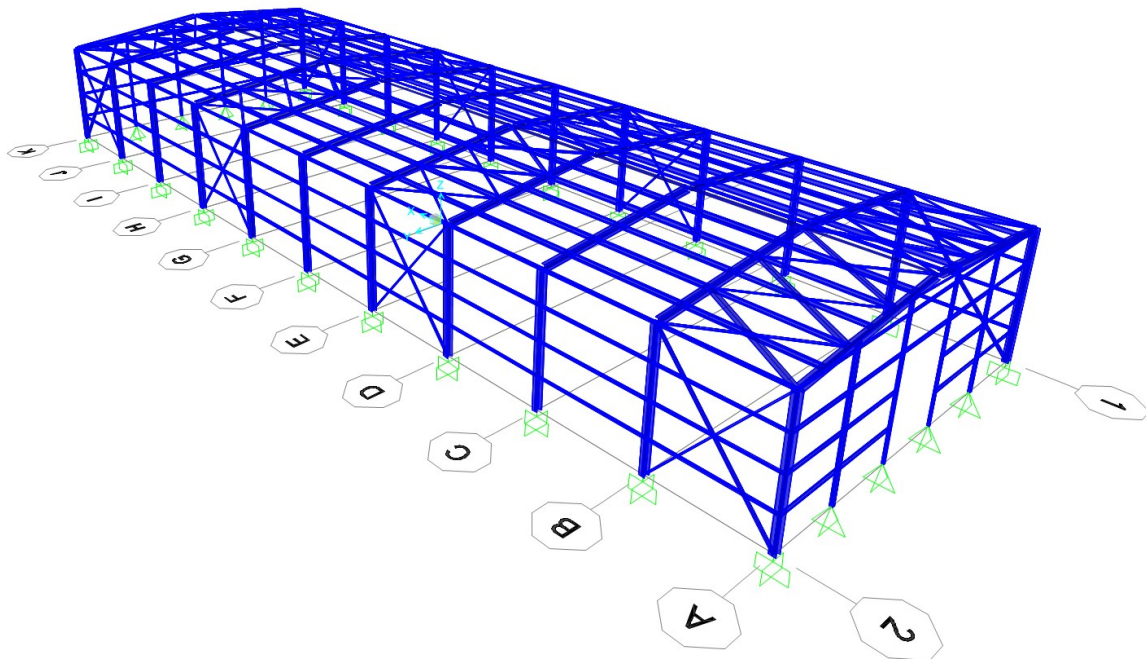
Αθήνα, Νοέμβριος 2020



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**Π.Μ.Σ. : «ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ & ΑΕΙΦΟΡΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗ»**

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΑΚΗΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

της

ΔΕΣΥΠΡΗ ΕΛΕΝΗ, Α.Μ. 87

Επιβλέπων : Μαγείρου Γεώργιος

Αθήνα, Νοέμβριος 2020

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η κάτωθι υπογεγραμμένη **Δεσύπρη Ελένη** του **Νικολάου**, με αριθμό μητρώου **87** φοιτήτριας του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών «**Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών & Αειφόρος Ανάπτυξη**» του Τμήματος **Πολιτικών Μηχανικών** του **Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής**, δηλώνω ότι:

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

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

Επιθυμώ την απαγόρευση πρόσβασης στο πλήρες κείμενο της εργασίας μου μέχρι 16/2/2021 και έπειτα από αίτηση μου στη Βιβλιοθήκη και έγκριση του επιβλέποντα καθηγητή.

Η Δηλούσα



ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο την διαδικασία σχεδιασμού και διαστασιολόγησης ενός βιομηχανικού κτιρίου εξ ολοκλήρου από χάλυβα με πλήρη εφαρμογή των διατάξεων των Ευρωκωδίκων (EN 1990, 1991, 1993 και 1998). Οι διαστάσεις του κτιρίου είναι 20.00μ πλάτος και 60.00μ μήκος, και αποτελείται από επαναλαμβανόμενα πλαίσια ίσης απόστασης 6.00 μ.

Αρχικά, γίνεται μια αναφορά στις κατασκευές από χάλυβα και στην συνέχεια περιγράφεται το τυπικό μονώροφο κτίριο. Έπειτα, γίνεται παρουσίαση του υπό εξέταση κτιρίου. Ένα μεγάλο μέρος της εργασίας ασχολείται με τις δράσεις που ασκούνται επί του φορέα, οι οποίες κατηγοριοποιούνται σε μόνιμες, επιβαλλόμενες μεταβλητές, φορτία χιονιού, φορτία ανέμου, θερμοκρασιακά φορτία και σεισμικές δράσεις. Ο υπολογισμός τους έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 και του Ευρωκώδικα 8. Οι καταστάσεις σχεδιασμού λήφθηκαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0. Στη συνέχεια περιγράφεται η διαδικασία ανάλυσης και διαστασιολόγησης, η οποία έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και με την χρήση του προγράμματος SAP2000.

Τέλος, παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της παρούσας μελέτης.

ABSTRACT

The present thesis has as study's subject the process of design and dimensioning of an industrial building made entirely of steel with full application of the provisions of the Eurocodes (EN 1990, 1991, 1993 and 1998). The dimensions of the building are 20.00m wide and 60.00m long, and it consists of repeating frames of equal distance 6.00 m.

First, a reference is made to steel structures and then the typical single-storey building is described. Then, the building in question is presented. Much of the work deals with the load cases exerted on the construction, which are categorized into dead, live, snow loads, wind loads, temperature loads and seismic actions. They were calculated in accordance with the provisions of Eurocode 1 and Eurocode 8. The design statements were obtained in accordance with Eurocode 0. Subsequently, the analysis and the dimensioning process is described, which was performed in accordance with the provisions of Eurocode 3 and using SAP2000 program.

Finally, the conclusions from the preparation of the present thesis are presented.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

| | |
|---|-----------|
| ΕΙΣΑΓΩΓΗ | 13 |
| ΣΚΟΠΟΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ | 13 |
| ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΕΦΑΛΑΙΩΝ | 13 |
| 1. ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ | 15 |
| 1.1. ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ | 16 |
| 1.2. ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΧΑΛΥΒΑ | 20 |
| 1.3. ΠΟΙΟΤΗΤΕΣ ΧΑΛΥΒΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ | 21 |
| 1.4. ΧΑΛΥΒΔΙΝΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ | 23 |
| 1.5. ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3 | 23 |
| 1.6. ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3 | 24 |
| 1.6.1. ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ | 24 |
| 1.6.2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ | 28 |
| 1.6.3. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ | 29 |
| 1.6.4. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ | 30 |
| 1.6.5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ | 30 |
| 1.6.6. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ | 30 |
| 1.6.7. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | 31 |
| 1.6.8. ΕΛΕΓΨΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ, ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ | 31 |
| 1.6.9. ΕΛΕΓΧΗ ΜΕΛΩΝ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ | 31 |
| 2. ΤΥΠΙΚΟ ΜΟΝΩΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ | 35 |
| 2.1. ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ | 36 |
| 2.2. ΚΥΡΙΟΙ ΦΟΡΕΙΣ | 36 |
| 2.3. ΤΕΓΙΔΕΣ | 38 |
| 2.4. ΜΗΚΙΔΕΣ | 39 |
| 2.5. ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | 39 |
| 2.6. ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | 40 |

| | |
|---|-----------|
| 2.7. ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΙ | 40 |
| 2.8. ΜΕΤΩΠΙΚΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | 41 |
| 2.9. ΦΥΛΛΑ | 41 |
| 3. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΟΥ | 43 |
| 3.1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ | 44 |
| 3.2. ΥΛΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ | 45 |
| 3.3. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ-ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ | 45 |
| 3.3.1. ΓΕΝΙΚΑ | 45 |
| 3.3.2. ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ | 46 |
| 3.3.3. ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ | 47 |
| 3.3.4. ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ | 47 |
| 3.3.5. ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ | 48 |
| 3.3.6. ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ | 52 |
| 3.3.7. ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΑ ΦΟΡΤΙΑ | 64 |
| 3.4. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ | 65 |
| 3.4.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ | 65 |
| 3.4.2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ | 65 |
| 3.4.3. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ | 66 |
| 3.4.3.1. ΖΩΝΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ | 66 |
| 3.4.3.2. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΤΑΓΧΥΝΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ | 67 |
| 3.4.3.3. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ | 67 |
| 3.4.3.4. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ | 68 |
| 3.4.3.5. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ | 69 |
| 3.4.4. ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ | 69 |
| 3.5. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ | 71 |
| 3.5.1. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ | 71 |
| 3.5.2. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ | 73 |

| | |
|--|------------|
| 3.5.3. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΠΑΡΟΥΣΑ ΕΡΓΑΣΙΑ | 74 |
| | |
| 4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ SAP2000 | 77 |
| | |
| 4.1. ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ SAP2000 | 78 |
| 4.2. ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΜΟΝΤΕΛΟΥ | 78 |
| 4.3. ΟΡΙΣΜΟΣ ΥΛΙΚΩΝ | 79 |
| 4.4. ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΜΕΛΩΝ | 80 |
| 4.5. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ | 81 |
| 4.6. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ | 85 |
| 4.7. ΟΡΙΣΜΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΕΛΕΥΘΕΡΙΩΝ ΚΑΙ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΜΕΛΩΝ | 86 |
| | |
| 4.8. ΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ | 87 |
| 4.9. ΟΡΙΣΜΟΣ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ | 89 |
| 4.10. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ | 90 |
| 4.11. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ | 94 |
| 4.11.1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (Ο.Κ.Α.) | 97 |
| 4.11.2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (Ο.Κ.Λ.) | 116 |
| 4.12. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ | 118 |
| 4.13. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ | 121 |
| | |
| 5. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ | 127 |
| | |
| 5.1. ΠΥΚΝΩΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | 128 |
| 5.2. ΑΡΑΙΩΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | 131 |
| 5.3. ΑΜΦΙΑΡΘΡΩΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ | 133 |
| 5.4. ΜΗΚΙΔΕΣ ΚΑΙ ΤΕΓΙΔΕΣ ΩΣ ΣΥΝΕΧΕΙΣ ΔΟΚΟΙ ΔΥΟ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ | 136 |

| | |
|---|------------|
| 5.5. ΜΕΙΩΣΗ ΜΗΚΟΥΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΕΓΙΔΩΝ ΚΑΙ ΜΗΚΙΔΩΝ ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΤΗΣ ΑΠΟΣΤΑΣΗΣ..... | 139 |
| 5.6. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ..... | 141 |
| 5.6.1. ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ..... | 141 |
| 5.6.2. ΑΜΦΙΠΑΚΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ-ΑΜΦΙΑΡΘΡΩΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ..... | 143 |
| 5.6.3. ΜΗΚΙΔΕΣ ΚΑΙ ΤΕΓΙΔΕΣ ΩΣ ΑΜΦΙΕΡΙΣΤΕΣ ΔΟΚΟΙ ΚΑΙ ΩΣ ΣΥΝΕΧΕΙΣ ΔΟΚΟΙ ΔΥΟ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ..... | 145 |
| 5.6.4. ΜΗΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΕΓΙΔΩΝ ΚΑΙ ΜΗΚΙΔΩΝ..... | 146 |
| | |
| 6. ΣΥΜΕΡΑΣΜΑΤΑ | 149 |
| | |
| ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ | 153 |

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

ΣΚΟΠΟΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η εφαρμογή των γνώσεων που αποκτήθηκαν από τη φοίτηση στο Μεταπτυχιακό Πρόγραμμα Σπουδών καθώς και οι κανονιστικές διατάξεις των Ευρωπαϊκών προτύπων μέσω της ανάλυσης και του σχεδιασμού προσομοιωμένης κατασκευής με τη χρήση προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή.

Αντικείμενο της εργασίας είναι η μελέτη ενός μονώροφου μεταλλικού κτιρίου βιομηχανικής χρήσης κατασκευασμένο εξ' ολοκλήρου από χάλυβα. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή SAP2000 και βασίστηκε στους Ευρωκώδικες, και συγκεκριμένα στους παρακάτω:

- EN 1990 Βάσεις σχεδιασμού των κατασκευών
- EN 1991-1-1 Πυκνότητες- ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια
- EN 1991-1-3 Φορτία χιονιού
- EN 1991-1-4 Δράσεις ανέμου
- EN 1991-1-5 Θερμικές δράσεις
- EN 1993-1-1 Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
- EN 1998-1 Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών, Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΕΦΑΛΑΙΩΝ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζεται η μελέτη σχεδιασμού, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση μιας κτιριακής μεταλλικής Κατασκευής με πλήρη εφαρμογή των Ευρωκωδίκων.

Συγκεκριμένα, στο εισαγωγικό Κεφάλαιο 1 γίνεται μια σύντομη ιστορική αναδρομή στην κατασκευαστική εξέλιξη των χαλύβδινων κατασκευών και παρουσιάζονται οι ιδιότητες, οι προδιαγραφές και οι ποιότητες του χάλυβα ως δομικού υλικού. Στο τέλος του κεφαλαίου γίνεται μια πρώτη προσέγγιση στις απαιτήσεις σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 3.

Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται εκτενής αναφορά στο Τυπικό Μονώροφο Κτίριο, αναφέρονται τα πλεονεκτήματά του και περιγράφονται αναλυτικά τα επιμέρους στοιχεία από τα οποία συντίθεται.

Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται το έργο, και γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό φορτίων, τα οποία καταπονούν την κατασκευή. Στο τέλος του κεφαλαίου παρουσιάζονται οι συνδυασμοί φορτίσεων, με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της κατασκευής.

Στο Κεφάλαιο 4 παρατίθεται μια συνοπτική περιγραφή του προγράμματος SAP2000 και στην συνέχεια παρουσιάζεται αναλυτικά η εισαγωγή του μοντέλου στο πρόγραμμα, καθώς και η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της κατασκευής.

Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα πέντε παραμετρικών αναλύσεων, τα οποία στο τέλος συγκρίνονται με τον αρχικό φορέα.

Στο Κεφάλαιο 6 αναλύονται τα συμπεράσματα της διπλωματικής εργασίας .

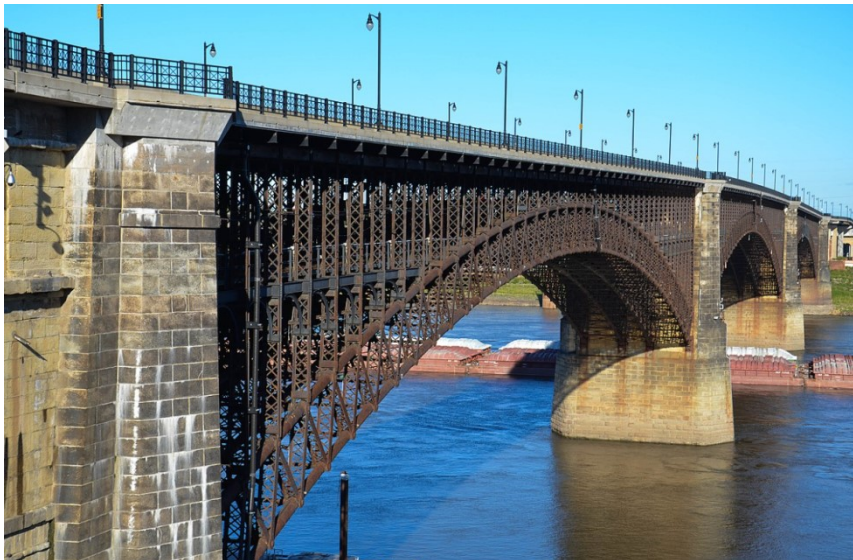
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑΣ

1. ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

1.1. ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Οι Ρωμαίοι και οι Αρχαίοι Έλληνες χρησιμοποιούσαν τα μέταλλα μόνο για την σύνδεση των επιμέρους δομικών στοιχείων των κατασκευών τους και όχι σαν κύριο δομικό στοιχείο. Η κατασκευή μεταλλικών κατασκευών χρονολογείται ότι ξεκίνησε περί τα μέσα του 18ου αιώνα με την έναρξη της βιομηχανικής παραγωγής του χάλυβα. Λόγω του υψηλού κόστους του χρησιμοποιούσαν χυτοσίδηρο και σφυρηλατημένο σίδηρο. Στα τέλη του 18ου αιώνα ξεκίνησε η κατασκευή γεφυρών και κτιρίων από κατεργασμένο σίδηρο. Το τέλος του 19ου αιώνα σηματοδοτείται από την εξέλιξη του χάλυβα και την σταδιακή εφαρμογή του στις κατασκευές σε αντικατάσταση του σιδήρου, κυρίως λόγω της μεγαλύτερης αντοχής του στην οξείδωση.

Η πρώτη γέφυρα από χυτοσίδηρο κατασκευάστηκε το 1779 στον ποταμό Severn στην Μεγάλη Βρετανία και είχε άνοιγμα περίπου 31μ. Το 1874 ολοκληρώθηκε η πρώτη γέφυρα μεγάλων ανοιγμάτων από χάλυβα στο άκρο του δέλτα του ποταμού Μισισιπή στις Η.Π.Α., ονομάζεται St.Louis και βρίσκεται μέχρι και σήμερα σε λειτουργία. Αποτελείται από τρία συνεχόμενα ανοίγματα μήκους 153μ – 158μ – 153μ. Η πρώτη γέφυρα από πλήρως χαλύβδινα δικτυώματα κατασκευάστηκε το 1879 στον ποταμό Μισισιπή. Και τέλος το πρώτο παράδειγμα κρεμαστής γέφυρας με χαλύβδινα καλώδια ανάρτησης είναι η Γέφυρα του Brooklyn, η οποία κατασκευάστηκε το 1883 στον ποταμό East River της Ν.Υόρκης με μήκος ανοίγματος 486μ.



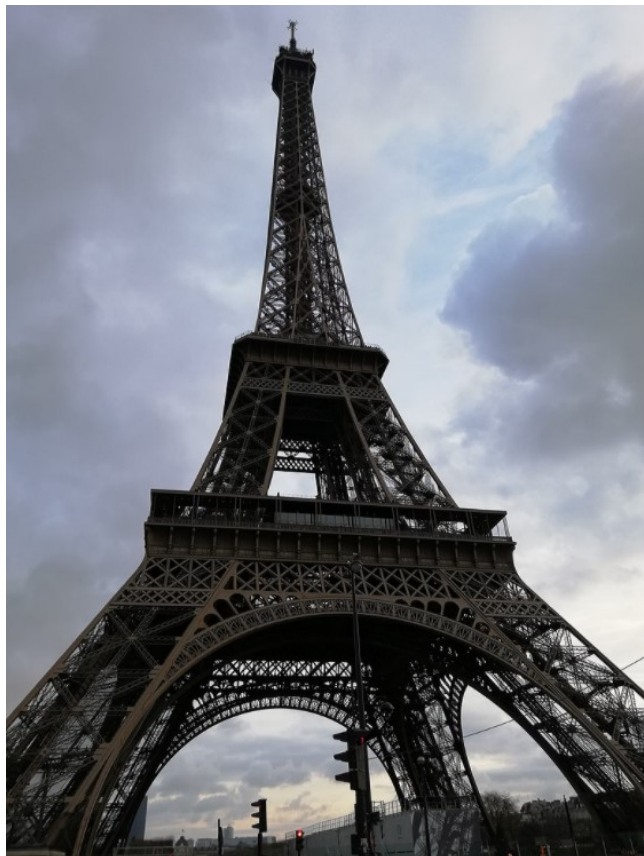
Εικόνα 1.1. Γέφυρα St.Louis στο άκρο του δέλτα του ποταμού Μισισιπή στις Η.Π.Α. [Wikipedia,2020]



Εικόνα 1.2. Γέφυρα του Brooklyn στον ποταμό East River της Ν. Υόρκης [Wikipedia,2020]

Κατά την τελευταία δεκαετία του 19ου αιώνα, τόσο στις ΗΠΑ όσο και σε πολλές χώρες της Ευρώπης άρχισε να γίνεται ιδιαίτερα δημοφιλής η κατασκευή κτιρίων γραφείων, εκθεσιακών χώρων και άλλων κατασκευών από χάλυβα.

Το 1889 αποτελεί ορόσημο, καθώς κατασκευάστηκε ο Πύργος του Eiffel , μια από τις τελευταίες σημαντικές κατασκευές από χυτοσίδηρο.



Εικόνα 1.3. Ο Πύργος του Eiffel [Wikipedia,2020]

Από το τέλος του Β' Παγκόσμιου Πολέμου μέχρι τα τέλη της δεκαετίας του 1970, τα χαλύβδινα πλαίσια χρησιμοποιήθηκαν κυρίως στην κατασκευή βιομηχανικών εγκαταστάσεων. Από το 1980 και μετά κατασκευάστηκαν πολλά χαλύβδινα κτίρια μεγάλου μεγέθους και εντυπωσιακής αρχιτεκτονικής έμπνευσης σε όλες τις μεγαλουπόλεις του κόσμου. Κάποια από αυτά είναι το Shanghai Banking Corporation Headquarters στο Hong-Kong, το κέντρο G.Pompidou στο Παρίσι και το κτιριακό συγκρότημα γραφείων στο Broadgate στο Λονδίνο.



Εικόνα 1.4. Κέντρο G.Pompidou στο Παρίσι [Wikipedia,2020]

Σύμφωνα με στατιστικά στοιχεία του 1990, το 90% των βιομηχανικών κτιριακών εγκαταστάσεων και το 50% των πολυώροφων κτιρίων στην Μεγάλη Βρετανία, τα οποία δεν χρησιμοποιούνται ως κατοικίες είναι χαλύβδινα.

Με την βοήθεια της σύγχρονης τεχνολογίας τα τελευταία χρόνια κατασκευάστηκαν χαλύβδινα κτίρια με εξαιρετικά μεγάλες διαστάσεις ξεπερνώντας σε ύψος κάθε συμβατικό όριο. Την δεκαετία του '30 αυτά τα εξαιρετικά υψηλά χαλύβδινα κτίρια ονομάστηκαν ουρανοξύστες (skyscrapers).

Το 1931 εγκαινιάστηκε το κτίριο Empire State στην Νέα Υόρκη, το οποίο αποτέλεσε ορόσημο στην ιστορία των μεταλλικών κατασκευών. Η συγκεκριμένη κατασκευή είχε τον τίτλο του υψηλότερου κτιρίου της γης για 41 χρόνια, καθώς είχε συνολικό ύψος 381m και 102 ορόφους.



Εικόνα 1.5. Το κτίριο Empire States, Ν. Υόρκη [Wikipedia,2020]

Εξίσου σημαντική είναι και η κατασκευή των Δίδυμων Πύργων στο Παγκόσμιο Κέντρο Εμπορίου στην Νέα Υόρκη το 1973, με συνολικό ύψος 410m και 110 ορόφους, καθώς και η κατασκευή του ακόμη υψηλότερου Πύργου Sears στο Σικάγο, συνολικού ύψους 442m και 109 ορόφων.



Εικόνα 1.6. Οι Δίδυμοι Πύργοι του Παγκόσμιου Κέντρου Εμπορίου, Ν. Υόρκη [Wikipedia,2020]



Εικόνα 1.7. Ο ουρανοξύστης Shears Towers, Σικάγο [Wikipedia,2020]

Στην Ελλάδα τα χαλύβδινα κτίρια τα οποία κατασκευάζονται, αντιστοιχούν στην πλειοψηφία τους σε βιομηχανικά υπόστεγα, υπόστεγα αεροσκαφών, αποθήκες και στέγαστρα γηπέδων. Τα τελευταία όμως χρόνια μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν αρκετές χαλύβδινες κτιριακές μονάδες μεγάλου μεγέθους, οι οποίες χρησιμοποιούνται κυρίως ως κτίρια γραφείων.

Τέλος, η εφαρμογή χαλύβδινων κατασκευών στις αναστηλώσεις κτιρίων, αποτελεί σήμερα μια πολύ συνηθισμένη μέθοδο ενίσχυσης και αναβάθμισης μνημείων.

1.2. ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΧΑΛΥΒΑ

Με τον όρο «χάλυβας» εννοούμε ένα κράμα σιδήρου (Fe) και άνθρακα (C), με περιεκτικότητα σε άνθρακα κάτω του 1,8%. Στη σύνθεση των χαλύβων συνδυάζονται με το σίδηρο διάφορα στοιχεία σε ποσοστιαίες αναλογίες που δεν ξεπερνούν κατά κανόνα το 5%. Συστατικά στοιχεία κάθε χάλυβα αποτελούν ο άνθρακας, σε ποσοστά που κυμαίνονται συνήθως μεταξύ 0,2% και 0,7%, και το πυρίτιο (Si), σε ποσοστό μεταξύ 0,1% και 0,7% και ενίοτε έως και 4% σε ειδικούς χάλυβες.

Η αναλογία σε άνθρακα καθορίζει ουσιαστικώς τις ιδιότητες των διαφόρων χαλύβων. Όσο αυξάνεται το ποσοστό του άνθρακα στο κράμα αυξάνονται αναλόγως η σκληρότητα και η αντοχή του σε τάσεις εφελκυσμού, ενώ παραλλήλως μειώνονται η συνεκτικότητα και η πλαστιμότητα. Στην αντίθετη περίπτωση, μειώνοντας δηλαδή το ποσοστό του άνθρακα, αυξάνεται η καταλληλότητα προς συγκόλληση.

Το μαγγάνιο (Mn) συμμετέχει σε ποσοστό 0,3% έως 0,8% αλλά και 12% και 15% σε χάλυβες πολύ μεγάλης σκληρότητας και αντοχής στη φθορά. Η παρουσία του ενισχύει την συγκολλησιμότητα του σιδήρου, η οποία δεν υφίσταται σε κράματα με περιεκτικότητα άνθρακα άνω του 0,15%. Στην σύσταση πολλών ειδικών χαλύβων συμμετέχουν το χρώμιο (Cr), το νικέλιο (Ni), το μολυβδαίνιο (Mo) και άλλα στοιχεία, ώστε να αποκτήσει το τελικό προϊόν τις ιδιαίτερες ιδιότητες που απαιτούνται σε κάθε περίπτωση.

Ο φωσφόρος (P), το θείο (S) και το οξυγόνο (O) αποτελούν επιβλαβή στοιχεία στη σύνθεση, τα οποία προσδίδουν αρνητικές ιδιότητες στον χάλυβα όπως ψαθυρότητα, μαλακότητα, δημιουργία ανεπιθύμητων ασυνεχειών – φυσαλίδων – κατά την χύτευση (οξυγόνο). Για τον λόγο αυτό η περιεκτικότητα των στοιχείων αυτών στο χάλυβα πρέπει να κυμαίνεται σε ποσοστά κατά πολύ μικρότερα του 0,1%.

Με τις κατάλληλες αναλογίες των συστατικών στοιχείων στην χημική του σύσταση και σε συνδυασμό με μία ακριβή θερμική επεξεργασία, οι ιδιότητες του χάλυβα είναι δυνατόν να ρυθμιστούν με μεγάλη ακρίβεια, ώστε να εξυπηρετείται ο σκοπός της εκάστοτε χρήσης του.

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

Ο δομικός χάλυβας είναι ο χάλυβας που χρησιμοποιείται σε όλα τα είδη σιδηρών έργων. Ως δομικό στοιχείο είναι γνωστή η χρήση του εδώ και δεκαετίες στον οπλισμό σκυροδέματος. Ωστόσο οι υψηλές του επιδόσεις σε συνδυασμό με την ραγδαία εξέλιξη της τεχνολογίας, επεξεργασίας και βιομηχανοποίησης του, έχουν καταστήσει το χάλυβα ως την κορυφαία επιλογή δομικού χάλυβα σε κατ' εξοχήν χαλύβδινους φέροντες οργανισμούς.

1.3. ΠΟΙΟΤΗΤΕΣ ΧΑΛΥΒΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Οι ποιότητες και τα δομικά χαρακτηριστικά δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10025. Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής του δομικού χάλυβα δίνονται στον **Πίνακα 1.1**. Για άλλου τύπου χάλυβες γίνονται αναφορά στον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1-1.

| Πίνακας 1.1. Ποιότητες χάλυβα κατά EC3 | | | | |
|---|---------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα | Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm] | | | |
| | t ≤ 40mm | | 40mm < t ≤ 80mm | |
| | f _y [N/mm ²] | f _u [N/mm ²] | f _y [N/mm ²] | f _u [N/mm ²] |
| EN 10025-2 | | | | |
| S 235 | 235 | 360 | 215 | 360 |
| S 275 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S 355 | 355 | 510 | 335 | 470 |
| S450 | 450 | 550 | 410 | 550 |

Οι τιμές σχεδιασμού των ελαστικών σταθερών του χάλυβα είναι οι εξής:

- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 210000 \text{ MPa}$
- Μέτρο Διάτμησης $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = 80769.2 \text{ MPa} \approx 81000 \text{ MPa}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0.3$
- Συντελεστής Γραμμικής Θερμικής Διαστολής $\alpha_t = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
- Πυκνότητα $P = 7850 \text{ kg/m}^3$

Όσον αφορά τις ιδιότητες των υλικών των μέσων σύνδεσης, σημειώνεται ότι τα εξαρτήματα των συνδέσεων πρέπει να είναι κατάλληλα για την χρήση για την οποία προορίζονται. Στα κατάλληλα εξαρτήματα και μέσα σύνδεσης στις κατασκευές από χάλυβα περιλαμβάνονται οι απλοί κοχλίες, οι κοχλίες τριβής, οι ήλοι και οι συγκολλήσεις. Οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} για τους κοχλίες δίνονται στον **Πίνακα 1.2**.

| Πίνακας 1.2. Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} για κοχλίες | | | | | | | |
|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| Ποιότητα Κοχλία | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
| f_{yb} [MPa] | 240 | 320 | 300 | 400 | 480 | 640 | 900 |
| f_{ub} [MPa] | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 800 | 1000 |

1.4. ΧΑΛΥΒΔΙΝΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Οι διατομές χαλύβδινων δομικών στοιχείων αντιστοιχούν σε μια σχετικά μεγάλη ποικιλία μορφών και διακρίνονται με κριτήριο τον τρόπο παραγωγής τους σε δύο βασικές κατηγορίες, τις ελατές διατομές και τις συγκολλητές διατομές. Οι ελατές διατομές παράγονται απευθείας από την βιομηχανία μέσω διαδικασίας έλασης εν θερμώ, ενώ οι συγκολλητές διατομές δημιουργούνται με συγκόλλησης ελασμάτων χάλυβα.

Οι πλέον συνηθισμένες διατομές είναι τα διπλά ταν (υψίκορμα IPE και IPN και πλατύπελμα HEA και HEB) , οι διατομές τύπου U (UPN), τα γωνιακά (ισοσκελή L και ανισοσκελή Li) και οι κοίλες διατομές(κυκλικές CHS, ορθογωνικές RHS και τετραγωνικές SHS)

1.5. ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3

Στα τέλη της δεκαετίας του 1980 η Επιτροπή των Ευρωπαϊκών Κοινοτήτων ανέλαβε την πρωτοβουλία της καθιέρωσης ενός συνόλου τεχνικών κανόνων για τον σχεδιασμό των κτιρίων και των λοιπών τεχνικών έργων ειδικότητας Πολιτικού Μηχανικού οι οποίοι σε αρχικό στάδιο θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν εναλλακτικά στη θέση των ποικίλων υφιστάμενων εθνικών τεχνικών κανονισμών στα κράτη-μέλη και σε τελικό στάδιο θα τους αντικαθιστούσαν. Οι τεχνικοί αυτοί κανόνες είναι γνωστοί ως Δομικοί Ευρωκώδικες.

Το 1990 ανατέθηκε από την Ευρωπαϊκή Ένωση στην Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN) η ευθύνη της σύνταξης, δοκιμαστικής εφαρμογής και οριστικοποίησης των Δομικών Ευρωκωδίκων. Μέσα λοιπόν, στην δεκαετία του 1990 η Τεχνική Επιτροπή 250 της Ευρωπαϊκής Επιτροπής Τυποποίησης δημοσιοποίησε και έθεσε αρχικά σε δοκιμαστική, και στη συνέχεια σε πλήρη εφαρμογή στα Ευρωπαϊκά κράτη τα οποία συμμετέχουν στη CEN, τους εξής Δομικούς Ευρωκώδικες:

- EN 1990 Ευρωκώδικας 0 «Βασικές αρχές σχεδιασμού»
- EN 1991 Ευρωκώδικας 1 «Δράσεις στις κατασκευές»
- EN 1992 Ευρωκώδικας 2 «Σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα»
- EN 1993 Ευρωκώδικας 3 «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»

- EN 1994 Ευρωκώδικας 4 «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα»
- EN 1995 Ευρωκώδικας 5 «Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών»
- EN 1996 Ευρωκώδικας 6 «Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία»
- EN 1997 Ευρωκώδικας 7 «Γεωτεχνικός σχεδιασμός»
- EN 1998 Ευρωκώδικας 8 «Σχεδιασμός αντισεισμικών κατασκευών»
- EN 1999 Ευρωκώδικας 9 «Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο»

Ο Ευρωκώδικας 3 (EN 1993-1-1:2004), ο οποίος αφορά την κατασκευή έργων από χάλυβα αποτελείται από τα εξής τμήματα:

- EN 1993-1 Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
- EN 1993-2 Γέφυρες από χάλυβα
- EN 1993-3 Πύργοι, ιστοί και καπνοδόχοι
- EN 1993-4 Σιλό, δεξαμενές και σωληνώσεις
- EN 1993-5 Πάσσαλοι
- EN 1993-6 Κατασκευές που στηρίζουν γερανογέφυρες

Λόγω του μεγάλου πλήθους δράσεων επί των κατασκευών, είναι αναγκαίος ο προσδιορισμός, με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια, τόσο της έντασης του συνόλου των δράσεων επί των κατασκευών όσο και του ποσοστού συμμετοχής της κάθε μιας δράσης ξεχωριστά.

Οι ενδεχόμενες βλάβες αποφεύγονται ή περιορίζονται με κατάλληλη επιλογή ενός ή περισσοτέρων από τα παρακάτω μέτρα:

- Αποφυγή, απάλειψη ή περιορισμός των παραγόντων οι οποίοι είναι δυνατόν να επιδράσουν στην κατασκευή προκαλώντας δυσάρεστες και επικίνδυνες συνέπειες.
- Επιλογή δομικού συστήματος το οποίο να έχει μικρή ευαισθησία στους εξεταζόμενους κινδύνους.
- Επιλογή δομικής μορφής, η οποία μπορεί να επιβιώσει επαρκώς έναντι της τυχαματικής αφαίρεσης ενός μεμονωμένου μέλους ή ενός περιορισμένου τμήματος της κατασκευής ή έναντι μιας τοπικής αποδεκτής βλάβης.
- Αποφυγή, κατά το δυνατόν, δομικών συστημάτων τα οποία μπορούν να καταρρεύσουν χωρίς προειδοποίηση.

Οι προαναφερθείσες απαιτήσεις ικανοποιούνται γενικότερα με την επιλογή κατάλληλων υλικών και με τον κατάλληλο σχεδιασμό, δίνοντας έμφαση και προσοχή στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες και τηρώντας σχολαστικά τις προδιαγραφές των διαδικασιών ελέγχου της παραγωγής, κατασκευής και χρήσης της εκάστοτε κατασκευής.

1.6. ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3

Μετά τον προσδιορισμό των δράσεων, οι οποίες θα ενεργήσουν επί της κατασκευής κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της, αλλά και σε όλες τις φάσεις ανέγερσης,

ακολουθεί ο έλεγχος έναντι όλων των δυνατών συνδυασμών δράσεων. Στόχος είναι να διαπιστωθεί ότι για αυτούς τους συνδυασμούς, για κάθε μέλος και σε κάθε διατομή του φέροντα οργανισμού, τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη ικανοποιούν τον έλεγχο με τον οποίο διαπιστώνεται η επάρκεια του φορέα. Ο έλεγχος αυτός δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$S_d \leq R_d$$

όπου:

S_d : οι τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων

R_d : οι αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού των αντιστάσεων

1.6.1. ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Ο Ευρωκώδικας 3 κατατάσσει τις διατομές σε τέσσερις κατηγορίες. Η κατηγορία στην οποία κατατάσσεται μια συγκεκριμένη διατομή εξαρτάται από τη λυγηρότητα του κάθε στοιχείου και την κατανομή της θλιπτικής τάσης (ομοιόμορφη ή γραμμική). Οι Κατηγορίες ορίζονται σε σχέση με τις απαιτήσεις συμπεριφοράς για αντοχή σε καμπτικές ροπές και είναι οι εξής:

- Διατομές Κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές Κατηγορίας 2: Είναι εκείνες οι οποίες, αν και ικανές για την ανάπτυξη πλαστικής ροπής, έχουν περιορισμένη ικανότητα στροφής και επομένως είναι ακατάλληλες για κατασκευές που σχεδιάζονται με πλαστική ανάλυση.
- Διατομές Κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα μπορεί φθάσει διαρροή, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Στον πίνακα της **Εικόνας 1.8** συνοψίζονται οι παραπάνω κατηγορίες σε σχέση με τη συμπεριφορά, τη φέρουσα ικανότητα και την ικανότητα στροφής.

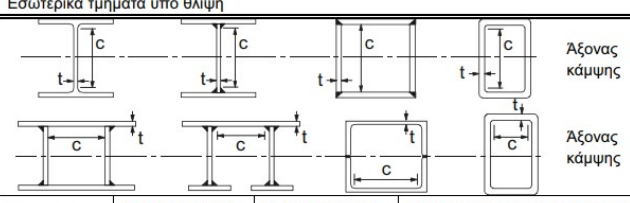
| Μοντέλο Συμπεριφοράς | Ροπή Αντοχής | Στροφική Ικανότητα | Κατηγορία |
|--|--------------|--------------------|-----------|
| | | | 1 |
| | | | 2 |
| | | | 3 |
| | | | 4 |
| <p> M_{el} ελαστική ροπή αντοχής της διατομής M_{pl} πλαστική ροπή αντοχής της διατομής M δρώσα ροπή Φ στροφή (καμπυλότητα) της διατομής Φ_{pl} στροφή (καμπυλότητα) της διατομής απαιτούμενη για να προκαλέσει πλήρη πλαστική κατανομή τάσεων στη διατομή </p> | | | |

Εικόνα 1.8. Κατάταξη διατομών σε σχέση με τη ροπή αντοχής και τη στροφική ικανότητα [1]

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ' αυτή.

Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της. Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία κατηγορίας 1,2 και 3 λαμβάνονται από τους παρακάτω Πίνακες.

Εσωτερικά τμήματα υπό θλίψη

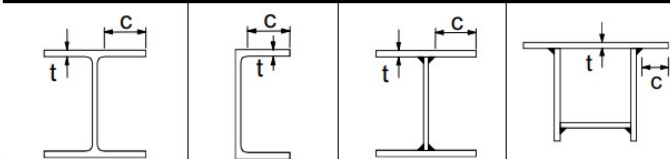


| Κατηγορία | Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη | Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη | Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη | | | |
|--|------------------------------|------------------------------|--|------|------|------|
| Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική) | | | | | | |
| 1 | $c/t \leq 72\varepsilon$ | $c/t \leq 33\varepsilon$ | 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 (θετική θλίψη) | | | | | | |
| 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 είτε η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$, είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_y > f_y/E$

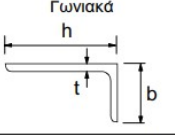
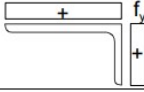
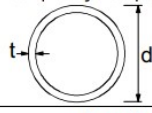
Εικόνα 1.8α. Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία [1]

Προεξέχοντα πέλματα



| Κατηγορία | Ελατές διατομές | | Συγκολλητές διατομές | | | |
|--|------------------------------|---|--|--|------|------|
| | 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 | $c/t \leq 9\varepsilon$ | $c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$ | $c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ | $c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ | | |
| 2 | $c/t \leq 10\varepsilon$ | $c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ | $c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ | $c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ | | |
| Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θετική θλίψη) | | | | | | |
| 3 | $c/t \leq 14\varepsilon$ | $c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5 | | | | |
| $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ | f_y | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| | ε | 1,00 | 0,92 | 0,81 | 0,75 | 0,71 |

Εικόνα 1.8β. Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία [1]

| | | | | | | |
|---|---|---|------|------|------|------|
| Αναφορά επίσης στα «Προεξέχοντα πέλαμα» (βλέπε φύλλο 2 από 3) |  | Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία | | | | |
| Κατηγορία | Διατομή σε θλίψη | | | | | |
| Κατανομή τάσεων στη διατομή (θετική θλίψη) |  | | | | | |
| 3 | $h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$ | | | | | |
| Σωληνωτές διατομές | | | | | | |
|  | | | | | | |
| Κατηγορία | Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη | | | | | |
| 1 | $d/t \leq 50\varepsilon^2$ | | | | | |
| 2 | $d/t \leq 70\varepsilon^2$ | | | | | |
| 3 | $d/t \leq 90\varepsilon^2$ | | | | | |
| ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6. | | | | | | |
| $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ | f_y | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| | ε | 1,00 | 0,92 | 0,81 | 0,75 | 0,71 |
| | ε^2 | 1,00 | 0,85 | 0,66 | 0,56 | 0,51 |

Εικόνα 1.8γ. Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία [1]

1.6.2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ

Για τα εφελκόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

Για διατομές με οπές, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

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

όπου:

A το εμβαδόν της πλήρους διατομής

f_y το όριο (ή τάση) διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

όπου:

| | |
|---------------|--|
| A_{net} | το εμβαδόν της καθαρής διατομής |
| f_u | η εφελκυστική αντοχή (τάση θραύσης) του χάλυβα |
| γ_{M2} | ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θράυση |

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφη θλίψη $N_{c,Rd}$ πρέπει να καθορίζεται, όπως παρακάτω:

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

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

όπου:

| | |
|-----------|----------------------------------|
| A | το εμβαδόν της πλήρους διατομής |
| A_{eff} | το εμβαδόν της ενεργούς διατομής |

1.6.3. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0$$

όπου $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη.

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

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

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

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

όπου $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

1.6.4. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω προσεγγιστικό κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1.0$$

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα ή αλλιώς ως εξής:

| | |
|---------------------------------|--|
| Για διατομές I και H | $\alpha=2.0$ και $\beta=5*n$, με $\beta \geq 1.0$ |
| Για κυκλικές σωληνωτές διατομές | $\alpha=2.0$ και $\beta=2.0$ |
| Για κοίλες ορθογωνικές διατομές | $\alpha=\beta=\frac{1.66}{1-1.13*n^2}$, με $\alpha=\beta \leq 6$ και $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Ed}}$ |

1.6.5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΥΝΑΜΗ

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$.

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{Mo}}$$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

$A_v = 1.04*h*t_w$ για πρότυπες ελατές διατομές τύπου I, H και U

$A_v = 1.00*d*t_w$ για συγκολλητές διατομές τύπου I, H και κιβωτοειδής

όπου h και d , είναι το συνολικό ύψος της διατομής και το ύψος του κορμού αντίστοιχα και t_w το πάχος του κορμού.

1.6.6. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

Για τον έλεγχο σε κάμψη και αξονική δύναμη, όταν δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε καμπτική αντίσταση λόγω ύπαρξης αξονικής ή και τέμνουσας δύναμης, χρησιμοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια:

$$\left[\frac{N_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \right] \leq 1.0 \text{ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2}$$

$$\left[\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \right] \leq 1.0 \text{ για διατομές κατηγορίας 3}$$

$$\left[\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{W_{eff,y} \cdot f_{yd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{W_{eff,z} \cdot f_{yd}} \right] \leq 1.0 \text{ για διατομές κατηγορίας 4}$$

1.6.7. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Όταν υπάρχει διάτμηση, η πλαστική καμπτική αντίσταση σχεδιασμού μειώνεται. Ωστόσο, για μικρές τιμές της τέμνουσας δύναμης η μείωση αυτή μπορεί και να αγνοείται. Για το λόγο αυτό ακολουθείται το παρακάτω κριτήριο:

- Αν $V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, δεν απαιτείται μείωση των καμπτικών αντιστάσεων.
- Αν $V_{Ed} > \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, τότε η καμπτική αντίσταση της διατομής μειώνεται στο $M_{v,Rd}$, το οποίο είναι η μειωμένη πλαστική καμπτική αντίσταση υπό την επίδραση τέμνουσας.

1.6.8. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ, ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ

Κατά παρόμοια λογική με προηγουμένως διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις :

- Αν $V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, δεν απαιτείται μείωση στο συνδυασμό ροπών και αξονικών δυνάμεων.
- Αν $V_{Ed} > \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, τότε η αντίσταση σχεδιασμού της διατομής για τους συνδυασμούς ροπής και αξονικής δύναμης θα υπολογίζεται με μειωμένη τάση $(1-\rho) f_y$ επί της επιφάνειας διάτμησης, όπου $\rho = \left[\left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} \right) - 1 \right]^2$

1.6.9. ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΩΝ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 4}$$

Η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ ορίζεται ως συνάρτηση της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$ και του συντελεστή ατελειών α , ο οποίος εξαρτάται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού, και υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

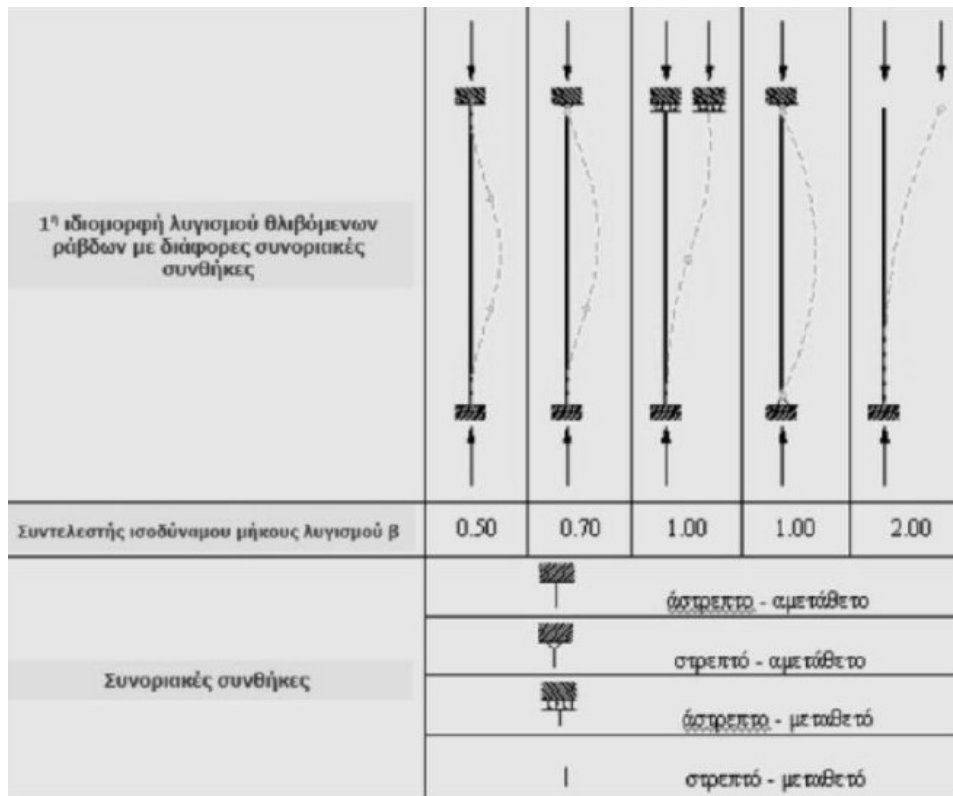
όπου:

$$\Phi = 0.5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} * \frac{1}{\lambda_1}, \text{ για κατηγορίες διατομής 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} * \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}, \text{ για κατηγορίες διατομής 4}$$

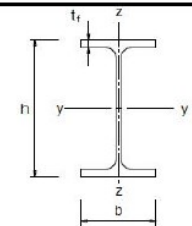
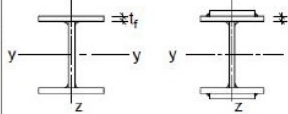
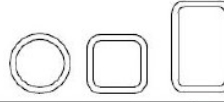
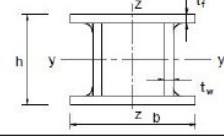
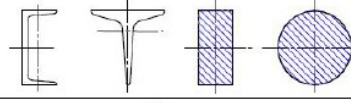
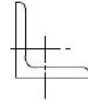
$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \epsilon, \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ και } L_{cr} = \beta * L$$



Εικόνα 1.9. Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού υποστυλωμάτων [12]

α είναι ο συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον Πίνακα 1.3, σε σχέση με τον Πίνακα της Εικόνας 1.10.

| Πίνακας 1.3. Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγηρότητας | | | | | |
|--|----------------|------|------|------|------|
| Καμπύλη λυγισμού | a ₀ | a | b | c | d |
| Συντελεστές ατελειών α | 0.13 | 0.21 | 0.34 | 0.49 | 0.76 |

| Διατομή | Όρια | Λυγισμός περί τον άξονα | Καμπύλη λυγισμού | |
|---|--|--------------------------------|----------------------------------|---------------------|
| | | | S 235 S 275 S 355 S 420 | S 460 |
| Ελαστές διατομές  | $h/b > 1,2$ | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | a a ₀ |
| | | $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ | y-y z-z | b a |
| | $h/b \leq 1,2$ | $t_f \leq 100 \text{ mm}$ | y-y z-z | b a |
| | | $t_f > 100 \text{ mm}$ | y-y z-z | d c |
| Συγκολλητές Γ-διατομές  | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | b c | |
| | $t_f > 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | c d | |
| Κοίλες Διατομές  | Εν θερμώ έλαση | Κάθε | a | a ₀ |
| | Ψυχρή έλαση | Κάθε | c | c |
| Συγκολλητές κτιριοδομικές διατομές  | Γενικά (εκτός των κατωτέρω) | Κάθε | b | b |
| | Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$ | Κάθε | c | c |
| U-, I- και συναμειγρές διατομές  | | Κάθε | c | c |
| L-διατομές  | | Κάθε | b | b |

Εικόνα 1.10 Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή [1]

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΤΥΠΙΚΟ ΜΟΝΩΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

2. ΤΥΠΙΚΟ ΜΟΝΩΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

2.1. ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις αλλά και άλλες παραγωγικές εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, ιδιαίτερα όταν τα ανοίγματα είναι σχετικά μεγάλα, αποτελούν και στην Ελλάδα παραδοσιακό και προνομιακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα. Τα κτίρια αυτά συνδέονται κατά κανόνα με την απουσία ωφέλιμων φορτίων επί της οροφής τους και με την χρήση ελαφρών υλικών για την επικάλυψη και πλευρική επένδυσή τους.

Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που χαρακτηρίζουν τα μονώροφα κτίρια από χάλυβα είναι:

- Το σχετικό μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση, ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και μικρές σεισμικές δυνάμεις.
- Η ταχύτητα κατασκευής. Με επαρκή συντονισμό, περιλαμβανομένης της φάσης των μελετών, είναι δυνατή η πραγματοποίηση της βιομηχανικής κατεργασίας των χαλύβδινων στοιχείων κατά την φάση εκτέλεσης των εκσκαφών, της θεμελίωσης, της επίχωσης και διαμόρφωσης της υπόβασης του δαπέδου, ενώ η εργοταξιακή συναρμολόγηση, που συνήθως εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς, μπορεί να αρχίσει αμέσως μετά.
- Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες στην ποιότητά του.
- Η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκρισή τους σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα.
- Η επισκευασιμότητά τους.
- Η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφόσον απαιτηθεί.

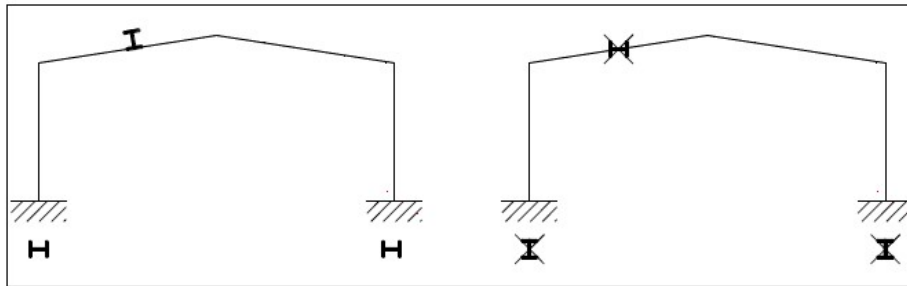
Για να εξασφαλιστούν οι ευνοϊκές επιπτώσεις που απορρέουν από τα παραπάνω πλεονεκτήματα, πρέπει να καταβληθεί αυξημένη μελετητική προσπάθεια, ιδιαίτερα στη φάση της μελέτης εφαρμογής και της διαμόρφωσης των κατασκευαστικών λεπτομερειών και να εγκατασταθεί ένα σύστημα ποιοτικού ελέγχου, κυρίως των συγκολλήσεων αλλά επίσης τυχόν ατελειών των κύριων μελών του φέροντος οργανισμού, των κοχλιώσεων και της επιφανειακής προστασίας.

2.2. ΚΥΡΙΟΙ ΦΟΡΕΙΣ

Οι κύριοι φορείς είναι συνήθως πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν την δυνατότητα παραλαβής κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων. Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών πρέπει να έχουν την δυνατότητα παραλαβής ροπών.

Οι κύριοι φορείς του κτιρίου αποτελούνται από πλαίσια ανοίγματος 20.00m το καθένα και διατάσσονται ανά 6.00m. Τα πλαίσια αυτά αποτελούνται από τα υποστυλώματα και το δικλινές ζύγωμα με κλίση 5.71°.

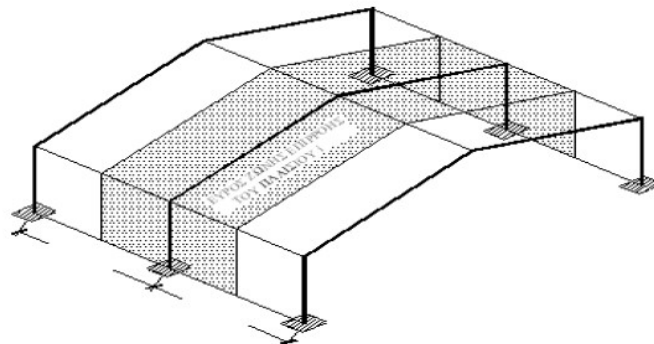
Για τα υποστυλώματα των πλαισίων επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν διατομές από τη σειρά ΗΕΒ και για τα ζυγώματα από την σειρά ΗΕΑ. Επιλέχθηκαν διατομές διπλού ταυ διότι τα πλαίσια καταπονούνται κυρίως σε κάμψη και έτσι το περισσότερο υλικό της διατομής είναι στις θέσεις που εμφανίζονται μεγαλύτερες τάσεις. Οι διατομές είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο ώστε κατά τη δράση των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων να ενεργοποιείται ο ισχυρός τους άξονας εντός του πλαισίου.



Εικόνα 2.1. Ορθός και λάθος προσανατολισμός επίπεδων πλαισίων [1]

Τα πλαίσια επιλέχθηκε να μορφωθεί αμφίπακτο λόγω της ευνοϊκότερης κατανομής των καμπτικών ροπών και της μειωμένης παραμορφωσιμότητας, η οποία μας ενδιαφέρει για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Όπως ειπώθηκε και πριν οι κύριοι φορείς παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των δρώντων φορτίων στην κατασκευή, (άνεμος, χιόνι, σεισμός και το ίδιο βάρος, τειγίδων). Όλα αυτά τα μεταβιβάζουν στα θεμέλιά τους και από εκεί στο έδαφος. Ο τρόπος που αυτοί μορφώνονται (όλοι στην ίδια ευθεία και ισαπέχοντες) επιτρέπει να θεωρηθεί πως το ιδεατό εμβαδό με το οποίο συμμετέχουν στην ανάληψη των φορτίων της κατασκευής, είναι αυτό που φαίνεται στην Εικόνα 2.2. Το εμβαδό αυτό προκύπτει από τις τεθλασμένες ευθείες που διέρχονται από τα μέσα των αποστάσεων δυο διαδοχικών πλαισίων, όπως φαίνεται στην Εικόνα 6, ενώ η πράξη έχει δείξει πως το σφάλμα αυτής της θεώρησης είναι πολύ μικρό σε σχέση με την επιθυμητή ακρίβεια.



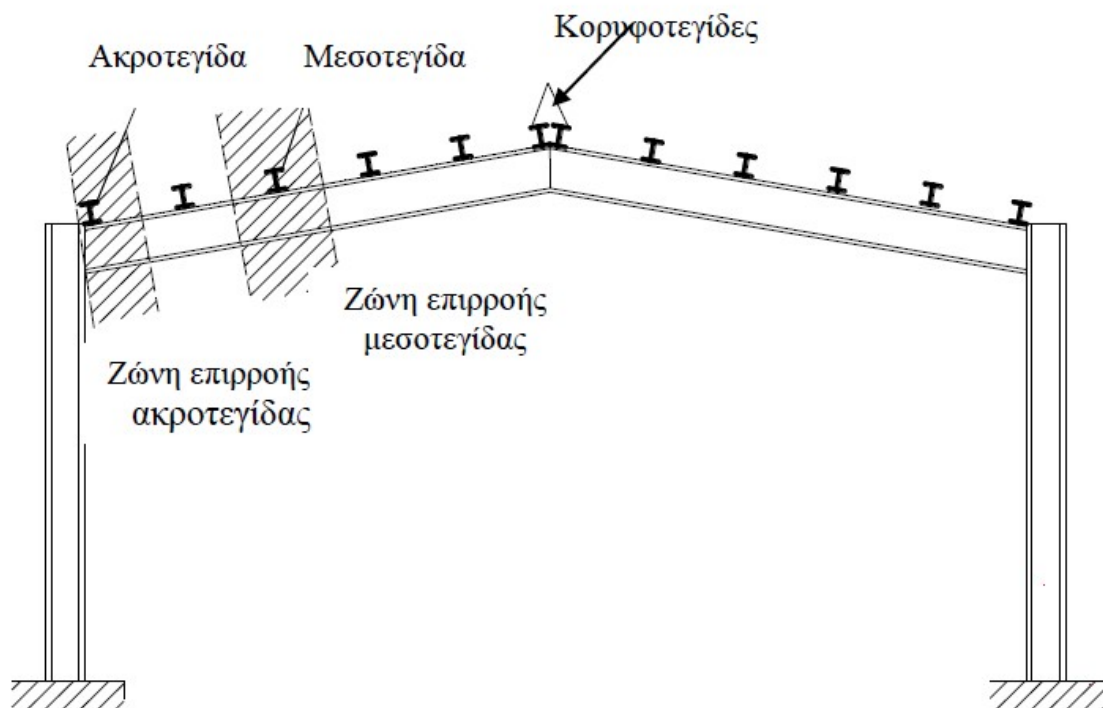
Εικόνα 2.2. Εμβαδόν επιφάνειας επιρροής τυπικού ενδιάμεσου πλαισίου [1]

2.3. ΤΕΓΙΔΕΣ

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση, και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατόν από τις τεγίδες να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες διατάσσονται, κατά κανόνα, ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις. Τα στατικά συστήματα των τεγίδων που συνήθως εφαρμόζονται στην πράξη είναι:

- Αμφιέριστες δοκοί, στηριζόμενες επί γειτονικών κύριων φορέων όπου παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στην ανέγερση. Όμως για δεδομένα φορτία σχεδιασμού καταπονούνται από μεγάλες καμπτικές ροπές και παρουσιάζουν μεγάλες παραμορφώσεις, και έτσι απαιτούν σχετικά μεγάλες διατομές.
- Συνεχείς δοκοί δύο ανοιγμάτων, έχουν τις ίδιες καμπτικές ροπές στην ενδιάμεση στήριξη όσο και ένα αμφιέριστο στοιχείο αλλά μικρότερες παραμορφώσεις.
- Δοκοί Gerber, σύνηθες τεγίδα όταν έχουμε ελατές διατομές

Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στο μέλος του ζυγώματος οι τεγίδες διακρίνονται σε ακροτεγίδες, μεσοτεγίδες και κορυφοτεγίδες (**Εικόνα 2.3**).



Εικόνα 2.3. Τοποθέτηση τεγίδων επί του ζυγώματος [1]

Οι τεγίδες του υπό εξέταση κτιρίου είναι διατεταγμένες ανά 1.68m και έχουν κατασκευασθεί ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ δυο διαδοχικών φορέων. Τα

αμφιέριστα στοιχεία παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στην ανέγερση για αυτό και επιλέχθηκαν. Λόγω της καταπόνησης κυρίως σε κάμψη επιλέχθηκε διατομή από την σειρά ΙΡΕ.

2.4. ΜΗΚΙΔΕΣ

Οι μηκίδες τοποθετούνται σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων και δέχονται τα φύλλα της πλευρικής επένδυσης. Σχεδιάζονται με τρόπο παρόμοιο με εκείνο των τεγίδων.

Διαμορφώνονται ως αμφιέριστα στοιχεία και έχουν διαταχθεί ανά 1.75m επί των φόρτιση είναι η ανεμοπίεση για αυτό και είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να ενεργοποιείται με τα φορτία του ανέμου. Επιλέχθηκε διατομή από την σειρά ΗΕΑ.

2.5. ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ των κύριων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων (ως πελμάτων), ορισμένες τεγίδες και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους. Σκοπός των επιμέρους αυτών φορέων είναι η μεταφορά οριζόντιων δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης καθέτως προς τα επίπεδα των κύριων φορέων, στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Σε περιπτώσεις δίκλινων πλαισίων με τις συνήθεις, σχετικά μικρές, κλίσεις οι δικτυωτοί αυτοί φορείς, όταν γίνονται αρχικοί ή απλοποιημένοι υπολογισμοί, επιτρέπεται να θεωρούνται ως επίπεδοι, χαρακτηρίζονται δε ως «οριζόντιοι», παρ' όλο που δεν είναι παράλληλοι προς το δάπεδο του κτιρίου. Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης τοποθετούνται υποχρεωτικά στα δύο ακραία φατνώματα της κατασκευής για να παραλάβουν τα θλιπτικά ή εφελκυστικά φορτία των κεφαλών των μετωπικών στύλων. Ύπαρξη επιπλέον συνδέσμων δυσκαμψίας σε ενδιάμεσα φατνώματα του υπόστεγου, κρίνεται απαραίτητη για μεγάλου μήκους κτίρια. Επίσης επειδή είναι δικτυωτοί φορείς όλα τα μέλη τους καταπονούνται αξονικά. Κατά τη εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων (ανέμου, σεισμού) επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκυσόμενη εκ των 2 διαγωνίων κάθε φατνώματος. οι συνδέσεις των διαγωνίων ράβδων στους κόμβους εκτελούνται στο εργοτάξιο και για το λόγο αυτό προβλέπονται κοχλιωτές (με χρήση κομβοελασμάτων). Η συνήθως χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα ισοσκελή γωνιακά ή κοίλες κυκλικές διατομές.

Τέλος οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

- Η μεταφορά στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα

και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων.

- Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων.
- Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα.
- Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

2.6. ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Στα παραπάνω δικτυώματα, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, ανώτερο οριζόντιο στοιχείο η κεφαλοδοκός, συμπληρώνονται δε με πρόσθετα διαγώνια και ενδεχομένως πρόσθετα οριζόντια στοιχεία. Συνίσταται οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι έτσι ώστε η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων (άνεμος, σεισμός) να γίνεται άμεσα και ταυτόχρονα να διευκολύνεται η διαδικασία ανέγερσης. Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας των υπόστεγων μπορούν να συνοψισθούν ως εξής:

- Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υπόστεγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση.
- Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.
- Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα

2.7. ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΙ

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κίονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων (εκτός ενδεχομένως των φατνωμάτων στα οποία διαμορφώνονται αρμοί διαστολής). Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα (συνδέσμους) δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας, έτσι ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής

καταπόνησης. Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επιπλέον σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση της ανέγερσης, επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Η σύνδεση, εξ' άλλου, κατά τη φάση αυτή ενός νέου τοποθετούμενου υποστυλώματος με το προηγούμενο του μέσω της κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του, οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

2.8. ΜΕΤΩΠΙΚΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις (ή μεμονωμένα στο κέντρο του πλαισίου) μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν (συνήθως 4,0m έως 7,0m). Σε ορισμένες περιπτώσεις, τα φύλλα πλευρικής επένδυσης μπορεί να τοποθετούνται απευθείας επί των μετωπικών στύλων (με οριζόντιες τις νευρώσεις των φύλλων), χωρίς την παρεμβολή μηκίδων, οπότε οι αποστάσεις μεταξύ των μετωπικών στύλων πρέπει να προσαρμόζονται στη φέρουσα ικανότητα των φύλλων. Κύρια καταπόνηση για μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα I με πέλματα παράλληλα προς την όψη. Όταν τα μέτωπα έχουν μεγάλο ύψος οι μετωπικοί στύλοι μπορεί να κατασκευάζονται δικτυωτοί με επίπεδα δικτυώματα ή χωρικά τριγωνικής διατομής, για την εξασφάλιση της ευστάθειας του εσωτερικού πέλματος του δικτυώματος. Τέλος τα μετωπικά υποστυλώματα μπορεί να είναι πακτωμένα ή αρθρωτά στη βάση τους

2.9. ΦΥΛΛΑ

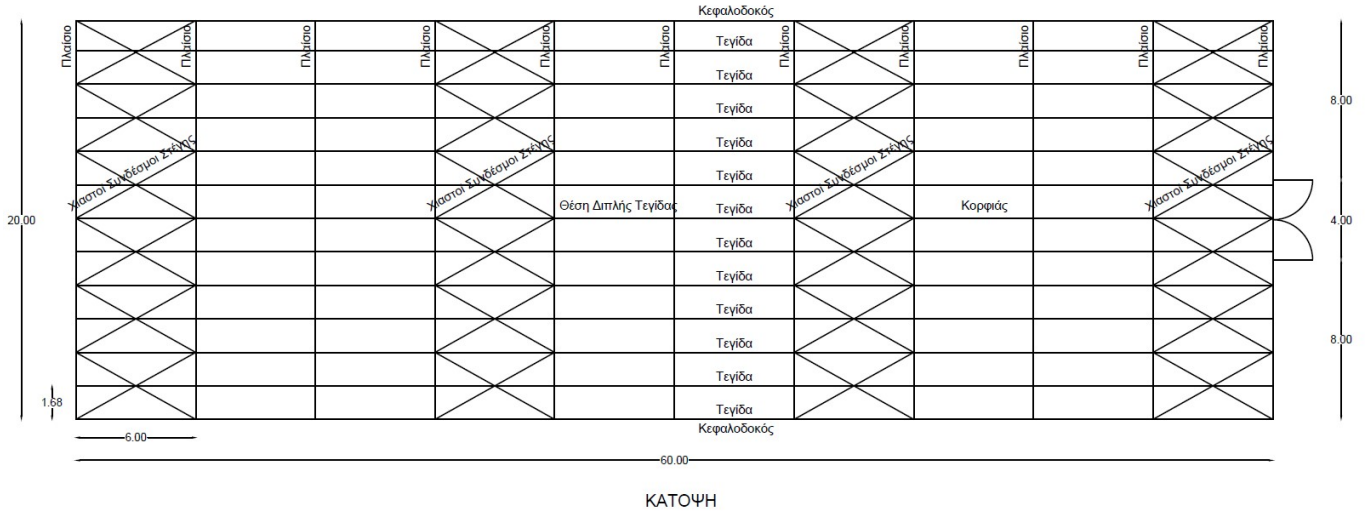
Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπίεσεις που εξασκούν ο άνεμος και οι άλλες δράσεις. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχείο του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς το οποίο μεταφέρουν φορτία. Υπό ειδικές προϋποθέσεις μπορεί να θεωρηθεί ότι το υλικό επικάλυψης, κατάλληλα και επαρκώς αγκυρωμένο επί του μεταλλικού σκελετού, αποτελεί διάφραγμα ικανό να μεταφέρει οριζόντια φορτία μέσα στο επίπεδό του.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΟΥ

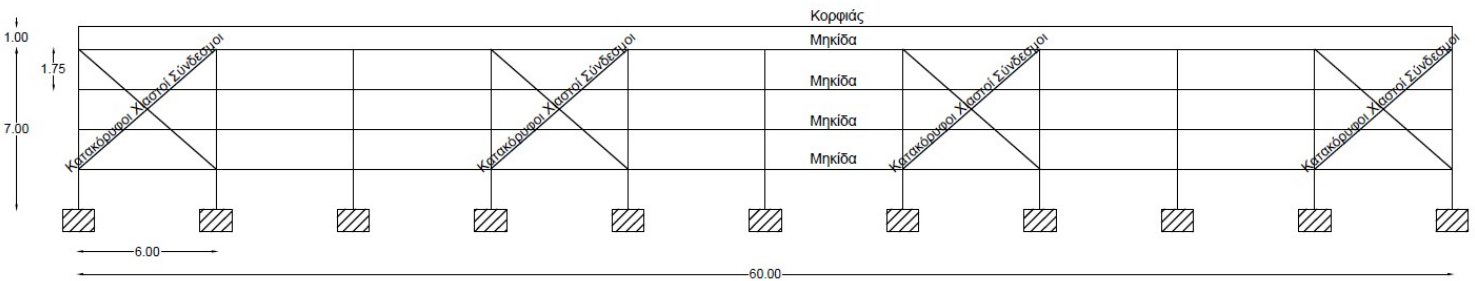
3. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΟΥ

3.1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ

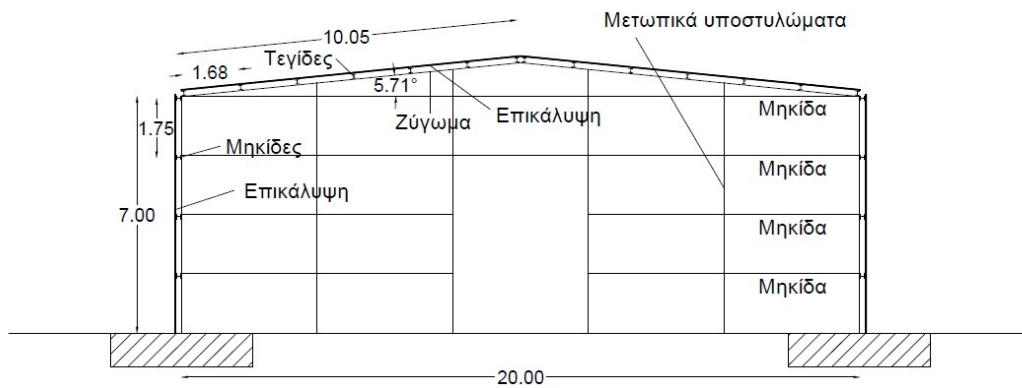
Το μεταλλικό μονώροφο κτίριο, το οποίο θα μελετηθεί στην παρούσα διπλωματική εργασία, πρόκειται να κατασκευασθεί στην Πάτρα, και η χρήση του προβλέπεται να είναι βιομηχανική. Το κτίριο έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 20.00m x 60.00m.



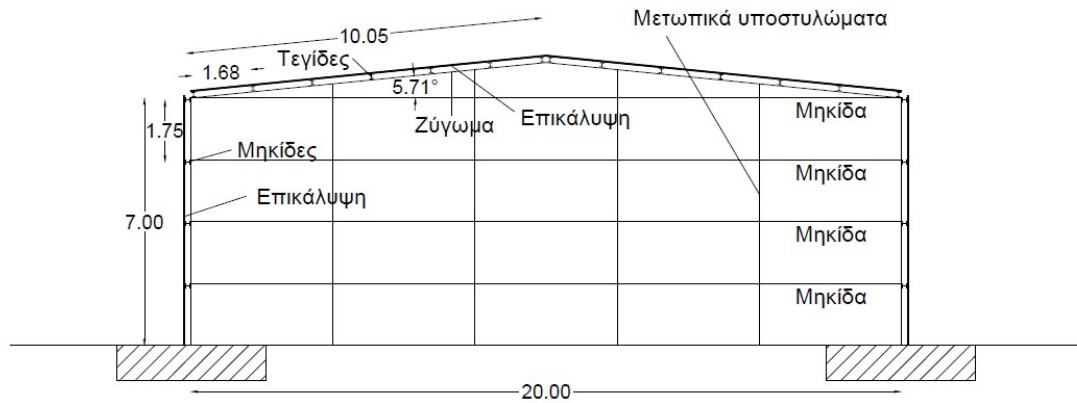
Εικόνα 3.1. Κάτοψη μεταλλικού κτιρίου



Εικόνα 3.2. Πλάγια όψη μεταλλικού κτιρίου



Εικόνα 3.3. Μπροστά όψη μεταλλικού κτιρίου



Εικόνα 3.4. Πίσω όψη μεταλλικού κτιρίου

3.2. ΥΛΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S275 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και θραύσης f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1 (**Πίνακας 3.1**).

| Πίνακας 3.1. Ποιότητες χάλυβα κατά EN 1993-1-1 | | | | |
|---|-------------------------------------|-------------|-------------------------------------|-------------|
| Κατηγορία κατά EN | Ονομαστικό πάχος στοιχείου t (mm) | | | |
| | $t \leq 40\text{mm}$ | | $40\text{ mm} < t \leq 80\text{mm}$ | |
| | f_y (MPa) | f_u (MPa) | f_y (MPa) | f_u (MPa) |
| 10025 | | | | |
| S275 | 275 | 430 | 255 | 410 |

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα λαμβάνεται ίσο με $E = 210\text{ GPa}$, ενώ το ειδικό βάρος του είναι $\gamma = 78.50\text{ kN/m}^3$ και η πυκνότητα $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$. Ο λόγος του συντελεστή Poisson έχει τιμή $\nu = 0.3$ και ο συντελεστής γραμμικής διαστολής είναι $\alpha_t = 12 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$. Οι τιμές αυτές λαμβάνονται για το δομικό χάλυβα ανεξαρτήτως της ποιότητας του.

3.3. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΣΗΣ-ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

3.3.1. ΓΕΝΙΚΑ

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες επενεργούν σε αυτήν.

Στον Ελλαδικό χώρο, ως προς τις δράσεις επί των κατασκευών, εφαρμόζεται ευρέως ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα, μέσω Παραρτημάτων ή μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων, πληροφορίες ως προς τις αναπτυσσόμενες δράσεις (π.χ. χιόνι, άνεμος, κλπ).

Προκειμένου να ελεγχθεί η κατασκευή έναντι των οριακών καταστάσεων, πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του,

διακρίνονται οι οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους πιθανούς συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες υπάρχει πιθανότητα να εκτεθεί η κατασκευή, τόσο κατά τη φάση της ανέγερσης, όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της (50 χρόνια για κτιριακά έργα και άλλες κατασκευές, 100 χρόνια για γέφυρες και μνημειακά κτίρια)

Οι καταστάσεις σχεδιασμού, ταξινομούνται ως ακολούθως:

- Καταστάσεις διαρκείας, που αντιστοιχούν σε συνθήκες κανονικής χρήσης
- Παροδικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε προσωρινές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών
- Τυχηματικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. σε πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχίας
- Καταστάσεις σεισμού, που αντιστοιχούν σε συνθήκες σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή

3.3.2. ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλους είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ενοίκους).

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με την μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε:

- Άμεσες (π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία)
- Έμμεσες (π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού).

Οι δράσεις αυτές, ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες (G), π.χ. ίδια βάρη φέρουσας κατασκευής, λοιπά μόνιμα φορτία
- Μεταβλητές (Q), π.χ. ωφέλιμα φορτία, χιόνι, άνεμος κλπ
- Τυχηματικές (A), π.χ. προσκρούσεις οχημάτων, εκρήξεις, πυρκαγιά
- Σεισμικές (E)

Ορισμένες δράσεις, π.χ. οι σεισμικές δράσεις ή τα φορτία χιονιού μπορεί να θεωρούνται είτε ως τυχηματικές ή και μεταβλητές δράσεις, ανάλογα με την περιοχή της κατασκευής, όπως περιγράφονται αναλυτικά στα άλλα Μέρη του Ευρωκώδικα 1.

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις διακρίνονται σε :

- Καθορισμένες, π.χ. ίδιο βάρος
- Ελεύθερες, π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών

Ως προς τη φύση τους ή την απόκριση της κατασκευής ταξινομούνται σε:

- Στατικές ή Δυναμικές, ανάλογα με το μέγεθος της επιτάχυνσης που προκαλείται στην κατασκευή.

3.3.3. ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

Οι μόνιμες δράσεις υπάρχουν σε όλες τις κατασκευές και πρέπει πάντα να λαμβάνονται υπόψη. Τα μόνιμα φορτία περιλαμβάνουν τα 'νεκρά' φορτία (δηλαδή τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων), αλλά επίσης μπορούν να περιλαμβάνουν και μόνιμα επιβαλλόμενα (συγκεντρωμένα ή κατανεμημένα) φορτία, π.χ. λόγω μηχανών ή μόνιμα αποθηκευμένου υλικού αντίστοιχα.

Τα μόνιμα φορτία είναι φορτία βαρύτητας λόγω:

- Ίδιου βάρους των κατασκευαστικών στοιχείων
- Τυχόν μόνιμων προσαρτημάτων της κατασκευής

Ακόμα τα μόνιμα φορτία διακρίνονται σε κύρια και δευτερεύοντα. Ως κύρια, αναφέρονται τα φορτία που είναι κατά μέγεθος μεγαλύτερα και αποτελούν το μεγαλύτερο ποσοστό των μόνιμων φορτίων. Ως δευτερεύοντα αναφέρονται τα μόνιμα φορτία που είναι μικρότερης τάξης μεγέθους. Σε ορισμένες περιπτώσεις μπορούμε να τα λάβουμε κι αυτά υπόψη μας, στη μελέτη της κατασκευής, εφόσον το πλήθος και το μέγεθος των φερόντων στοιχείων της κατηγορίας αυτής (σύνδεσμοι δυσκαμψίας) είναι - συγκριτικά με τα κύρια φορτία - υπολογίσιμο.

Στην παρούσα εργασία τα ίδια βάρη των φορέων υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, ενώ τα φορτία των επικαλύψεων και τα υπόλοιπα μόνιμα φορτία θα εισαχθούν με τιμή $g=0.25\text{kN/m}^2$.

3.3.4. ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

Τα κινητά φορτία αποτελούν τις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις και είναι σχετικά με τα είδη χρήσης του κτιρίου. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους και για αυτό προσδιορίζονται στατιστικά, η δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς. Τα φορτία

αυτά αν και επιβάλλονται σημειακά και η τιμή του φορτίου είναι δυνατόν να διαφέρει κατά πολύ από σημείο σε σημείο, γίνεται παραδοχή ότι εφαρμόζεται ισοδύναμο καταναμημένο φορτίο σε όλη την έκταση της πλάκας.

Η επιφάνεια, η οποία φορτίζεται στην υπό εξέταση μεταλλική κατασκευή είναι η στέγη. Οι στέγες υποδιαιρούνται σε τρεις κατηγορίες, ανάλογα με την προσβασιμότητά τους, σύμφωνα με τον **Πίνακα 3.2**:

| Κατηγορία | Ειδική Χρήση |
|-----------|--|
| H | Οροφές προσιτές μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές |
| I | Οροφές προσιτές για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως G |
| K | Οροφές προσιτές για ειδικές υπηρεσίες, όπως για προσγείωση ελικοπτέρων |

Η στέγη ανήκει στην παρούσα εργασία ανήκει στην κατηγορία H, της οποίας τα φορτία δίνονται από τον **Πίνακα 3.3**:

| Οροφές | q_k [kN/m ²] | Q_k [kN] |
|-------------------|----------------------------|------------|
| Κατηγορία H | | |
| Κλίση οροφής <20° | 0.75 | 1.50 |
| Κλίση οροφής >40° | 0.00 | 1.50 |

Η κλίση της οροφής είναι 5.71°, άρα το $q_k = 0.75 \text{ kN/m}^2$.

3.3.5. ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ

Τα φορτία χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη συνύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια, ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500 m.

Το Μέρος αυτό, το οποίο πρέπει να χρησιμοποιείται μόνο σε συνδυασμό με τα υπόλοιπα μέρη του Ευρωκωδικα 1, δεν καλύπτει τις ακόλουθες περιπτώσεις, οι οποίες είναι δυνατόν να λάβουν χώρα και μπορεί να αποτελέσουν αιτία μερικής ή ολικής αστοχίας της κατασκευής:

- Φορτία από την πτώση χιονιού λόγω ολίσθησης από υψηλότερη προς χαμηλότερη στέγη.
- Φορτία, τα οποία μπορεί να προκύψουν από το φράξιμο των αποχετευτικών συστημάτων λόγω χιονιού ή πάγου.

- Πρόσθετα φορτία ανεμοπίεσης, που μπορεί να προκύψουν από την αλλαγή του σχήματος ή των διαστάσεων της κατασκευής λόγω της παρουσίας χιονιού ή πάγου.
- Φορτία πάγου.
- Πλευρική φόρτιση λόγω χιονιού.
- Αύξηση των φορτίων λόγω μεγάλης έντασης βροχόπτωσης πάνω στο χιόνι.

Τα φορτία του Μέρους αυτού έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δεν λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή του χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση. Στις περιπτώσεις αυτές θα πρέπει να γίνεται κατάλληλη τροποποίηση των φορτίων.

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται στατικά φορτία κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές οι οποίες δεν μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατιστικών μεθόδων για τον προσδιορισμό χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, οι ακραίες αυτές τιμές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

Η τιμή του φορτίου του χιονιού σε στέγες εξαρτάται από:

- Την μορφή της στέγης
- Την απόσταση των γειτονικών κτιρίων
- Τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες
- Τα θερμικά χαρακτηριστικά της στέγης

Για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικώς το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι.

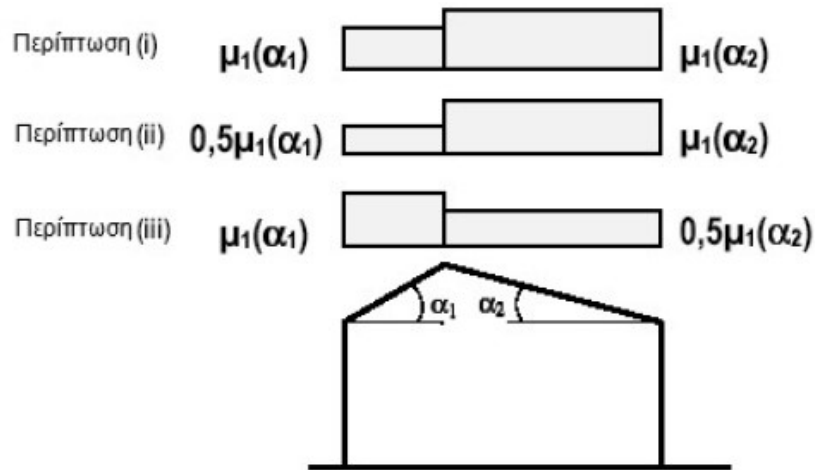
Στην περίπτωση μας το φορτίο του χιονιού στην στέγη θα προσδιοριστεί από την σχέση :

$$S = \mu_i * C_e * C_t * s_k$$

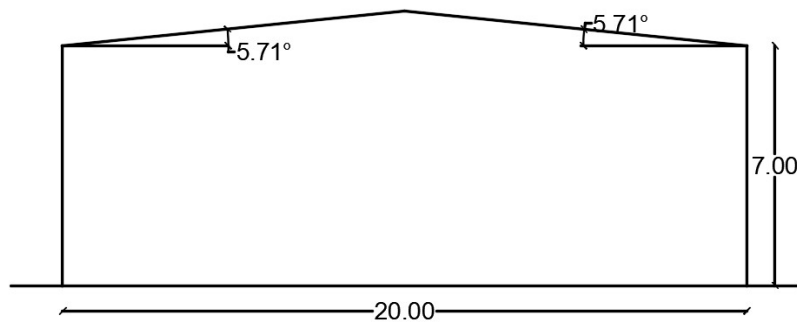
όπου:

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

Στην *Εικόνα 3.5* φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής φορτίου μ_i σε δικλινείς στέγες. Για τον σχεδιασμό, θα λαμβάνεται υπόψη η εκάστοτε πλέον δυσμενής από αυτές.



Εικόνα 3.5. Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες [2]

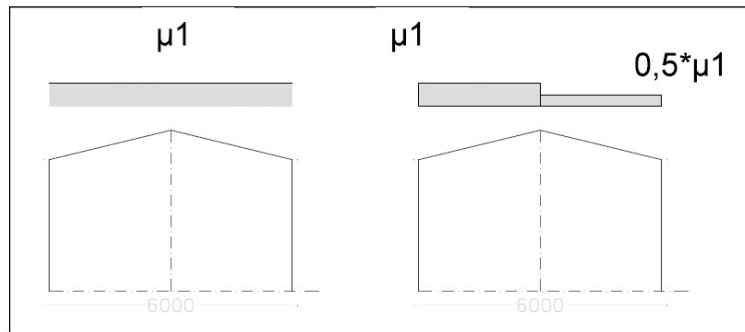


Εικόνα 3.6. Μορφή εξεταζόμενου κτιρίου

Οι συντελεστές μορφής δίνονται στον **Πίνακα 3.4** για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

| Πίνακας 3.4. Συντελεστής μορφής μ_i [2] | | | | |
|---|-------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|------------------------|
| Κλίση στέγης | $0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ | $15^\circ < \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
| Συντελεστής μορφής μ_1 | 0.8 | 0.8 | $0.8 * (60 - \alpha) / 30$ | 0.0 |
| Συντελεστής μορφής μ_2 | 0.8 | $0.8 + 0.6 * (\alpha - 15) / 30$ | $1.1 * (60 - \alpha) / 30$ | 0.0 |

Επειδή $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 5,71^\circ$, από **Πίνακα 3.4** προκύπτει $\mu_1 = 0,8$.



Εικόνα 3.7. Λιάταξη για τον συντελεστή μορφής μ_1 για το εξεταζόμενο κτίριο [2]

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης

Εξαρτάται από τις συνθήκες έκθεσης της κατασκευής και δίνεται από τον παρακάτω **Πίνακα 3.5**:

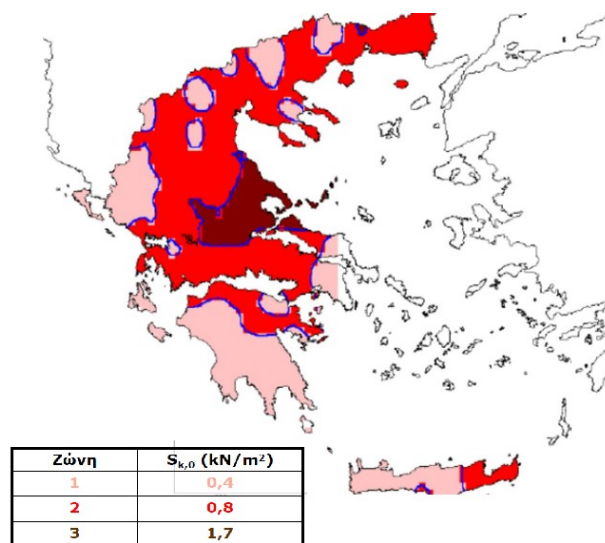
| Πίνακας 3.5. Συντελεστής έκθεσης[2] | |
|--|-------|
| ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΚΘΕΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ | C_e |
| Κανονικές συνθήκες | 1.00 |
| Ισχυροί άνεμοι | 0.80 |
| Προστατευόμενες κατασκευές | 1.20 |

Στο εξεταζόμενο κτίριο ο συντελεστής έκθεσης είναι $C_e=1.00$ (κανονικές συνθήκες)

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, και λαμβάνεται ίσος με 1.00

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (kN/m^2) και υπολογίζεται από τον τύπο:

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



Εικόνα 3.8. Εθνικές Ζώνες και χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στο έδαφος [11]

Από τον χάρτη της **Εικόνας 3.8** προκύπτει για ζώνη II: $s_{k,0}=0.8 kN/m^2$

$$A=700m$$

$$\text{Οπότε } s_k=1.27 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Άρα το φορτίο είναι } S= 0.8 * 1.00 * 1.00 * 1.27 \text{ kN/m}^2 = 1.02 \text{ kN/m}^2$$

3.3.6. ΦΟΡΤΙΑ ANEMOY

Ως φορτίο ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την επιβαλλόμενη επιφάνεια.

Οι δράσεις του ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορούν να προκαλέσουν ταλαντώσεις, η δυναμική επίδραση των οποίων σε δύσκαμπτες κατασκευές είναι μικρή και επομένως τα φορτία ανέμου μπορούν να θεωρούνται ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές ωστόσο, οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές και για τον λόγο αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Ο υπολογισμός των δράσεων ανέμου γίνεται με βάση το Μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1, το οποίο παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των φορτίων ανέμου επί των κτιριακών κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων και προσαρτημάτων τους, για ύψη μέχρι 200 m που είναι η εν λόγω κατασκευή.

Η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1 αφορά σε επιφάνειες οι οποίες είναι επαρκώς δύσκαμπτες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον υπολογισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

- **Γεωγραφική θέση:** Οι ταχύτητες ανέμου είναι στατιστικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές από κάποιες άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες ανέμου v_b αναπαριστώνται με τη μορφή ισοϋψών καμπύλων πάνω σε χάρτες. Η βασική ταχύτητα του ανέμου v_b αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα ανέμου στα 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μία περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς 50 ετών.
- **Φυσική θέση:** Οι ριπές ανέμου με υψηλές τιμές απαντώνται σε εκτιθέμενες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες όπως είναι τα κέντρα των πόλεων. Αυτό αποδίδεται στη τραχύτητα των επιφανειών, που

συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Αυτή η μείωση λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή τραχύτητας c_r , ο αναφέρεται στη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.

- **Τοπογραφία:** Τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) που εκτιμά την αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση $\Phi=H/L_u$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου.
- **Διαστάσεις κτιρίου:** Το ύψος του μελετώμενου κτιρίου επηρεάζει σημαντικά την ταχύτητα του ανέμου, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνουν με το ύψος πάνω από την επιφάνεια του εδάφους.
- **Μέση ταχύτητα ανέμου:** Προσδιορίζεται από τη βασική του ταχύτητα προσαυξημένη ώστε να λάβει υπόψη το ύψος του μελετώμενου κτιρίου, τη τραχύτητα του εδάφους και τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά.
- **Σχήμα κατασκευής:** Τα φορτία είναι αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της κατασκευής, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από αυτή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής. Ωστόσο η κατανομή είναι περίπλοκη εξαιτίας της ύπαρξης γειτονικών κατασκευών ή και φυσικών εμποδίων. Γενικά θεωρούμε πως πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες όψεις και υποπίεσεις στις υπήνεμες.
- **Κλίση στέγης:** Παράμετρος η οποία επηρεάζει το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Αξιοσημείωτο είναι ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση, ενώ στέγες με μεγαλύτερες κλίσεις μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- **Διεύθυνση ανέμου:** Η διεύθυνση του ανέμου επηρεάζει την κατανομή των πιέσεων.

Μέσω διατιθέμενων πινάκων λαμβάνονται υπόψη οι ως άνω παράμετροι, κατά πρώτο λόγο στον υπολογισμό της ταχύτητας σχεδιασμού του ανέμου και κατά δεύτερο λόγο στη μετατροπή της ταχύτητας του ανέμου σε ένα σύστημα δυνάμεων επί της κατασκευής. Οι ισοδύναμες στατικές δυνάμεις θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια στην ανάλυση και προσδιορισμό της αντοχής της κατασκευής ως σύνολο.

Για τον υπολογισμό των φορτίων ανέμου στο υπό εξέταση κτίριο, ισχύουν τα εξής:

- Για κατηγορία εδάφους III, έχουμε $z_0=0.3$ και $z_{min}=5$ (**Πίνακας 3.6**)

| Πίνακας 3.6. Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους [2] | | | |
|---|---|-----------|---------------|
| Κατηγορία εδάφους | | z_0 (m) | z_{min} (m) |
| 0 | Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα | 0.003 | 1 |
| I | Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια | 0.01 | 1 |
| II | Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων | 0.05 | 2 |
| III | Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση) | 0.3 | 5 |
| IV | Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m | 1.0 | 10 |

- Συντελεστής εδάφους $k_T = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07}$, $z_{0,II}=0.05$, άρα $k_T = 0.215$
- Για ελαφριά κλίση εδάφους $\Phi < 0.05$ προκύπτει $c_0 = 1.00$
- Πυκνότητα αέρα $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$
- Συντελεστής αιχμής $g = 3.5$

Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων (w_e) κατακόρυφων τοίχων

- Προσδιορισμός ταχύτητας αναφοράς v_b και πίεσης αναφοράς q_b

Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b ορίζεται από την σχέση :

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

όπου:

c_{dir} είναι ο συντελεστής διαύθυνσης (λαμβάνεται ίσος με 1.00)

c_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής (λαμβάνεται ίσος με 1.00)

v_b είναι η βασική τιμή ταχύτητας αναφοράς του ανέμου $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$ (για νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή)

Επομένως, $v_b = 33 \text{ m/s}$

Η βασική πίεσης q_b δίνεται από την σχέση:

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

Άρα, $q_b = 20.625 \text{ kN/m}^2$

- Συντελεστής τραχύτητας εδάφους $c_r(z)$

Λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου και υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$C_r(z) = k_r * \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

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

Επειδή $z_{\min} = 5\text{m} < z = 8\text{m} < z_{\max} = 200\text{m}$, $C_r(z) = 0.706$

- Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$

Εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία καθώς και τη βασική ταχύτητα του ανέμου v_b . Προσδιορίζεται από την σχέση:

$$V_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$$

Επομένως, $V_m(z) = 23.298 \text{ m/s}$

- Ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$

Δίνεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{kl}{c_0(z) * \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

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

Επειδή $z_{\min} = 5\text{m} < z = 8\text{m} < z_{\max} = 200\text{m}$, $I_v(z) = 0.304$

- Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , περιλαμβάνει μέσης και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας και δίνεται από την σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 1/2 * \rho * V_m^2(z)$$

Επομένως, $q_p(z) = 1.061 \text{ kN/m}^2$

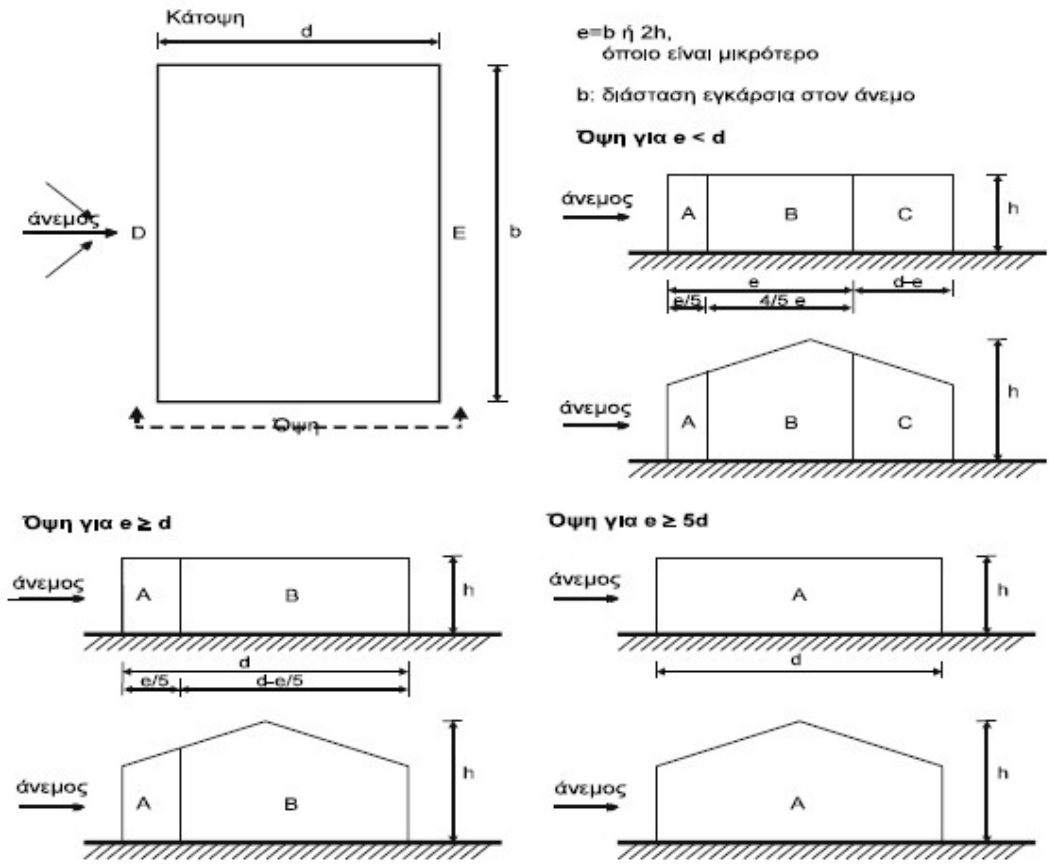
- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους με ορθογωνική κάτοψη

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ για ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται από τα σχήματα της *Εικόνας 3.9* και δίνονται επίσης στον παρακάτω πίνακα ως συνάρτηση του λόγου h/d , όπου:

h είναι το ύψος του κτιρίου

d είναι το μήκος της πλευράς του κτιρίου, η διεύθυνση της οποίας είναι παράλληλη με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου.

Ενδιάμεσες τιμές μπορεί να προκύψουν με γραμμική παρεμβολή.



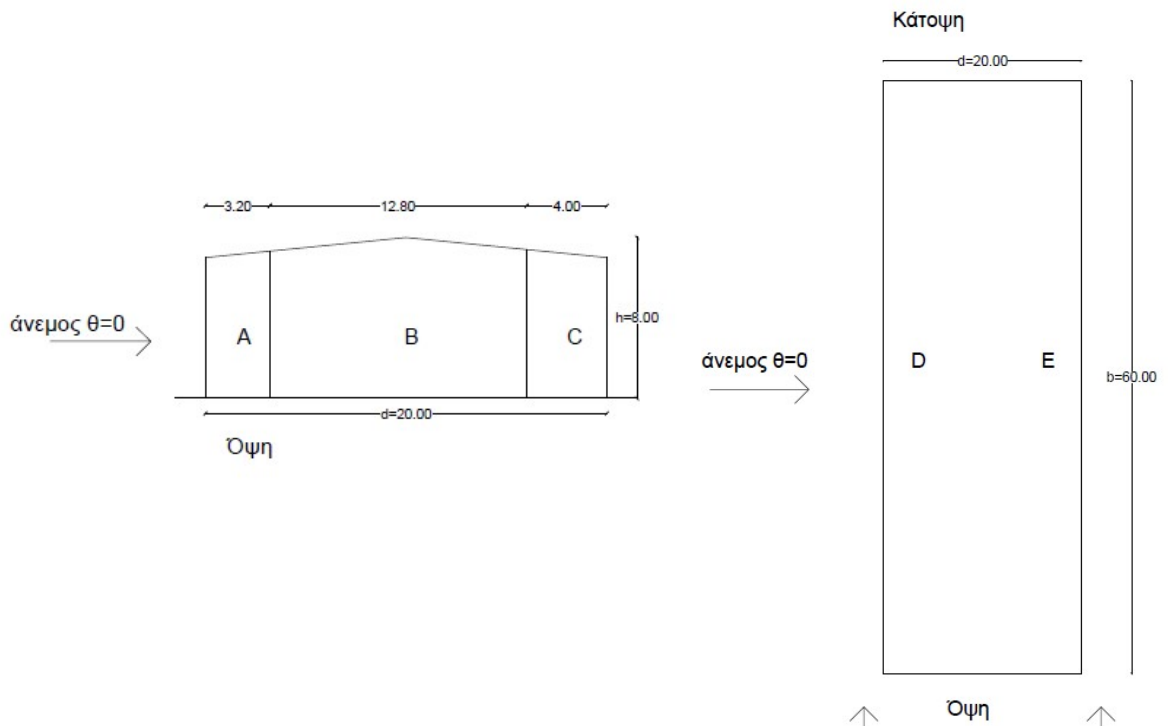
Εικόνα 3.9. Συμβολισμοί κατακόρυφων τοίχων [2]

Πίνακας 3.7. Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

| 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 | | +0,8 | +1,0 | -0,7 | |
| 1 | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,8 | +1,0 | -0,5 | |
| $\leq 0,25$ | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,7 | +1,0 | -0,3 | |

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (και για $\theta=180^\circ$ λόγω συμμετρίας της κατασκευής)

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{60; 2 \cdot 8\} = 16\text{m} < d = 20\text{m}$$



Εικόνα 3.10. Συμβολισμοί κατακόρυφων τοίχων του υπό εξέταση κτιρίου για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (και $\theta=180^\circ$) [2]

$$h/d=8/20=0.4$$

Κάνουμε γραμμική παρεμβολή στον Πίνακα 3.7.

| Πίνακας 3.8. Υπολογισμός συντελεστών εξωτερικής πίεσης | | | |
|---|------|----------|----------|
| Ζώνη | z(m) | $q_p(z)$ | c_{pe} |
| A | 8 | 1,061 | -1,2 |
| B | 8 | 1,061 | -0,8 |
| C | 8 | 1,061 | -0,5 |
| D | 8 | 1,061 | 0,72 |
| E | 8 | 1,061 | -0,34 |

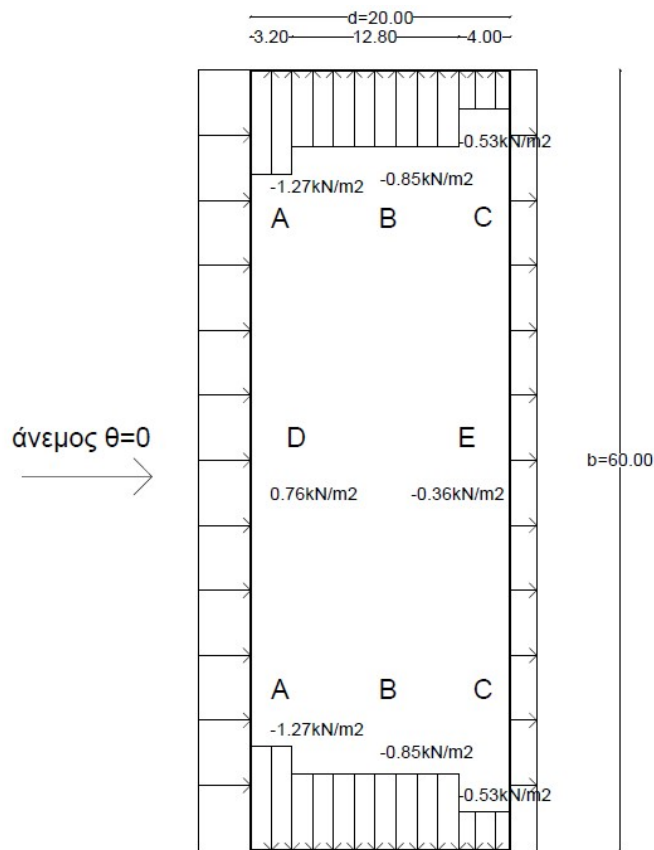
➤ Εξωτερική πίεση w_e

Είναι η πίεση του ανέμου η οποία δρα καθέτως προς τις εξωτερικές επιφάνειες μια κατασκευής και δίνεται από την σχέση:

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

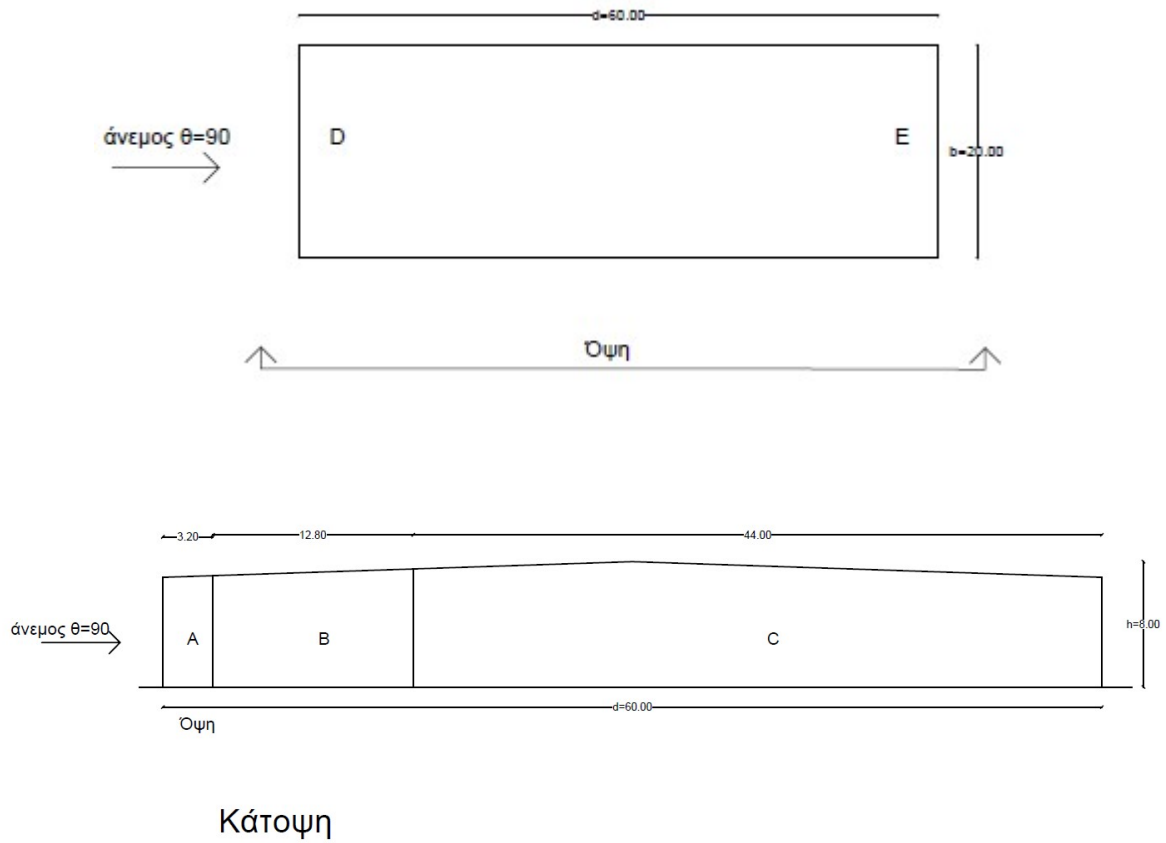
Πίνακας 3.9. Υπολογισμός εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (και $\theta=180^\circ$)

| Ζώνη | z(m) | $q_p(z)$ | c_{pe} | $w_e(kN/m^2)$ |
|------|------|----------|----------|---------------|
| A | 8 | 1,061 | -1,2 | -1,27 |
| B | 8 | 1,061 | -0,8 | -0,85 |
| C | 8 | 1,061 | -0,5 | -0,53 |
| D | 8 | 1,061 | 0,72 | 0,76 |
| E | 8 | 1,061 | -0,34 | -0,36 |



Εικόνα 3.11. Κατανομή φορτίων ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (και $\theta=180^\circ$)

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ (και για $\theta=270^\circ$ λόγω συμμετρίας της κατασκευής)
 $e=\min\{b;2h\}=\min\{20;2*8\} = 16m < d=60m$

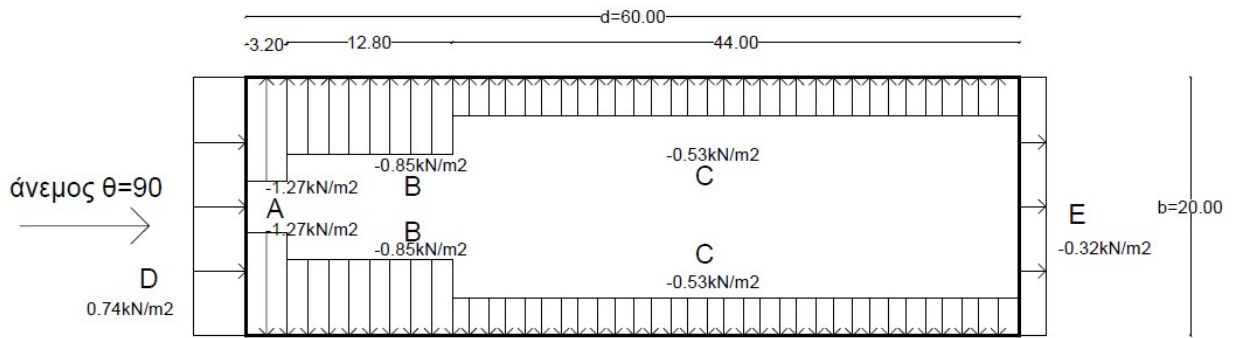


Εικόνα 3.12. Συμβολισμοί κατακόρυφων τοίχων του υπό εξέταση κτιρίου για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ (και $\theta=270^\circ$)

$$h/d=8/60=0.13$$

Πίνακας 3.10. Υπολογισμός εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ (και $\theta=270^\circ$)

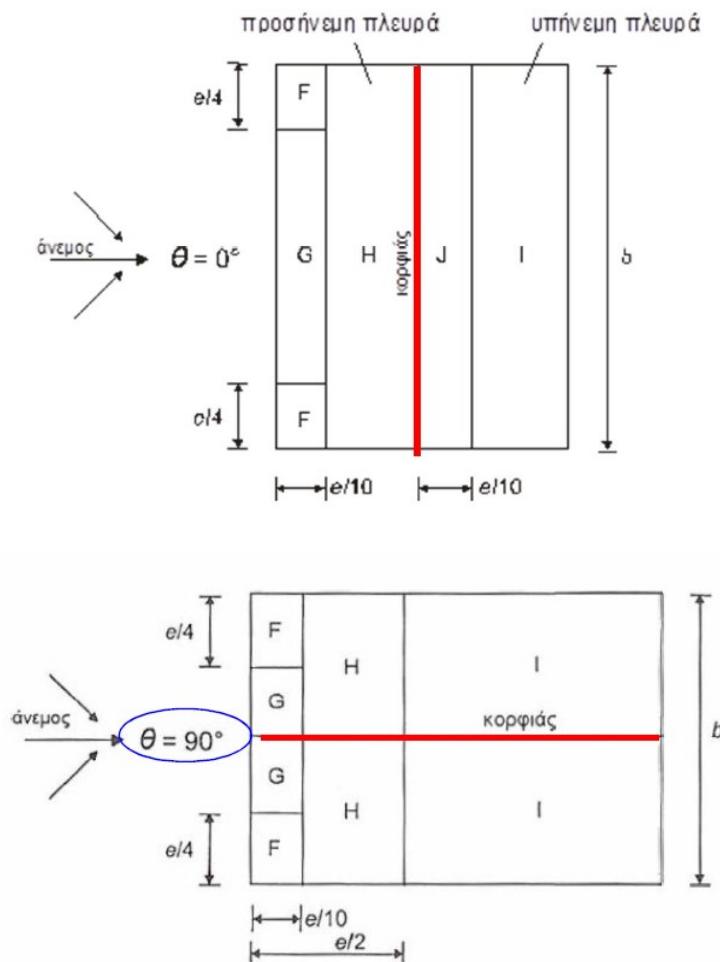
| Ζώνη | z(m) | $q_p(z)$ | c_{pe} | $w_e(kN/m^2)$ |
|------|------|----------|----------|---------------|
| A | 8 | 1,061 | -1,2 | -1,27 |
| B | 8 | 1,061 | -0,8 | -0,85 |
| C | 8 | 1,061 | -0,5 | -0,53 |
| D | 8 | 1,061 | 0,7 | 0,74 |
| E | 8 | 1,061 | -0,3 | -0,32 |



Εικόνα 3.13. Κατανομή φορτίων ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ (και $\theta=270^\circ$)

➤ Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίκλινείς στέγες

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε δίκλινείς στέγες δίνονται στον **Πίνακα 3.11**, σύμφωνα με τον συμβολισμό της **Εικόνας 3.14**.



Εικόνα 3.14. Συμβολισμοί για δίκλινείς στέγες [11]

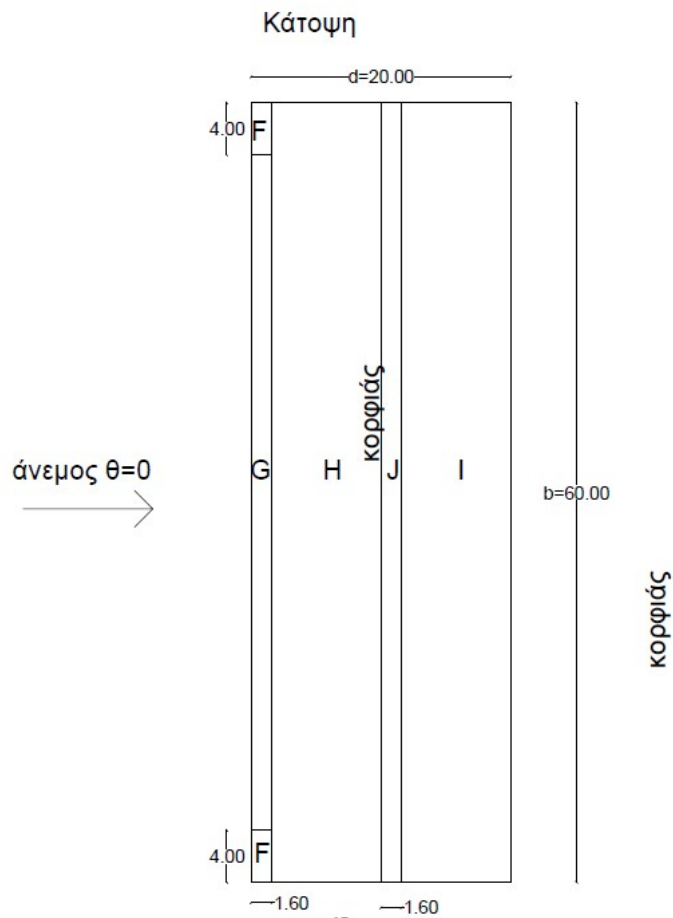
Πίνακας 3.11. Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

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

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

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (και για $\theta=180^\circ$ λόγω συμμετρίας της κατασκευής)

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{60; 2 \cdot 8\} = 16\text{m}$$



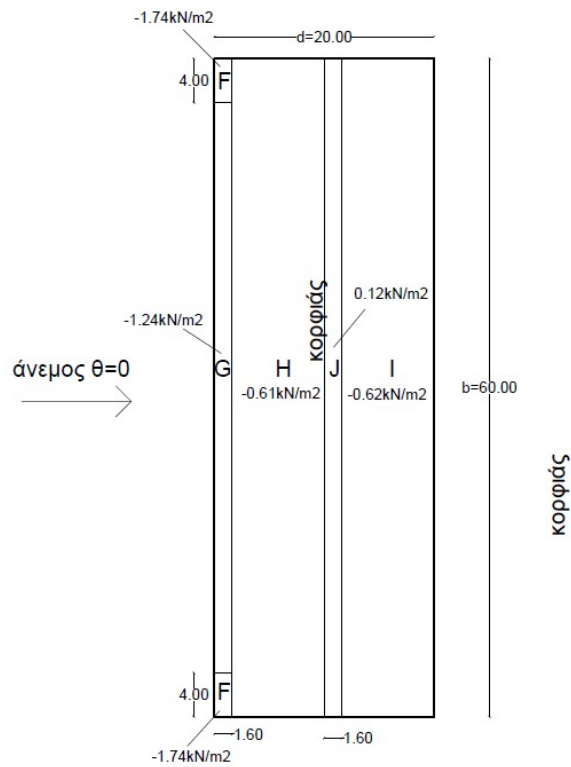
Εικόνα 3.15. Συμβολισμοί στέγης του υπό εξέταση κτιρίου για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (και $\theta=180^\circ$)

Κλίση $\alpha=5.71^\circ$

Κάνουμε γραμμική παρεμβολή στον **Πίνακα 3.11**.

Πίνακας 3.12. Υπολογισμός εξωτερικής πίεσης δικλινής στέγης για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (και $\theta=180^\circ$)

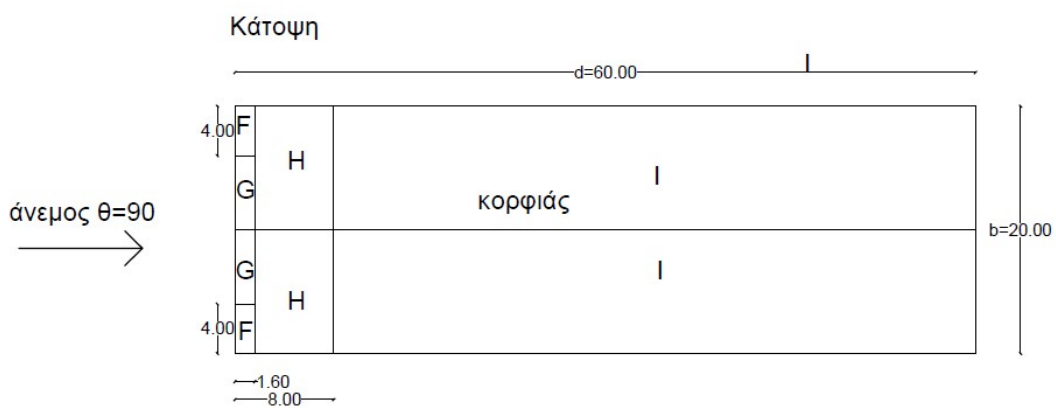
| Ζώνη | z(m) | $q_p(z)$ | c_{pe} | $w_e(\text{kN/m}^2)$ |
|------|------|----------|----------|----------------------|
| F | 8 | 1,061 | -1,64 | -1,74 |
| G | 8 | 1,061 | -1,172 | -1,24 |
| H | 8 | 1,061 | -0,579 | -0,61 |
| I | 8 | 1,061 | -0,586 | -0,62 |
| J | 8 | 1,061 | 0,115 | 0,12 |



Εικόνα 3.16. Κατανομή φορτίων ανέμου στην στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (και $\theta=180^\circ$)

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ (και για $\theta=270^\circ$ λόγω συμμετρίας της κατασκευής)

$$e = \min \{b; 2h\} = \min \{20; 2 \cdot 8\} = 16\text{m}$$



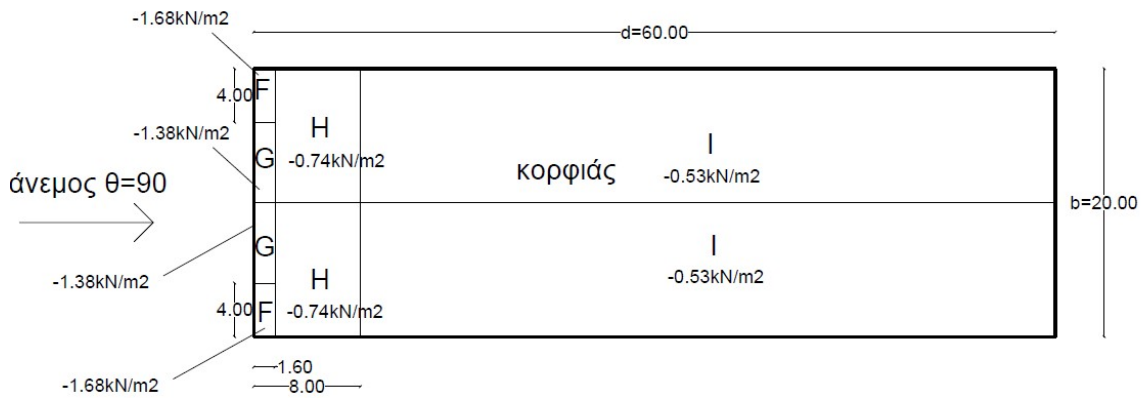
Εικόνα 3.17. Συμβολισμοί στέγης του υπό εξέταση κτιρίου για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ (και $\theta=270^\circ$)

Κλίση $\alpha=5.71^\circ$

Κάνουμε γραμμική παρεμβολή στον Πίνακα 3.11.

Πίνακας 3.13. Υπολογισμός εξωτερικής πίεσης δικλινής στέγης για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ (και $\theta=270^\circ$)

| Ζώνη | z(m) | $q_p(z)$ | c_{pe} | $w_e(kN/m^2)$ |
|------|------|----------|----------|---------------|
| F | 8 | 1,061 | -1,579 | -1,68 |
| G | 8 | 1,061 | -1,300 | -1,38 |
| H | 8 | 1,061 | -0,693 | -0,74 |
| I | 8 | 1,061 | -0,500 | -0,53 |



Εικόνα 3.18. Κατανομή φορτίων ανέμου στην στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ (και $\theta=270^\circ$)

3.3.7. ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Μια κατασκευή υποβάλλεται κατά τη διάρκεια της ζωής της σε θερμοκρασιακές μεταβολές.. Σύμφωνα με το μέρος 1.5 του Ευρωκώδικα 1, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού.

Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, που οφείλεται στην ολική μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (π.χ. χειμώνας-καλοκαίρι) υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της θετικής και της αρνητικής ενεργού θερμοκρασίας.

Η διαφορά θερμοκρασίας λήφθηκε στην περίπτωση μας ίση με $DT= \pm 20^\circ C$.

3.4. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

3.4.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ως σεισμός ορίζεται η βίαιη εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σε συγκεκριμένο μέρος της Γης, από φυσικά αίτια που λαμβάνουν χώρα στο εσωτερικό της. Σύμφωνα με τις ισχύουσες θεωρίες, το φαινόμενο του σεισμού προκαλείται από τη σχετική ολίσθηση των δύο πλευρών ενός σεισμογενούς ρήγματος και τα σεισμικά κύματα που παράγονται από την ολίσθηση αυτή. Τα σεισμικά κύματα διαδίδονται στο εσωτερικό της Γης και φθάνουν στην επιφάνειά της όπου καταγράφονται από τους σειсмоγράφους αλλά και προκαλούν διάφορες βλάβες.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος και επομένως η θεμελίωση μιας κατασκευής, κινείται με εναλλασσόμενο πρόσημο, γύρω από μία αρχική θέση ηρεμίας. Τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις του εδάφους, αντιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους σε κάμψη, διάτμηση, θλίψη κλπ. Συνεπώς, ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου προσήμου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές δυνάμεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Αδρανειακές δυνάμεις, εννοούμε τις δυνάμεις εκείνες, οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση της κατασκευής ενάντια στην εναλλασσόμενη κίνηση του εδάφους που δημιουργείται λόγω του σεισμού.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές αυτές κινήσεις, δηλαδή οι σεισμικές δράσεις, παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ο Ευρωκώδικας 8 περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων, και τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις, καθώς και κανόνες εφαρμογής για κτιριακά κυρίως έργα.

Οι κύριοι στόχοι του κανονισμού είναι οι εξής:

- η προστασία της ανθρώπινης ζωής
- ο περιορισμός των βλαβών των κατασκευών
- η διασφάλιση της λειτουργίας έργων που είναι σημαντικά για την αστική προστασία

3.4.2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, προβλέπεται η εφαρμογή δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

- **Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.**

Περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο Ευρωκώδικας 8.

Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού.

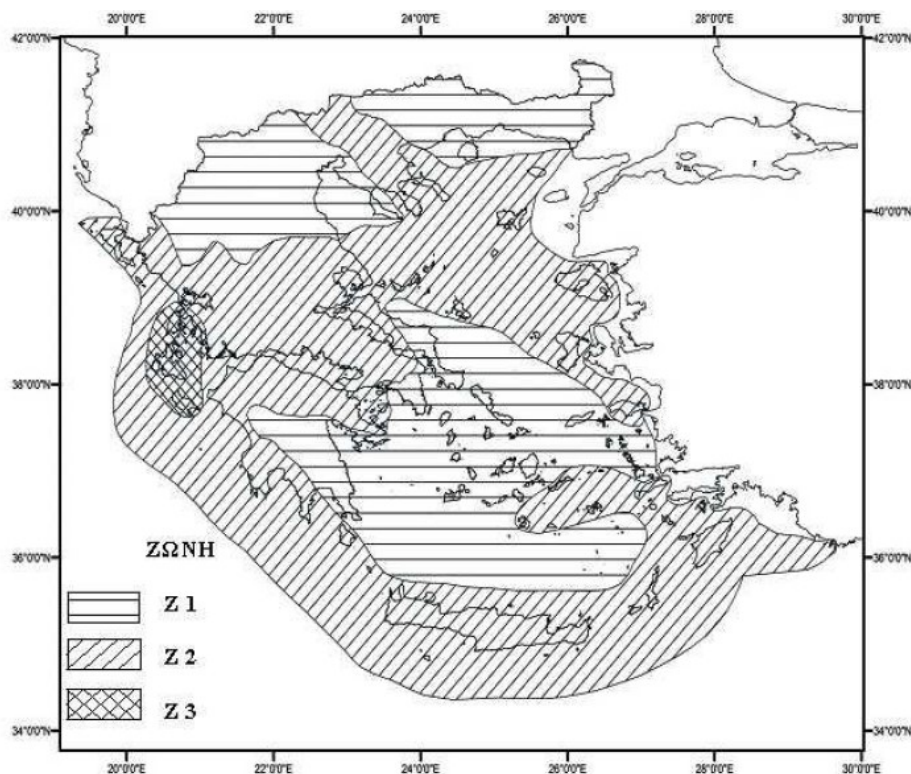
➤ Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης,

Στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνον θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού, χωρίς να απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια "ισοδύναμων" σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία πάνω στην κατασκευή.

3.4.3. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

3.4.3.1. Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A και καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας (Εικόνα 1). Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).



Εικόνα 3.19. Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας και αντίστοιχες ζώνες [10]

Το κτίριο μας βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II.

3.4.3.2. Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση $A=\alpha \times g$. Για την περίπτωση μας η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A=0,24 \times g$.

| Ζώνη | α_{gR}/g |
|------|-----------------|
| Z1 | 0.16 |
| Z2 | 0.24 |
| Z3 | 0.36 |

3.4.3.3. Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες A, B, Γ, Δ, E, S1 και S2. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (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) σύμφωνα με τον **Πίνακα 3.15** του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

| Κατηγορία Εδάφους | Περιγραφή στρωματογραφίας | Παράμετροι | | |
|-------------------|---|------------------|---------------------------|-------------|
| | | $v_{s,30}$ (m/s) | N_{SPT} (κρούσεις/30cm) | C_u (kPa) |
| A | Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού | >800 | - | - |
| B | 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 | 360-800 | >50 | >250 |
| C | Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικιών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων | 180-360 | 15-50 | 70-250 |
| D | Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών) ή | <180 | <15 | <70 |

| | | | | |
|----------------|---|----------------------|---|-------|
| | κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά | | | |
| E | Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s | | | |
| S ₁ | Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10m μαλακών αργίλων με υψηλό δείκτη πλαστιμότητας (PI>40) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό | <100 (ενδεικτικό) | - | 10-20 |
| S ₂ | Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιοδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A-E ή S ₁ | | | |

3.4.3.4. Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I .

Πίνακας 3.16. Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων

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

| Κατηγορία Σπουδαιότητας | I | II | III | IV |
|--------------------------------------|------|------|------|------|
| Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I | 0.80 | 1.00 | 1.20 | 1.40 |

Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_I=1,00$.

3.4.3.5. Συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται ο δείκτης συμπεριφοράς είναι η διαθέσιμη πλαστιμότητα, η υπερτατικότητα και η υστερική απόσβεση.

Στο συγκεκριμένο έργο επιλέγουμε περιορισμένη πλαστική συμπεριφορά του κτιρίου και επομένως η διαστασιολόγηση θα γίνει με συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1,5$.

3.4.4. ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

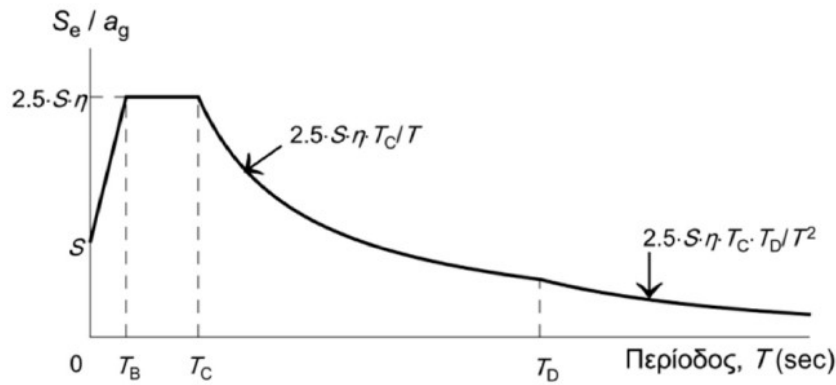
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, σε περιπτώσεις έργων όπου η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους λαμβάνεται μικρότερη ή ίση με $0,25g$ τότε μπορεί να αμελείται η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Επομένως, στο έργο μας μπορούμε να αμελήσουμε τις κατακόρυφες συνιστώσες και να λάβουμε υπόψη μόνο τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις του Ευρωκώδικα 8:

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B & \quad S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C & \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} \\ T_C \leq T \leq T_D & \quad S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta * a_g \\ T_D \leq T \leq 4_s & \quad S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \geq \beta * a_g \end{aligned}$$

Όπου:

| | |
|-----------------|---|
| $S_d(T)$ | Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού |
| T | Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής |
| a_g | Μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ($a_g = \gamma_i * a_{gR}$) |
| q | Συντελεστής συμπεριφοράς |
| S | Συντελεστής εδάφους |
| T_B, T_C, T_D | Χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος |
| β | Συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, $\beta = 0,20$ |



Εικόνα 3.20. Οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 [13]

Για την κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού, για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης έγιναν οι ακόλουθες παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II $a_g = 0.24g$
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II $\gamma_I = 1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q = 1.50$
- Απόσβεση $\zeta = 4\%$ (κοχλιωτή μεταλλική κατασκευή)

Πίνακας 3.17. Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης

| Κατηγορία Εδάφους | S | T _B | T _C | T _D |
|-------------------|------|----------------|----------------|----------------|
| A | 1.0 | 0.15 | 0.4 | 2.0 |
| B | 1.20 | 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 |

Σύμφωνα με τον Πίνακα 3.17, για έδαφος κατηγορίας B, έχουμε:

$S = 1.20$

$T_B = 0.15 \text{ sec}$

$T_C = 0.50 \text{ sec}$

$T_D = 2.00 \text{ sec}$

Τα παραπάνω δεδομένα εισάγονται στο μοντέλο του κτιρίου στο SAP2000, το οποίο περιλαμβάνει τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 για τα φάσματα σχεδιασμού.

3.5. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Ανάλογα με το είδος, την μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής.

Προκειμένου να ελεγχθει η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

3.5.1. ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

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

- Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

- Για καταστάσεις σεισμού:

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

Πρέπει να γίνει σαφές, ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρικό ή γεωμετρικό άθροισμα, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους παραπάνω συνδυασμούς είναι τα εξής:

| | |
|--------------------------------|---|
| + | Σημαίνει «επαλληλία με» |
| G_{kj} | Είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων |
| P_k | Είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης |
| Q_{ki} | Είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i |
| A_d | Είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης |
| A_{Ed} | Είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης |
| γ_{Gj} , γ_{GAj} | Είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μόνιμη δράση j |
| γ_P , γ_{PA} | Είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την |

| | |
|-----------------------------------|--|
| γ_{Qi} | προένταση |
| γ_i | Είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μεταβλητή δράση i |
| $\Psi_{0i}, \Psi_{1i}, \Psi_{2i}$ | Είναι οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων |

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 κλπ.) Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή ενός μέλους του είναι:

Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

- Για μόνιμες δράσεις:
 - $\gamma_{G,sup} = 1,35$ (δυσμενής επιρροή)
 - $\gamma_{G,inf} = 1,00$ (ευμενής επιρροή)
- Για μεταβλητές δράσεις:
 - $\gamma_{Q,sup} = 1,50$ (δυσμενής επιρροή)
 - $\gamma_{Q,inf} = 0,00$ (ευμενής επιρροή)

Καταστάσεις τυχηματικές,

γενικώς $\gamma_A = 1,00$

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων προσανξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων. Οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ_i , χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Στον **Πίνακα 3.18** δίνονται οι τιμές των συντελεστών ψ_i , σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1.

Πίνακας 3.18. Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EN 1991

| Δράσεις | Ψ ₀ | Ψ ₁ | Ψ ₂ |
|---|----------------|----------------|----------------|
| Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1) | | | |
| Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Κατηγορία B: χώροι γραφείων | | | |
| Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρους οχημάτων ≤ 30kN | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30kN < βάρους οχημάτων ≤ 160kN | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Κατηγορία H: στέγες | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| | 0 | 0 | 0 |
| Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3) | | | |
| Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία | 0,70 | 0,50 | 0,20 |
| Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H > 1000 m | 0,70 | 0,50 | 0,20 |
| Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H ≤ 1000 m | 0,50 | 0,20 | 0 |
| Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4) | 0,6 | 0,2 | 0 |

3.5.2. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

- Χαρακτηριστικός σπάνιος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0i} Q_{ki}$$

- Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

- Ημιμόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

Όπου τα ψ είναι συντελεστές συνδυασμού δράσεων σύμφωνα με τον Πίνακα 3.18, ενώ οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας είναι ίσοι με γ=1,0.

3.5.3. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΠΑΡΟΥΣΑ ΕΡΓΑΣΙΑ

➤ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

| | |
|--------------------------------|-------|
| ΜΟΝΙΜΑ | G |
| ΚΙΝΗΤΑ | Q |
| ΑΝΕΜΟΣ ΚΑΤΑ ΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 0° | W_x |
| ΑΝΕΜΟΣ ΚΑΤΑ ΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 90° | W_y |
| ΧΙΟΝΙ | S |
| ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗ + | DT+ |
| ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗ - | DT- |
| ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 0° | E_x |
| ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 90° | E_y |

➤ Συνδυασμοί φορτίσεων σε ULS (ΟΚΑ) :

| | |
|------------|---------------------------------------|
| ΑΣΤΟΧΙΑ 1 | 1.35G+1.50Q |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 2 | 1.35G+1.50Q+0.90S |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 3 | 1.35G+1.50Q+0.90 W_x |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 4 | 1.35G+1.50Q+0.90 W_y |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 5 | 1.35G+1.50Q+0.90DT+ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 6 | 1.35G+1.50Q+0.90DT- |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 7 | 1.35G+1.50Q+0.90S+0.90 W_x |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 8 | 1.35G+1.50Q+0.90S+0.90 W_y |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 9 | 1.35G+1.50Q+0.90S+0.90 DT- |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 10 | 1.35G+1.50Q+0.90S+0.90 DT+ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 11 | 1.35G+1.50Q+0.90 W_x +0.90 DT- |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 12 | 1.35G+1.50Q+0.90 W_x +0.90 DT+ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 13 | 1.35G+1.50Q+0.90 W_y +0.90 DT- |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 14 | 1.35G+1.50Q+0.90 W_y +0.90 DT+ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 15 | 1.35G+1.50Q+0.90S+0.90 W_x +0.90DT- |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 16 | 1.35G+1.50Q+0.90S+0.90 W_y +0.90DT- |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 17 | 1.35G+1.50 W_x |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 18 | 1.35G+1.50 W_x +0.90S |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 19 | 1.35G+1.50 W_x +0.90Q |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 20 | 1.35G+1.50 W_x +0.90DT- |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 21 | 1.35G+1.50 W_x +0.90DT+ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 22 | 1.35G+1.50 W_x +0.90S+0.90Q |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 23 | 1.35G+1.50 W_x +0.90S+0.90DT- |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 24 | 1.35G+1.50 W_x +0.90Q+0.90DT+ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 25 | 1.35G+1.50 W_x +0.90Q+0.90DT- |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 26 | 1.35G+1.50 W_x +0.90DT+ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 27 | 1.35G+1.50 W_x +0.90S+0.90Q+0.90DT- |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 28 | 1.35G+1.50 W_y |

| | |
|------------|--------------------------------------|
| ΑΣΤΟΧΙΑ 29 | $1.35G+1.50W_y+0.90S$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 30 | $1.35G+1.50W_y+0.90Q$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 31 | $1.35G+1.50W_y+0.90DT-$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 32 | $1.35G+1.50W_y+0.90DT+$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 33 | $1.35G+1.50W_y+0.90S+0.90Q$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 34 | $1.35G+1.50W_y+0.90S+0.90DT-$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 35 | $1.35G+1.50W_y+0.90Q+0.90DT+$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 36 | $1.35G+1.50W_y+0.90Q+0.90DT-$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 37 | $1.35G+1.50W_y+0.90S+0.90Q+0.90DT-$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 38 | $1.35G+1.50DT+$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 39 | $1.35G+1.50DT+ +0.90Q$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 40 | $1.35G+1.50DT+ +0.90W_x$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 41 | $1.35G+1.50DT+ +0.90W_y$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 42 | $1.35G+1.50DT+ +0.90Q+0.90W_x$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 43 | $1.35G+1.50DT+ +0.90Q+0.90W_y$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 44 | $1.35G+1.50DT-$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 45 | $1.35G+1.50DT- +0.90Q$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 46 | $1.35G+1.50DT- +0.90S$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 47 | $1.35G+1.50DT- +0.90W_x$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 48 | $1.35G+1.50DT- +0.90W_y$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 49 | $1.35G+1.50DT- +0.90Q+0.90S$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 50 | $1.35G+1.50DT- +0.90Q+0.90W_x$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 51 | $1.35G+1.50DT- +0.90Q+0.90W_y$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 52 | $1.35G+1.50DT- +0.90S+0.90W_x$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 53 | $1.35G+1.50DT- +0.90S +0.90W_y$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 54 | $1.35G+1.50DT- +0.90Q+0.90S+0.90W_x$ |
| ΑΣΤΟΧΙΑ 55 | $1.35G+1.50DT- +0.90Q+0.90S+0.90W_y$ |

➤ Συνδυασμοί φορτίσεων σε ULS (ΟΚΑ) για σεισμό :

| | |
|-----|-------------------------------------|
| Σ1 | $1.00G+0.30Q+0.30S+1.00E_x+0.30E_y$ |
| Σ 2 | $1.00G+0.30Q+0.30S+1.00E_x-0.30E_y$ |
| Σ 3 | $1.00G+0.30Q+0.30S-1.00E_x+0.30E_y$ |
| Σ 4 | $1.00G+0.30Q+0.30S-1.00E_x-0.30E_y$ |
| Σ 5 | $1.00G+0.30Q+0.30S+0.30E_x+1.00E_y$ |
| Σ 6 | $1.00G+0.30Q+0.30S+0.30E_x-1.00E_y$ |
| Σ 7 | $1.00G+0.30Q+0.30S-0.30E_x+1.00E_y$ |
| Σ 8 | $1.00G+0.30Q+0.30S-0.30E_x-1.00E_y$ |

➤ Συνδυασμοί φορτίσεων σε SLS (ΟΚΑ) :

| | |
|-------------------|-----------------------|
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 1 | $1.00G+1.00Q$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 2 | $1.00G+1.00Q+0.60S$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 3 | $1.00G+1.00Q+0.60W_x$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 4 | $1.00G+1.00Q+0.60W_y$ |

| | |
|--------------------|-------------------------------------|
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 5 | $1.00G+1.00Q+0.60DT+$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 6 | $1.00G+1.00Q+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 7 | $1.00G+1.00Q+0.60S+0.60W_x$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 8 | $1.00G+1.00Q+0.60S+0.60W_y$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 9 | $1.00G+1.00Q+0.60S+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 10 | $1.00G+1.00Q+0.60W_x+0.60DT+$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 11 | $1.00G+1.00Q+0.60W_x+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 12 | $1.00G+1.00Q+0.60W_y+0.60DT+$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 13 | $1.00G+1.00Q+0.60W_y+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 14 | $1.00G+1.00Q+0.60S+0.60W_x+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 15 | $1.00G+1.00Q+0.60S+0.60W_x+0.60DT+$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 16 | $1.00G+1.00W_x$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 17 | $1.00G+1.00W_x+0.60Q$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 18 | $1.00G+1.00W_x+0.60S$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 19 | $1.00G+1.00W_x+0.60DT+$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 20 | $1.00G+1.00W_x+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 21 | $1.00G+1.00W_x+0.60Q+0.60S$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 22 | $1.00G+1.00W_x+0.60Q+0.60DT+$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 23 | $1.00G+1.00W_x+0.60Q+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 24 | $1.00G+1.00W_x+0.60S+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 25 | $1.00G+1.00W_x+0.60Q+0.60S+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 26 | $1.00G+1.00W_y$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 27 | $1.00G+1.00W_y+0.60Q$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 28 | $1.00G+1.00W_y+0.60S$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 29 | $1.00G+1.00W_y+0.60DT+$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 30 | $1.00G+1.00W_y+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 31 | $1.00G+1.00W_y+0.60Q+0.60S$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 32 | $1.00G+1.00W_y+0.60Q+0.60DT+$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 33 | $1.00G+1.00W_y+0.60Q+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 34 | $1.00G+1.00W_y+0.60S+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 35 | $1.00G+1.00W_y+0.60Q+0.60S+0.60DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 36 | $1.00G+1.00DT+$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 37 | $1.00G+1.00DT++0.60Q$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 38 | $1.00G+1.00DT+ +0.60W_x$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 39 | $1.00G+1.00DT+ +0.60W_y$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 40 | $1.00G+1.00DT+ +0.60Q +0.60W_x$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 41 | $1.00G+1.00DT+ + 0.60Q+0.60W_y$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 42 | $1.00G+1.00DT-$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 43 | $1.00G+1.00DT-+0.60Q$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 44 | $1.00G+1.00DT- +0.60W_x$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 45 | $1.00G+1.00DT- +0.60W_y$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 46 | $1.00G+1.00DT- +0.60Q +0.60W_x$ |
| ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 47 | $1.00G+1.00DT- + 0.60Q+0.60W_y$ |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ SAP2000

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ SAP2000

4.1. ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ SAP2000

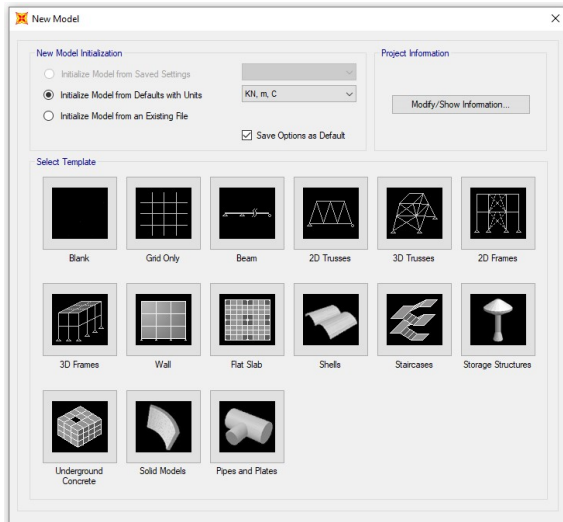
Η μοντελοποίηση του φορέα της μεταλλικής κατασκευής, καθώς και η ανάλυση και η διαστασιολόγησή του, έγινε με την χρήση του προγράμματος SAP2000.

Το πρόγραμμα SAP2000 της εταιρείας CSI (Computers and Structures Inc.) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση κατασκευών οποιουδήποτε τύπου (κτίρια, γέφυρες, φράγματα κ.λπ). Παρακάτω γίνεται αναφορά σε κάποια βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο εργαλείο ανάλυσης:

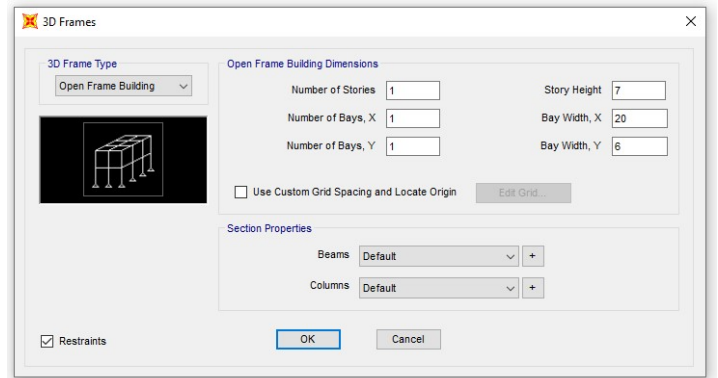
- Δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates).
- Είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών.
- Παρέχει δυνατότητες στατικής και δυναμικής ανάλυσης, τόσο γραμμικής όσο και μη γραμμικής ανάλυσης, συνδυασμού διαφορετικών ειδών ραβδωτών, πλαισιακών και πεπερασμένων στοιχείων καθώς και ειδικών μη-γραμμικών συνδέσμων και ελατηρίων για εξειδικευμένες αναλύσεις. Στα πλαίσια της δυναμικής ανάλυσης, συμπεριλαμβάνονται δυνατότητες φασματικής ανάλυσης και δυναμικής ανάλυσης με επαλληλία των ιδιομορφών ή απευθείας ολοκλήρωση με διάφορες μεθόδους αριθμητικής ολοκλήρωσης.
- Δίνει την δυνατότητα να εισαχθούν πολλοί διαφορετικοί τύποι στοιχείων, όπως πλαισιακά στοιχεία (frame elements) για μοντελοποίηση ράβδων δικτυωμάτων και δοκών, επιφανειακά στοιχεία όπως κελύφη (shell) και επίπεδα (plane) στοιχεία, μη γραμμικά στοιχεία σύζευξης (non-linear links) και τρισδιάστατα στοιχεία (solid elements).
- Διαθέτει διαφορετικά είδη δράσεων, όπως φορτία βαρύτητας, θερμοκρασιακών μεταβολών, κατανεμημένα φορτία, επικόμβιες φορτίσεις κ.λ.π.

4.2. ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΜΟΝΤΕΛΟΥ

Το πρώτο βήμα για την προσομοίωση του φορέα της μεταλλικής κατασκευής είναι η δημιουργία μοντέλου με την εντολή File → New Model. Στην συνέχεια ορίζονται οι μονάδες μέτρησις SI (kN, m C) και επιλέγεται το πρότυπο πάνω στο οποίο θα σχεδιαστεί ο φορέας. Αφού, επιλέχθηκε το 3D Frames, γίνεται εισαγωγή της γεωμετρίας του πρώτου φατνώματος.

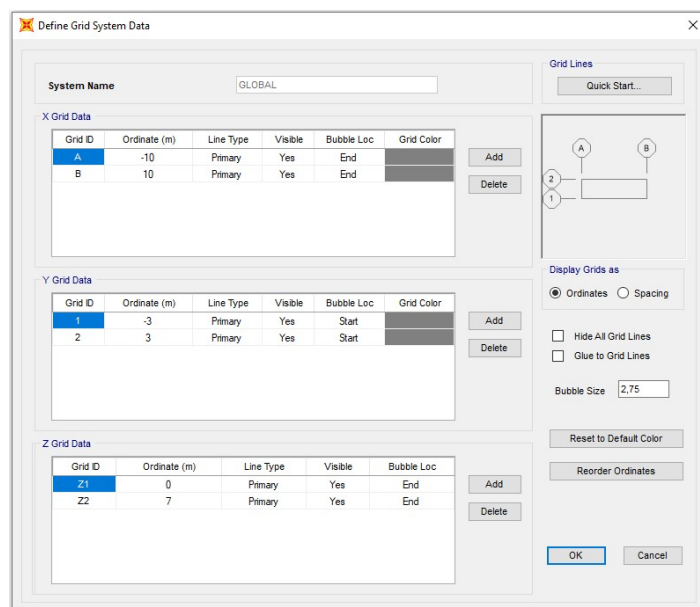


Εικόνα 4.1 Επιλογή προτύπου και μονάδων μέτρησης



Εικόνα 4.2 Δημιουργία φατνώματος

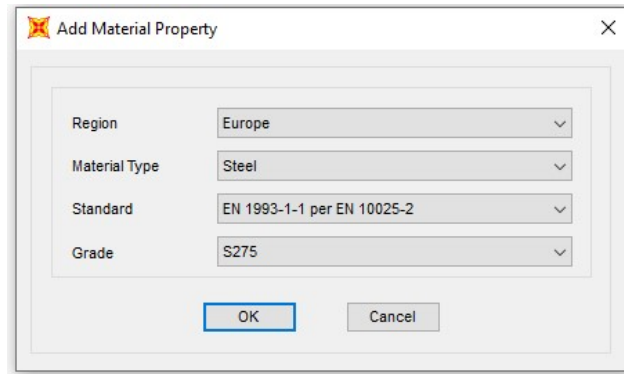
Με την εντολή Define → Coordinate Systems/Grid μπορεί να τροποποιηθεί ο κάναβος.



Εικόνα 4.3. Τροποποίηση κάναβου

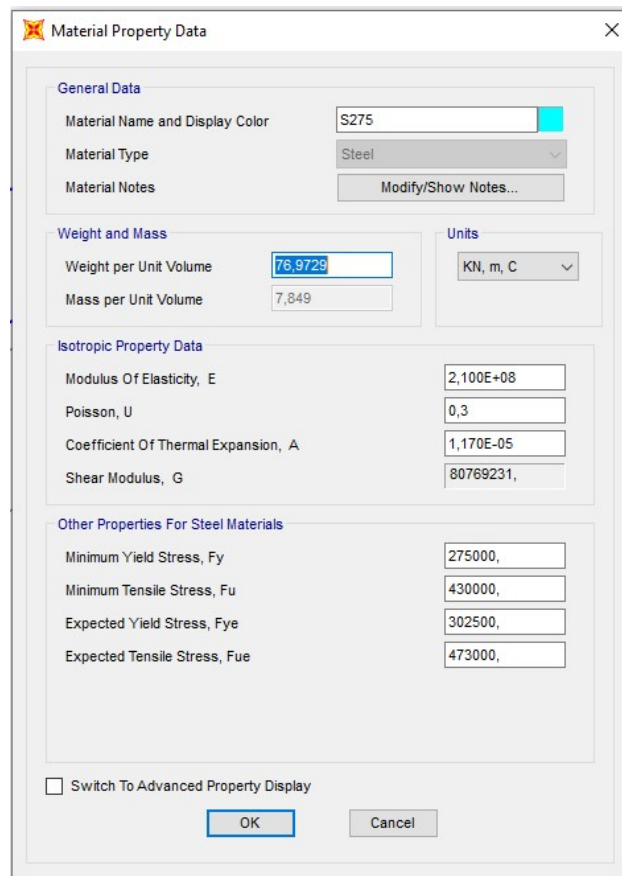
4.3. ΟΡΙΣΜΟΣ ΥΛΙΚΩΝ

Για να εισαχθούν το υλικό της κατασκευής (χάλυβας S275) χρησιμοποιείται η εντολή Define → Materials → Add New Material. Ορίζεται η περιοχή, ο τύπος του υλικού, ο κανονισμός και η ποιότητα.



Εικόνα 4.4 Δημιουργία υλικού κατασκευής

Στην συνέχεια με την επιλογή Modify/Show Material, δίνεται η επιλογή τροποποίησης των χαρακτηριστικών του υλικού, όπως είναι το ειδικό βάρος, η πυκνότητα, το μέτρο ελαστικότητας, ο λόγος του Poisson και άλλα.



Εικόνα 4.5. Ιδιότητες υλικού κατασκευής

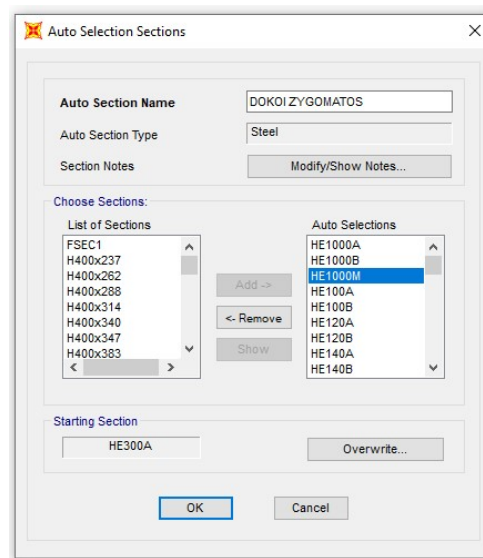
4.4. ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΜΕΛΩΝ

Με την εντολή Define→Section Properties→Frame Sections→Import New Property →Euro.pro, εισάγεται από την βιβλιοθήκη του προγράμματος τις διατομές των μελών από χάλυβα οι οποίες θα χρησιμοποιηθούν για τον σχεδιασμό του φορέα.

Έπειτα με την εντολή Define→Section Properties→Frame Sections→Add New Property→Auto Select List δημιουργούνται τα σύνολα των διατομών για κάθε στοιχείο της κατασκευής.

Συγκεκριμένα οι διατομές που ορίστηκαν στο πρόγραμμα είναι οι παρακάτω:

| <i>ΟΝΟΜΑ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ</i> | <i>ΤΥΠΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ</i> | <i>ΑΡΧΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ</i> |
|-----------------------------------|--------------------------------|-----------------------|
| DOKOI ZYGMATOS | Πλατύπελμες διπλού ταυ (H) | HE300A |
| YPOSTYLOMATA | Πλατύπελμες διπλού ταυ (H) | HE300B |
| TEGIDES | Υψίκορμες διπλού ταυ (I) | IPE 160 |
| MHKIDES | Πλατύπελμες διπλού ταυ (H) | HE120A |
| KORFIAS | Κοίλες κυκλικές διατομές (CHS) | TUBO D101.6x3.6 |
| KEFALODOKOS | Υψίκορμες διπλού ταυ (I) | IPE 160 |
| METOPIKOI STYLOI | Υψίκορμες διπλού ταυ (I) | IPE 100 |
| KATAKORYFOI SYNDESMOI DYSKAMPSIAS | Γωνιακές διατομές (L) | L 45x5 |
| ORIZONTIOI SYNDESMOI DYSKAMPSIAS | Γωνιακές διατομές (L) | L 45x5 |

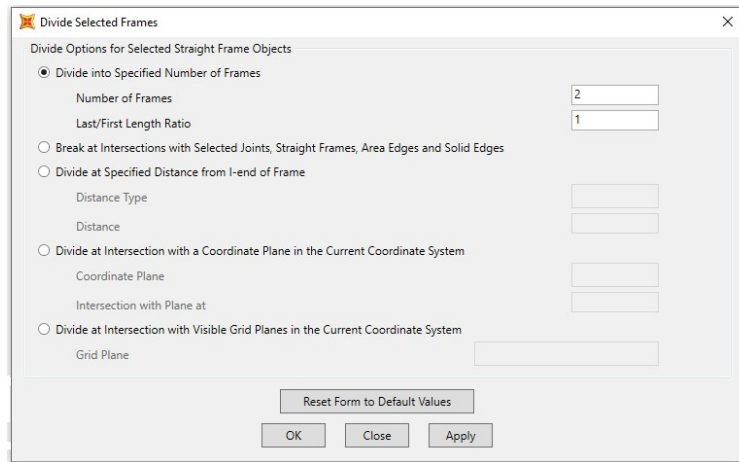


Εικόνα 4.6. Δημιουργία συνόλου διατομών για τις δοκούς των ζυγμάτων

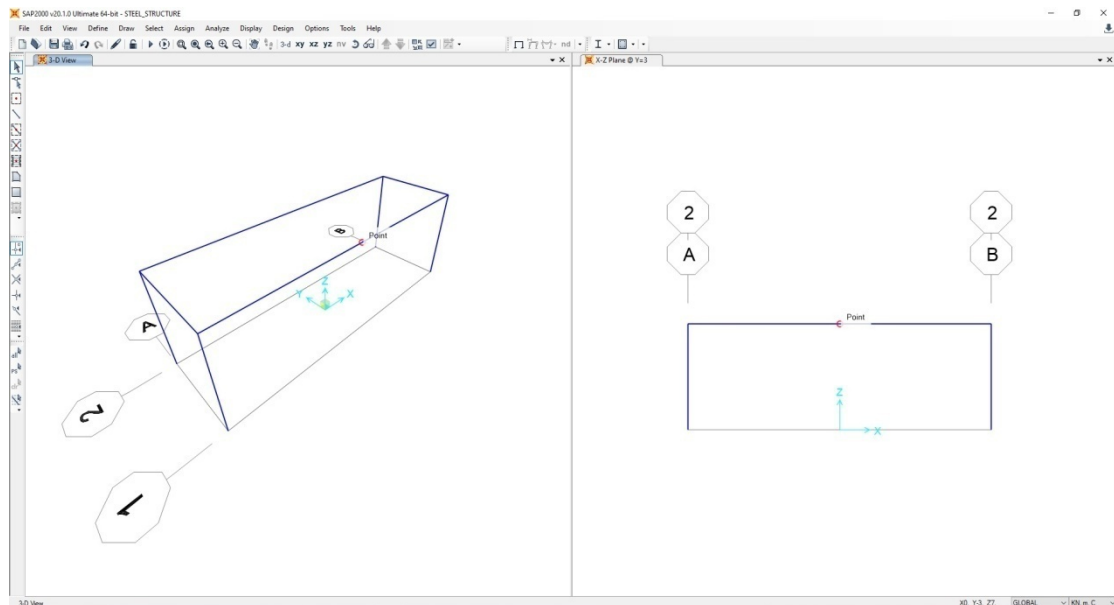
4.5. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ

Έχει ήδη δημιουργηθεί το πρώτο τρισδιάστατο φάτνωμα, και το επόμενο βήμα είναι η δημιουργία της δίρρηχτης στέγης (κλίση ζυγώματος). Αφού επιλεγθούν τα ζυγώματα

χρησιμοποιείται η εντολή Edit→Edit Lines→Divide Frames και «κόβεται» το ζυγώμα σε δυο ίσα μέρη.

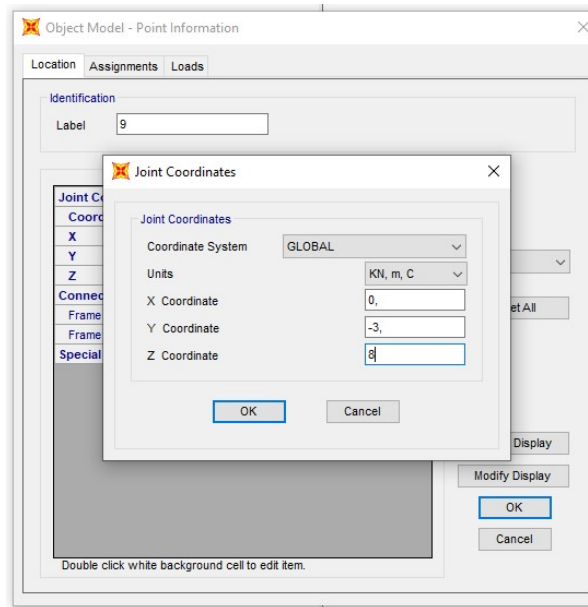


Εικόνα 4.7. Εισαγωγή κλίσης ζυγώματος

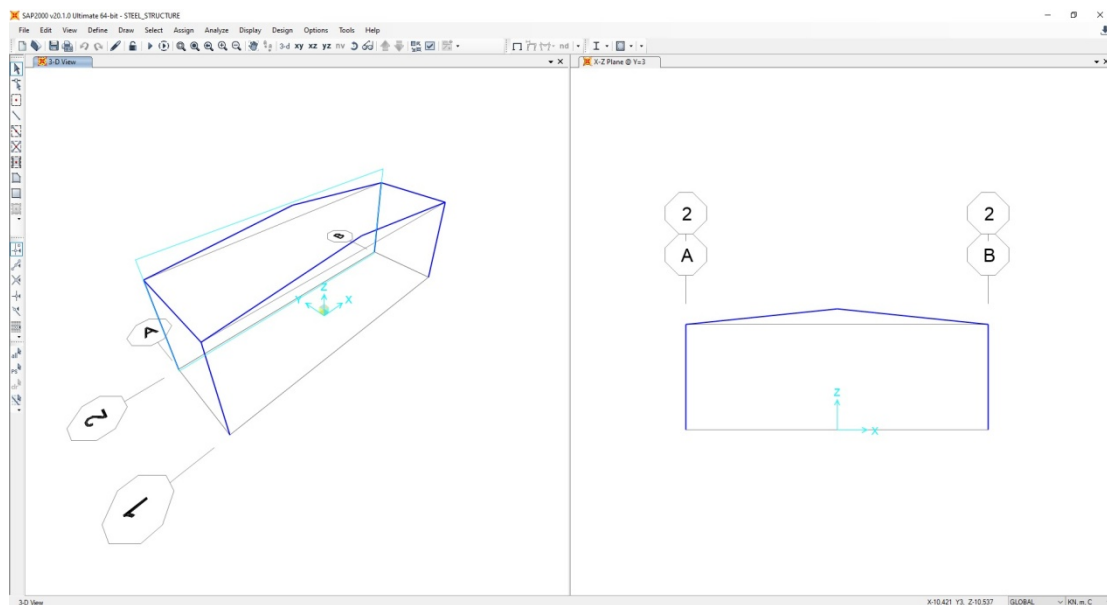


Εικόνα 4.8. Δημιουργία σημείου στην μέση του ζυγώματος

Επιλέχθηκε το σημείο στην μέση του ζυγώματος, και με δεξί κλικ εμφανίζεται ένα παράθυρο διαλόγου στο οποίο τροποποιείται θέση του κατά τον άξονα y.

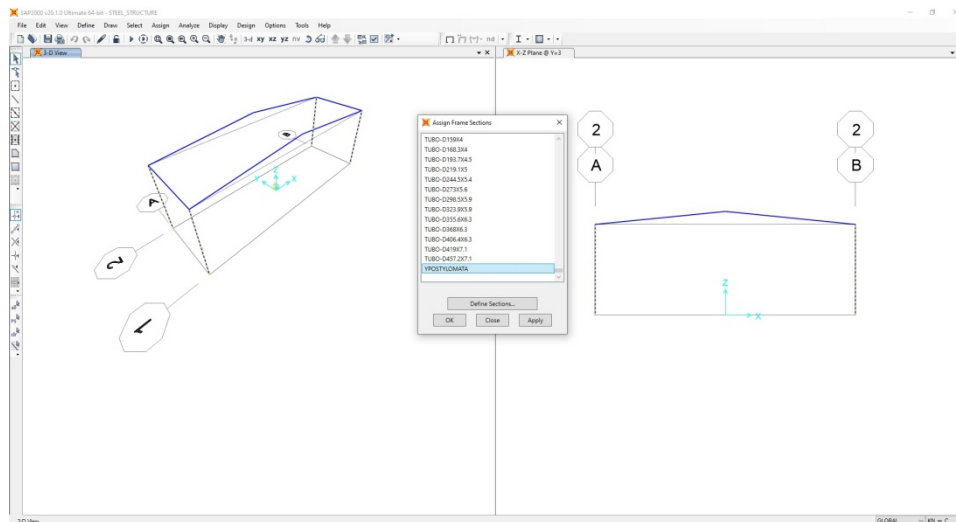


Εικόνα 4.9. Μετατόπιση σημείου κατά τον άξονα y



Εικόνα 4.10. Δημιουργία κλίσης ζυγώματος

Στην συνέχεια, επιλέγονται τα τέσσερα υποστυλώματα και με την εντολή Assign→Frame→Frame Section επιλέγεται η διατομή που δημιουργήθηκε για τα υποστυλώματα.



Εικόνα 4.11. Επιλογή διατομής υποστυλομάτων

Με την ίδια διαδικασία δημιουργούνται και οι δοκοί των ζυγωμάτων και οι κεφαλοδοκοί.

Για την εισαγωγή των τεγίδων, των μηκίδων, του κορφιά και των συνδέσμων δυσκαμψίας χρησιμοποιούνται οι εντολές:

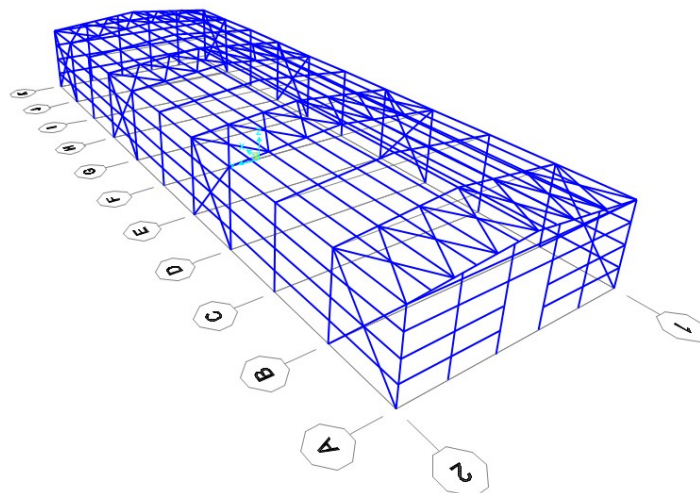
Edit→Edit Lines→Divide Frames (Κόβει το επιλεγμένο μέλος σε ίσα μέρη)

Draw→Draw Frame/Cable/Tendon (Σχεδιάζει τα στοιχεία)

Edit→Edit Lines→Join Frames (Ενώνει τα επιλεγμένα μέλη που έκοψε)

Assign→Frame→Local Axes (Στρέφει τα μέλη)

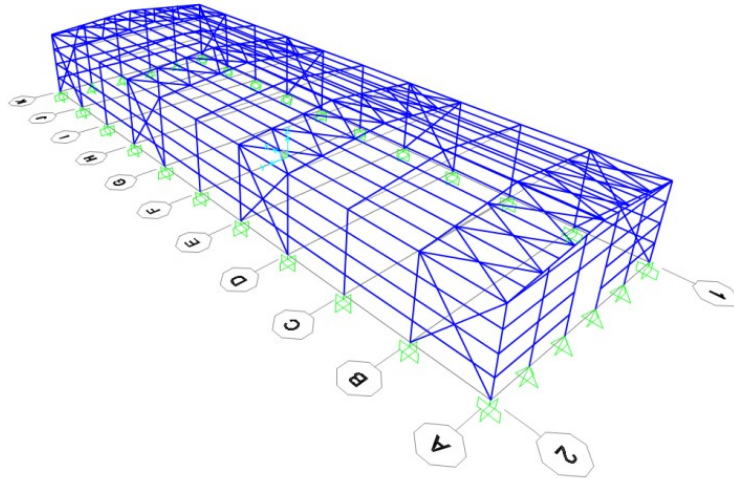
Στην συνέχεια, με την εντολή Edit→Replicate→Linear→dy→6m γίνεται αντιγραφή των πλασιακών φορέων δημιουργώντας 10 φατνώματα. Τέλος, σχεδιάζονται οι μετωπικοί στύλοι στην εμπρός και την πίσω όψη του φορέα.



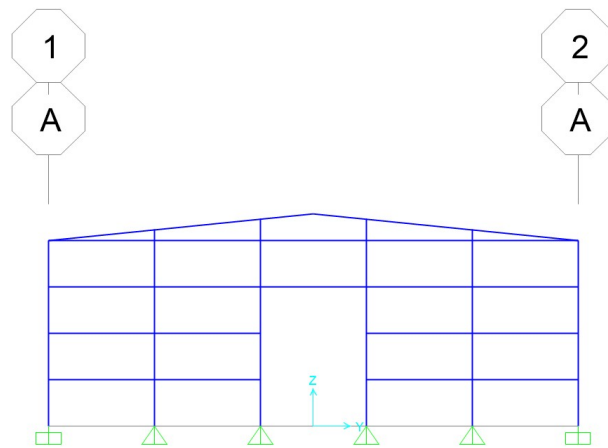
Εικόνα 4.12. Τρισδιάστατη όψη μεταλλικής κατασκευής

4.6. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ

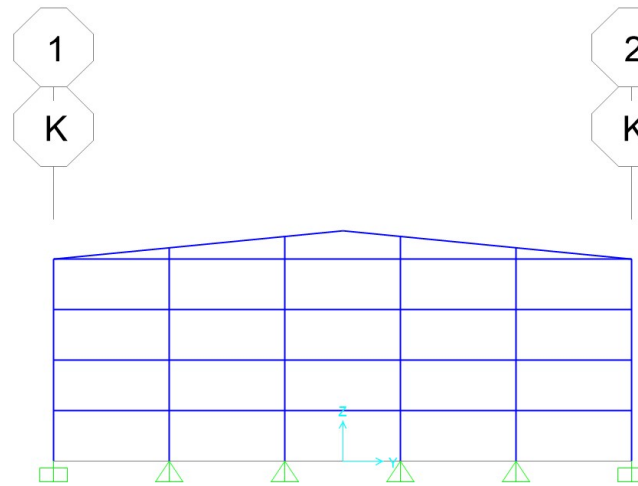
Η θεμελίωση των υποστυλωμάτων προσομοιώθηκε με πακτώσεις, ενώ των μετωπικών στύλων με αρθρώσεις. Οι στηρίξεις εισάγονται με την εντολή Assign→Joint→Restraints.



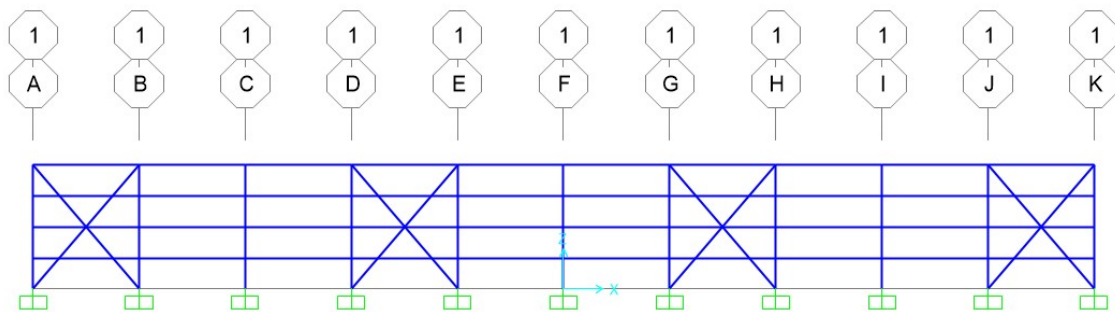
Εικόνα 4.13. Τρισδιάστατη Όψη Μεταλλικής Κατασκευής με τις στηρίξεις



Εικόνα 4.14. Μπροστά Όψη Μεταλλικής Κατασκευής



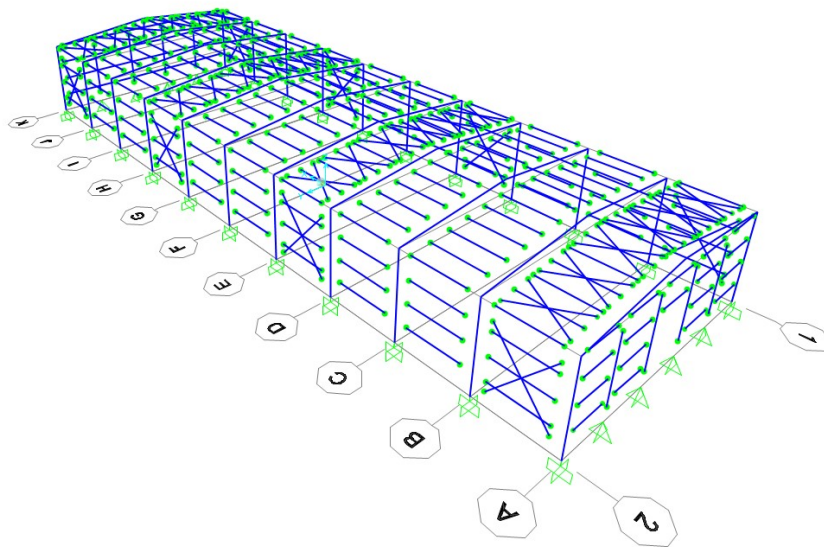
Εικόνα 4.15. Πίσω Όψη Μεταλλικής Κατασκευής



Εικόνα 4.16. Πλάγια Όψη Μεταλλικής Κατασκευής

4.7. ΟΡΙΣΜΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΕΛΕΥΘΕΡΙΩΝ ΚΑΙ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ

Επόμενο βήμα και πολύ σημαντικό, είναι ο καθορισμός των εσωτερικών ελευθεριών των μελών του φορέα. Οι τεγίδες και οι μηκίδες συνδέονται αμφιαρθρωτά με τα δοκάρια των ζυγμάτων και τα υποστυλώματα αντίστοιχα, και τα μετωπικά υποστυλώματα συνδέονται με κύλιση στο ζύγωμα. Τέλος, οι οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία. Για αυτή την προσομοίωση χρησιμοποιείται η εντολή Assign→Frame→Releases/Partial Fixity.

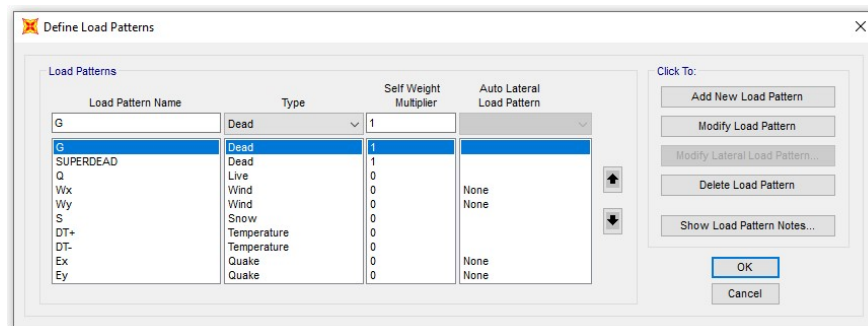


Εικόνα 4.17 Εσωτερικές ελευθερίες μελών του φορέα

Τέλος, ορίσθηκαν ως άκαμπτοι οι κόμβοι δοκών –υποστυλωμάτων και δοκών – δοκών με μήκος 0.125 m με την εντολή Assign→Frame→End Length Offset.

4.8. ΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

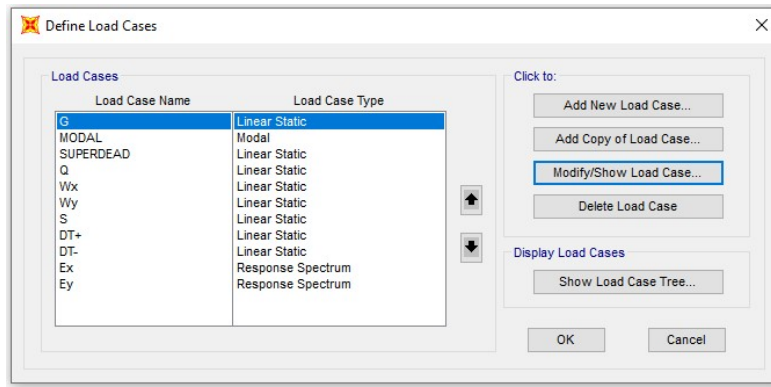
Για την εισαγωγή των τύπων φορτίσεων(μόνιμα, κινητά, άνεμος, χιόνι κλπ) στο πρόγραμμα επιλέγεται η εντολή Define→Load Patterns.



Εικόνα 4.18. Εισαγωγή τύπων φορτίσεων

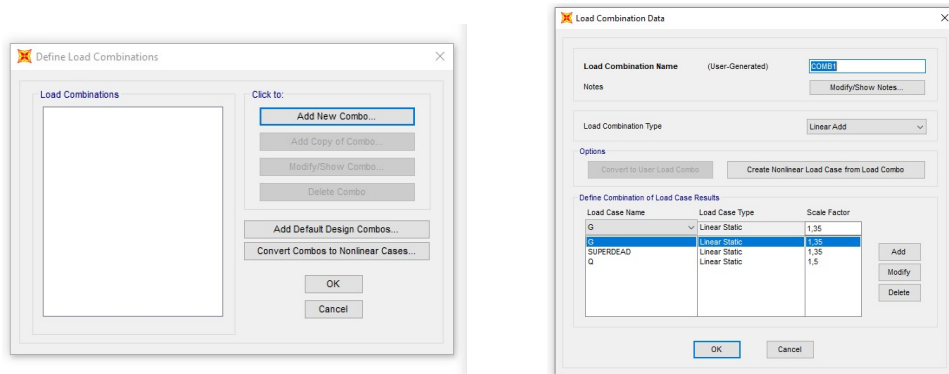
Κατά την εισαγωγή των μόνιμων φορτίων (G) είναι πολύ σημαντικό να εισαχθεί στο πεδίο του πίνακα Self Weight Multiplier η τιμή 1, για να εισαχθεί αυτόματα το ίδιο βάρος της κατασκευής από το πρόγραμμα.

Επόμενο βήμα είναι η εισαγωγή των περιπτώσεων φόρτισης, ορίζοντας εάν οι φορτίσεις θα είναι στατικές ή δυναμικές, εάν η κατασκευή θα συμπεριφερθεί γραμμικά ή μη γραμμικά καθώς την μέθοδο ανάλυσης. Αυτό επιτυγχάνεται με την εντολή Define→Load Cases.



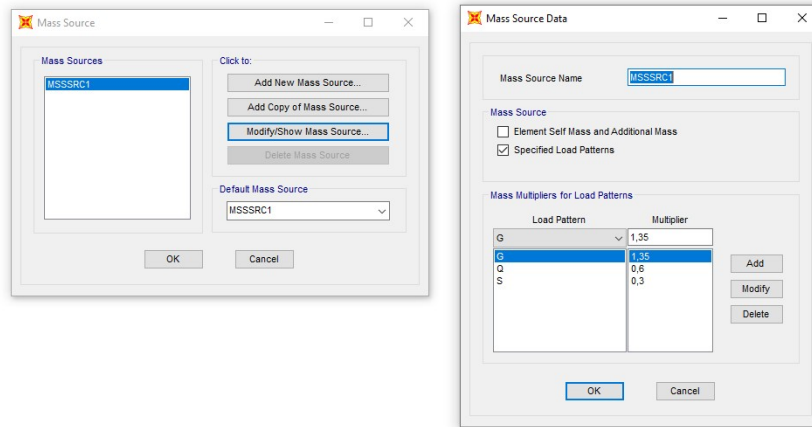
Εικόνα 4.19. Εισαγωγή περιπτώσεων φόρτισης

Για την εισαγωγή των συνδυασμών φορτίσεων χρησιμοποιείται η εντολή Define→Load Combinations→ Add New Combo.



Εικόνα 4.20. Εισαγωγή συνδυασμού φόρτισης

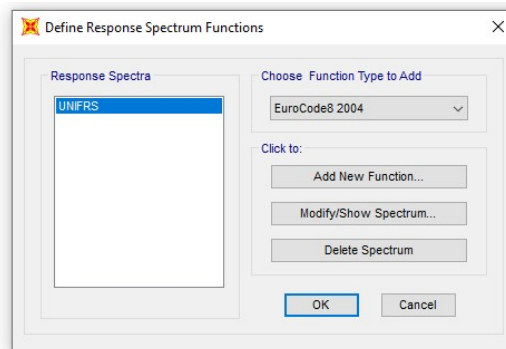
Τέλος, ο ορισμός των μαζών γίνεται με την εντολή Define→Mass Source. Το πρόγραμμα έχει δημιουργήσει ήδη μια πηγής μάζας η οποία μπορεί να τροποποιηθεί με την εντολή Modify/ Show Mass Source. Η μάζα λαμβάνεται είτε από τα ίδια βάρη των στοιχείων της κατασκευής είτε από τα φορτία.



Εικόνα 4.21. Ορισμός μαζών

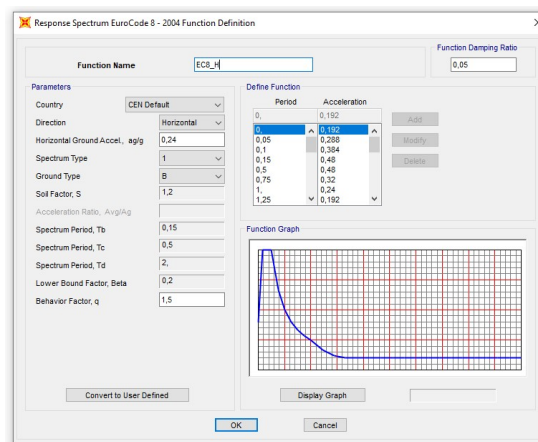
4.9. ΟΡΙΣΜΟΣ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Το φάσμα απόκρισης ορίζεται με την εντολή Define→Functions→Response Spectrum. Τα σεισμικά φορτία θα υπολογισθούν με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8.

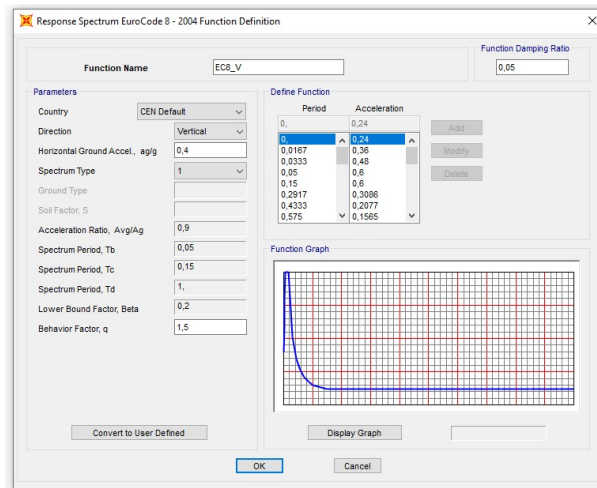


Εικόνα 4.22 Ορισμός φάσματος απόκρισης με τον Ευρωκώδικα 8

Με την επιλογή Add New Function, ορίζεται νέο φάσμα, στο οποίο εισάγονται όλες οι παραδοχές τόσο για τις οριζόντιες όσο και για τις κατακόρυφες συνιστώσες.



Εικόνα 4.23. Φάσμα Απόκρισης Ευρωκώδικα 8 για οριζόντιες συνιστώσες



Εικόνα 4.24. Φάσμα Απόκρισης Ευρωκώδικα 8 για κατακόρυφες συνιστώσες

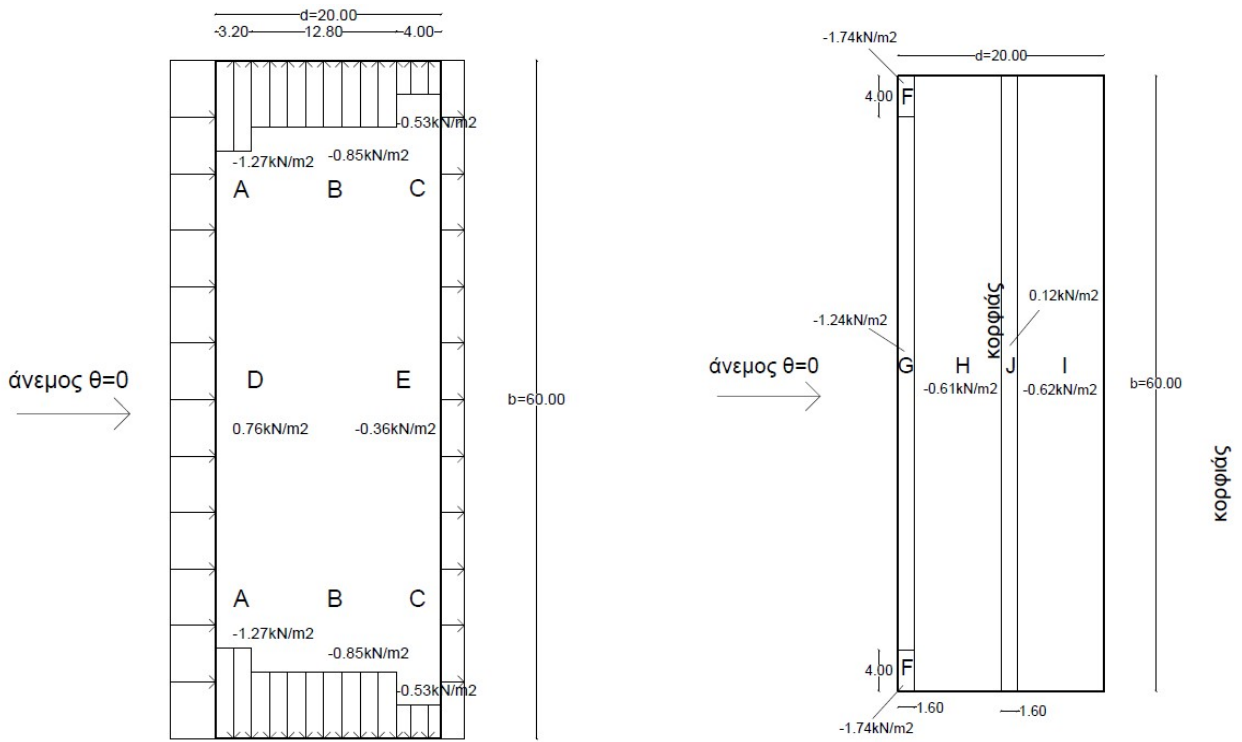
4.10. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Σύμφωνα με τους υπολογισμούς που έγιναν σε προηγούμενο κεφάλαιο, καθώς και σε κάποιες παραδοχές που έγιναν, οι φορτίσεις οι οποίες θα εισαχθούν στο πρόγραμμα είναι οι εξής:

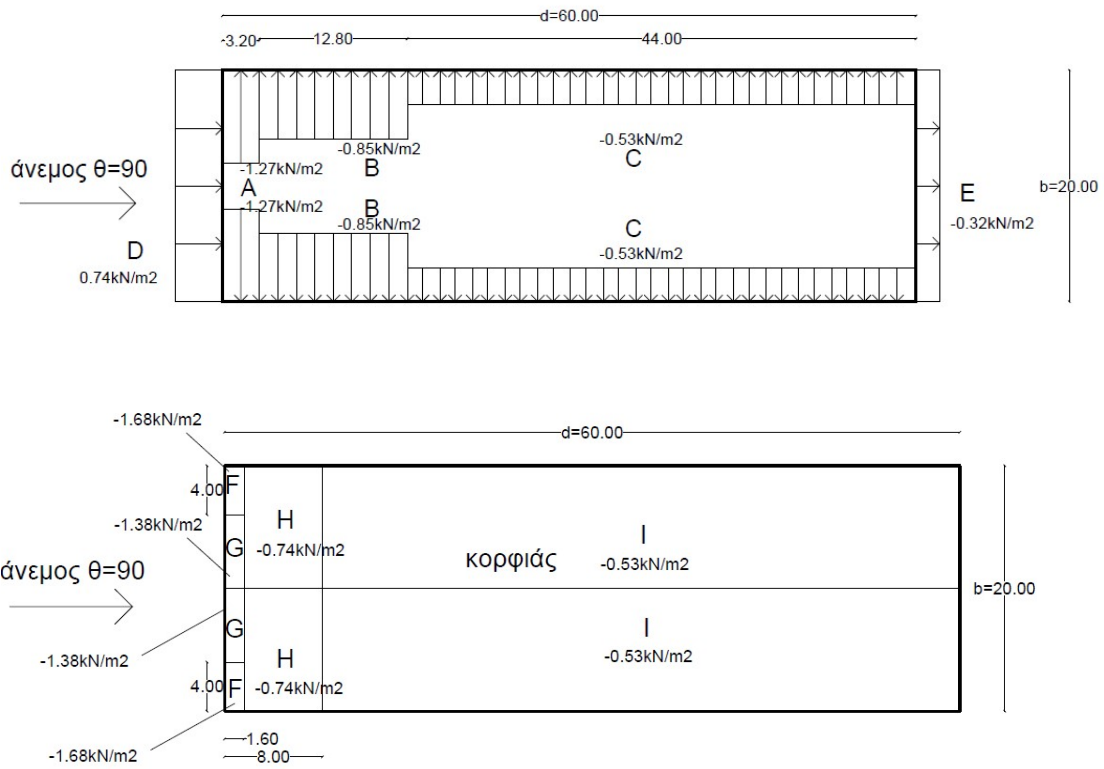
- Μόνιμα φορτία: Το ίδιο βάρος (G) της κατασκευής υπολογίζεται από το πρόγραμμα. Το υπόλοιπα μόνιμα φορτία (SUPERDEAD), όπως οι επικαλύψεις, είναι 0.25kN/m^2 .
- Κινητά φορτία: Ασκούνται στην στέγη και υπολογίσθηκαν $Q=0.75\text{kN/m}^2$.
- Φορτία Χιονιού: Υπολογίσθηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο με τιμή $S=1.02\text{kN/m}^2$.
- Φορτία Ανέμου: Λόγω της συμμετρίας της κατασκευής οι τα φορτία λόγω ανέμου θα εξετασθούν για δύο διευθύνσεις W_x (για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ και $\theta=180^\circ$) και W_y (για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ και $\theta=270^\circ$). Οι τιμές που προέκυψαν έπειτα από υπολογισμούς σε προηγούμενο κεφάλαιο είναι οι παρακάτω:

Πίνακας 4.1. Φορτία Ανέμου

| Ζώνη | z(m) | $W_x(\text{kN/m}^2)$ | $W_y(\text{kN/m}^2)$ |
|------|------|----------------------|----------------------|
| A | 8 | -1,27 | -1,27 |
| B | 8 | -0,85 | -0,85 |
| C | 8 | -0,53 | -0,53 |
| D | 8 | 0,76 | 0,74 |
| E | 8 | -0,36 | -0,32 |
| F | 8 | -1,74 | -1,68 |
| G | 8 | -1,24 | -1,38 |
| H | 8 | -0,61 | -0,74 |
| I | 8 | -0,62 | -0,53 |
| J | 8 | 0,12 | - |

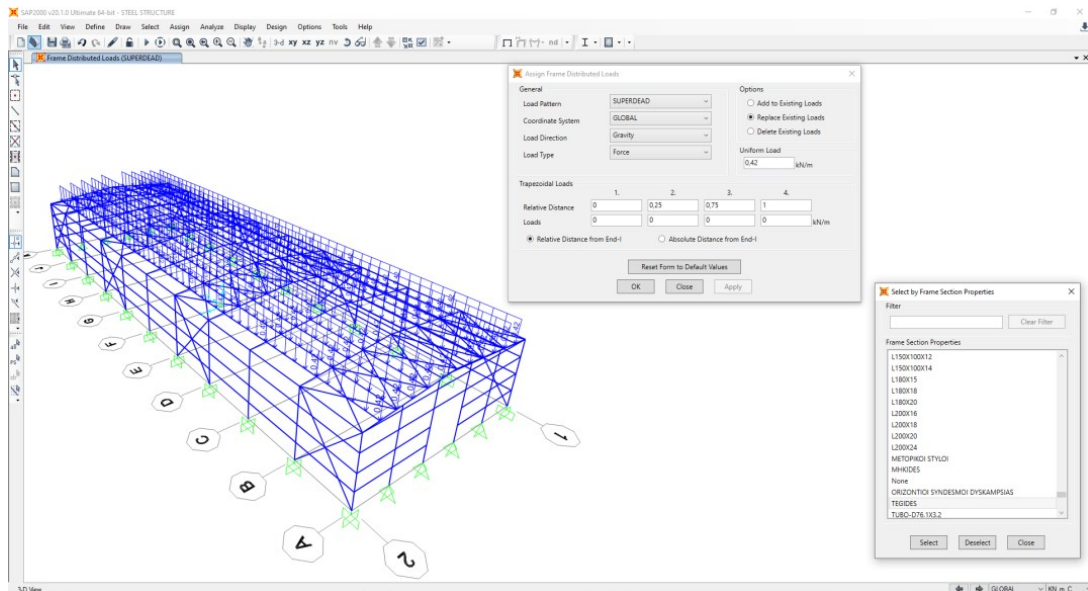


Εικόνα 4.25. Κατανομή φορτίων ανέμου διεύθυνσης W_x

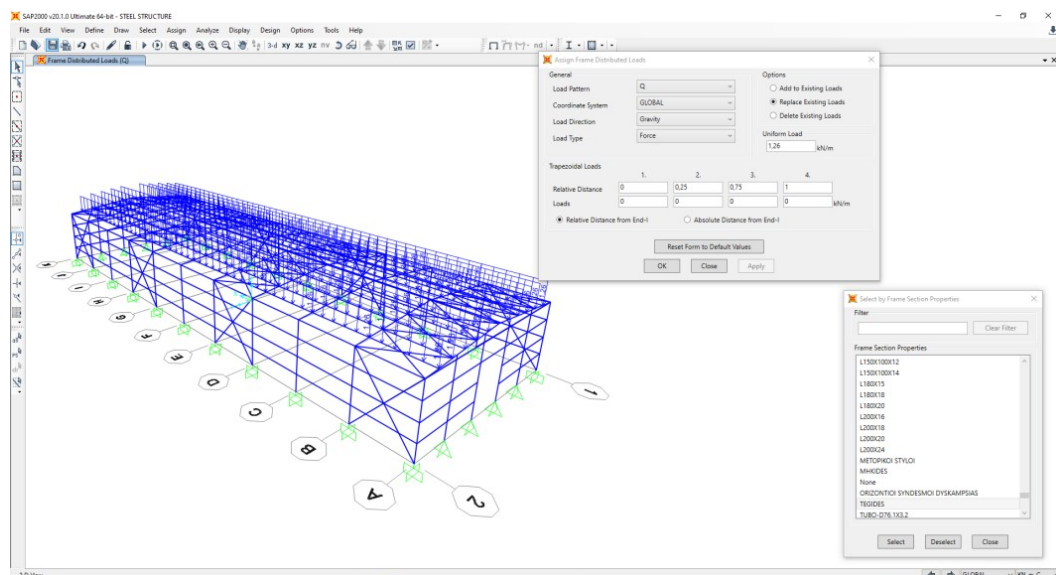


Εικόνα 4.26. Κατανομή φορτίων ανέμου διεύθυνσης W_y

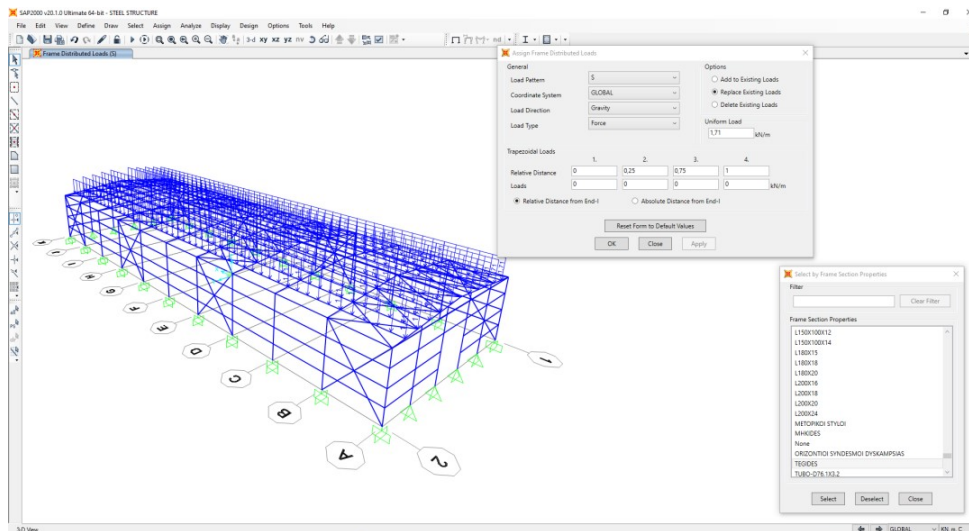
Τα φορτία τα οποία θα εισαχθούν στο πρόγραμμα θα πρέπει να είναι κατανομημένα (kN/m) και όχι επιφανειακά (kN/m²). Αυτή η μετατροπή θα γίνει πολλαπλασιάζοντας τα επιφανειακά φορτία με τη ζώνη επιρροής του κάθε μέλους, το οποίο θα φορτιστεί. Στην συνέχεια, αφού πρώτα επιλεγθούν τα μέλη τα οποία θα φορτιστούν, με την εντολή Assign→Frame Loads→Distributed εισάγονται τα φορτία.



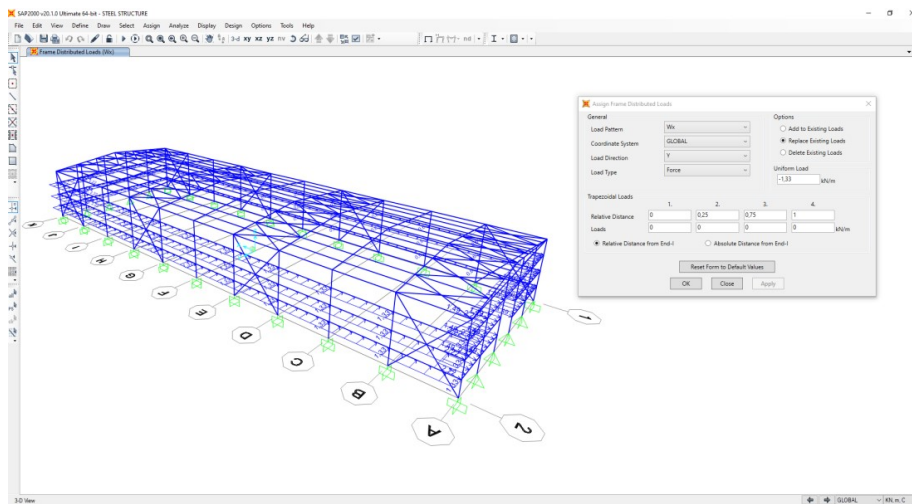
Εικόνα 4.27. Εισαγωγή μόνιμων φορτίων (SUPERDEAD) στις τεγίδες



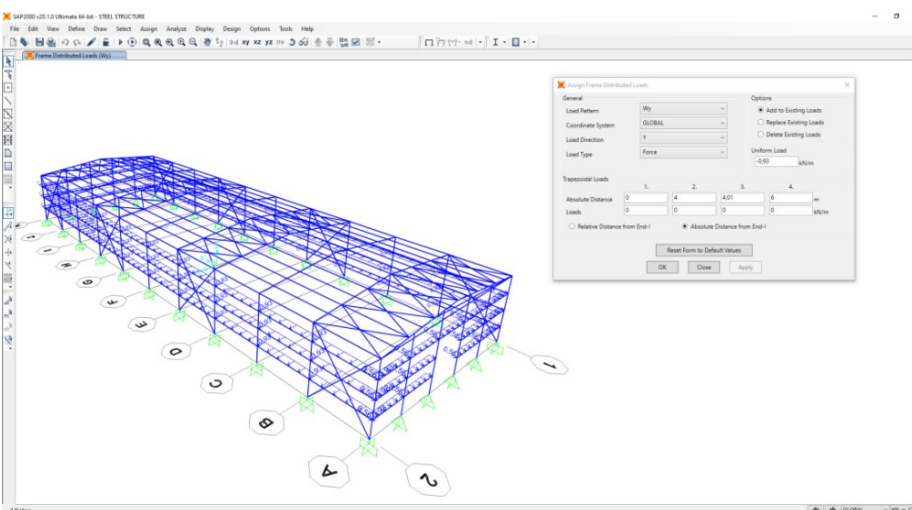
Εικόνα 4.28. Εισαγωγή κινητών φορτίων (Q) στις τεγίδες



Εικόνα 4.29. Εισαγωγή φορτίου χιονιού (S) στις τεγίδες

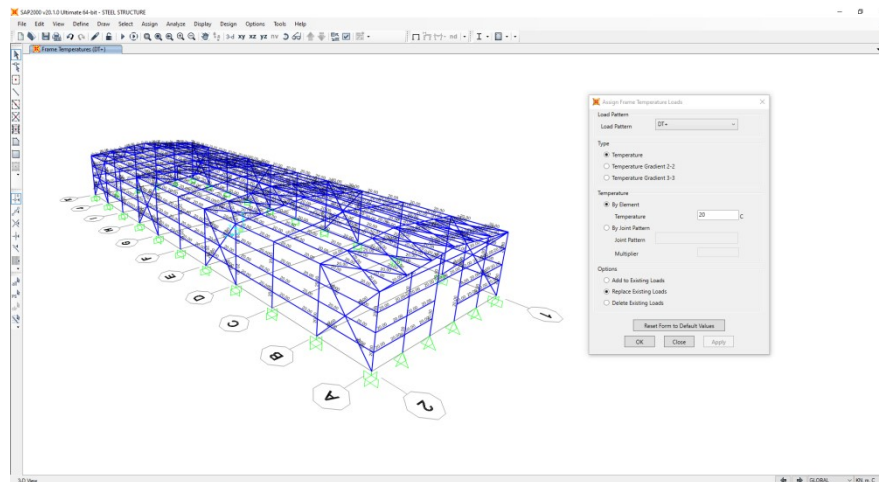


Εικόνα 4.30 Εισαγωγή φορτίου ανέμου (W_x) στις μηκίδες

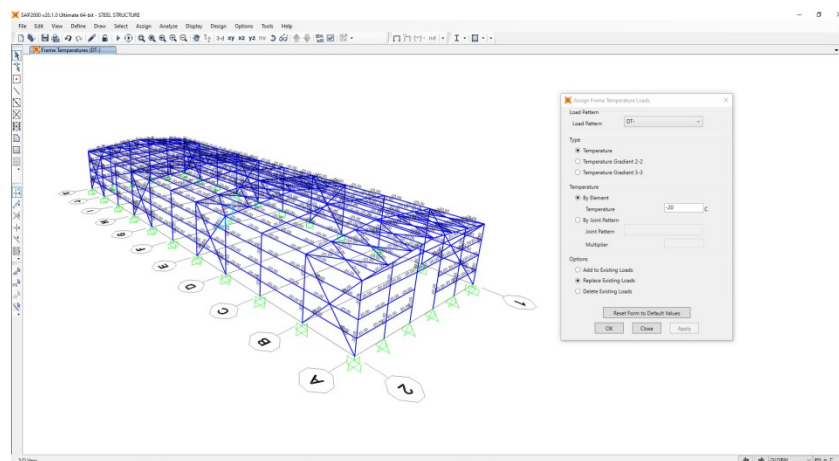


Εικόνα 4.31. Εισαγωγή φορτίου ανέμου (W_y) στις μηκίδες

Τέλος, εισάγεται στο πρόγραμμα η θερμοκρασιακή μεταβολή σε όλα τα στοιχεία του φορέα. Αυτό επιτυγχάνεται με την εντολή Assign→frame Loads→Temperature.



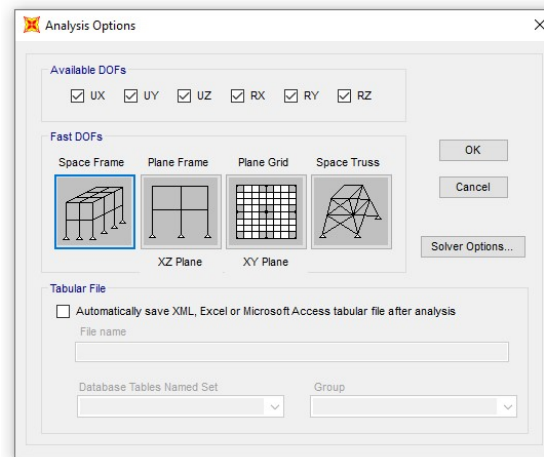
Εικόνα 4.32. Εισαγωγή θερμοκρασιακής μεταβολής DT+



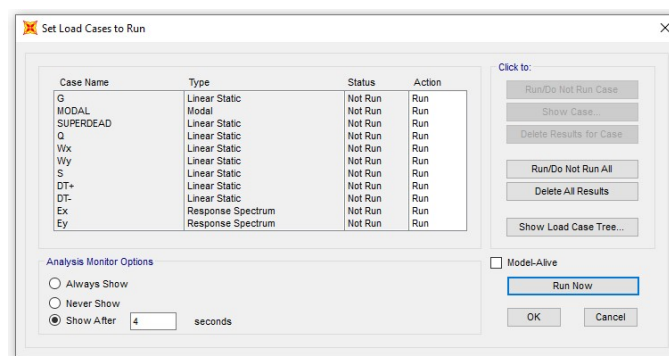
Εικόνα 4.33. Εισαγωγή θερμοκρασιακής μεταβολής DT-

4.11. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

Αφού έχουν εισαχθεί στο πρόγραμμα οι συνδυασμοί φορτίσεων και τα φορτία στα μέλη του φορέα, επόμενο βήμα είναι η ανάλυση της κατασκευής. Με την εντολή Analyze→ Set Analysis Options→ Space Frame ,ορίζεται να γίνει ανάλυση πλαισιακών χωρίων, και στην συνέχεια με την εντολή Analyze→Run Analysis πραγματοποιείται η ανάλυση της κατασκευής.

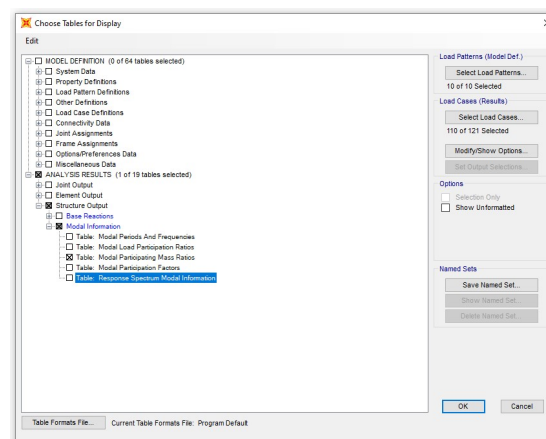


Εικόνα 4.34. Επιλογή ανάλυσης πλαισιακών χωρίων



Εικόνα 4.35. Επιλογή περιπτώσεων για την ανάλυση της κατασκευής

Με την εντολή Display→Show tables το πρόγραμμα έχει την δυνατότητα παρακολούθησης των δεδομένων εισαγωγής αλλά και τα χαρακτηριστικά της ανάλυσης σε μορφή πινάκων. Εάν επιλεγθεί το κουτάκι Table: Modal Participating Mass Ratios , τότε θα εμφανισθούν σε μορφή πίνακα τα στοιχεία των ιδιομορφών του φορέα.



Εικόνα 4.36. Επιλογή παρουσίασης πίνακα με τις ιδιομορφές του φορέα

Σύμφωνα με τον Πίνακα της **Εικόνας 4.37**, παρατηρούμε ότι απαιτήθηκαν 55 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών να συμπληρώσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος κατά x

και κατά y (δεν έχει οριστεί σεισμική δράση κατά τον άξονα z). Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής- εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης [EAK 2000].

| OutputCase | StepType Text | StepNum Unitless | Period Sec | UX Unitless | UY Unitless | UZ Unitless | SumUX Unitless | SumUY Unitless | SumUZ Unitless | RX Unitless |
|------------|---------------|------------------|------------|-------------|-------------|-------------|----------------|----------------|----------------|-------------|
| MODAL | Mode | 46 | 0,089857 | 0,00825 | 1,872E-10 | 2,668E-05 | 0,89285 | 0,90382 | 0,53267 | 3,065E-10 |
| MODAL | Mode | 47 | 0,088219 | 4,065E-06 | 1,731E-10 | 0,019 | 0,89285 | 0,90382 | 0,55167 | 3,619E-11 |
| MODAL | Mode | 48 | 0,08737 | 2,53E-07 | 2,092E-13 | 0,01879 | 0,89285 | 0,90382 | 0,57046 | 3,612E-10 |
| MODAL | Mode | 49 | 0,08734 | 5,679E-08 | 2,061E-12 | 0,01898 | 0,89285 | 0,90382 | 0,58944 | 7,276E-10 |
| MODAL | Mode | 50 | 0,086418 | 0,00138 | 4,834E-10 | 1,503E-05 | 0,89423 | 0,90382 | 0,58946 | 5,118E-09 |
| MODAL | Mode | 51 | 0,085493 | 1,862E-11 | 3,458E-17 | 0,00011 | 0,89423 | 0,90382 | 0,58957 | 1,069E-13 |
| MODAL | Mode | 52 | 0,085493 | 1,616E-13 | 3,009E-15 | 0,02687 | 0,89423 | 0,90382 | 0,61644 | 4,692E-10 |
| MODAL | Mode | 53 | 0,085493 | 1,333E-09 | 2,447E-14 | 2,268E-05 | 0,89423 | 0,90382 | 0,61647 | 2,445E-13 |
| MODAL | Mode | 54 | 0,085359 | 1,374E-07 | 1,951E-10 | 0,00023 | 0,89423 | 0,90382 | 0,61669 | 5,411E-09 |
| MODAL | Mode | 55 | 0,084264 | 0,00013 | 6,749E-12 | 7,221E-06 | 0,89436 | 0,90382 | 0,6167 | 1,563E-11 |
| MODAL | Mode | 56 | 0,076196 | 0,06749 | 4,214E-09 | 7,192E-07 | 0,96185 | 0,90382 | 0,6167 | 1,522E-09 |
| MODAL | Mode | 57 | 0,071814 | 1,64E-07 | 2,407E-07 | 3,481E-09 | 0,96185 | 0,90382 | 0,6167 | 1,715E-07 |
| MODAL | Mode | 58 | 0,070061 | 7,544E-10 | 9,137E-07 | 2,909E-09 | 0,96185 | 0,90382 | 0,6167 | 6,398E-07 |
| MODAL | Mode | 59 | 0,068035 | 0,00219 | 1,656E-09 | 0,0058 | 0,96404 | 0,90382 | 0,6225 | 1,483E-09 |
| MODAL | Mode | 60 | 0,067981 | 0,00237 | 8,799E-08 | 0,00545 | 0,96641 | 0,90382 | 0,62795 | 2,243E-08 |

Εικόνα 4.37. Ιδιομορφές του φορέα

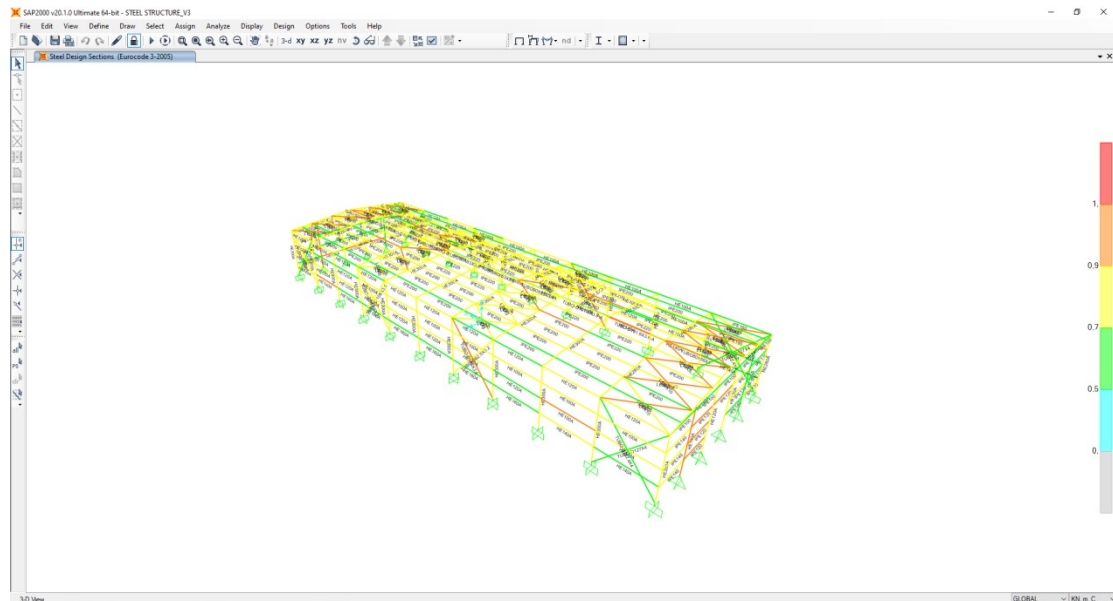
Στην συνέχεια ορίζονται οι παράμετροι για την υλοποίηση της σχεδίασης με την εντολή Design→Steel Frame Design→View Revise/Preferences , ορίζουμε τον Κανονισμό (Ευρωκώδικα 3) , τον τύπο πλαισίων, το συντελεστή συμπεριφοράς και οποιαδήποτε άλλη παράμετρο για να γίνει η διαστασιολόγηση.

| Item | Value |
|-------------------------------------|--------------------|
| 1 Design Code | Eurocode 3:2005 |
| 2 Country | CEN Default |
| 3 Combinations Equation | Eq. 6.10 |
| 4 Reliability Class | Class 2 |
| 5 Interaction Factors Method | Method 2 (Annex B) |
| 6 Multi-Response Case Design | Envelopes |
| 7 Framing Type | DCL-MRF |
| 8 Behavior Factor, q | 1,5 |
| 9 System Overstrength Factor, Omega | 1, |
| 10 Consider P-Delta Done? | No |
| 11 Consider Torsion? | No |
| 12 GammaM0 | 1, |
| 13 GammaM1 | 1, |
| 14 GammaM2 | 1,25 |
| 15 Ignore Seismic Code? | No |
| 16 Ignore Special Seismic Load? | No |
| 17 Is Doubler Plate Plug-Welded? | Yes |
| 18 Consider Deflection? | No |
| 19 DL Limit, L/ | 120, |
| 20 Super DL+LL Limit, L/ | 120, |
| 21 Live Load Limit, L/ | 360, |
| 22 Total Limit, L/ | 240, |
| 23 Total-Camber Limit, L/ | 240, |

Εικόνα 4.38. Ορισμός παραμέτρων διαστασιολόγησης

Επόμενο βήμα είναι η διαστασιολόγηση της κατασκευής με την εντολή Design→Steel Frame Design→ Start Design /Check of Structure.

Με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης μέσω του προγράμματος επιλέξαμε τις διατομές των στοιχείων του φορέα, έτσι ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων και επιπλέον να είναι οικονομική η ανέγερση της κατασκευής. Η τελική μόρφωση του φορέα (**Εικόνα 4.39**), εξασφαλίζει συντελεστές εκμετάλλευσης για κάθε ένα από τα μέλη του επαρκώς μικρότερους της μονάδας.

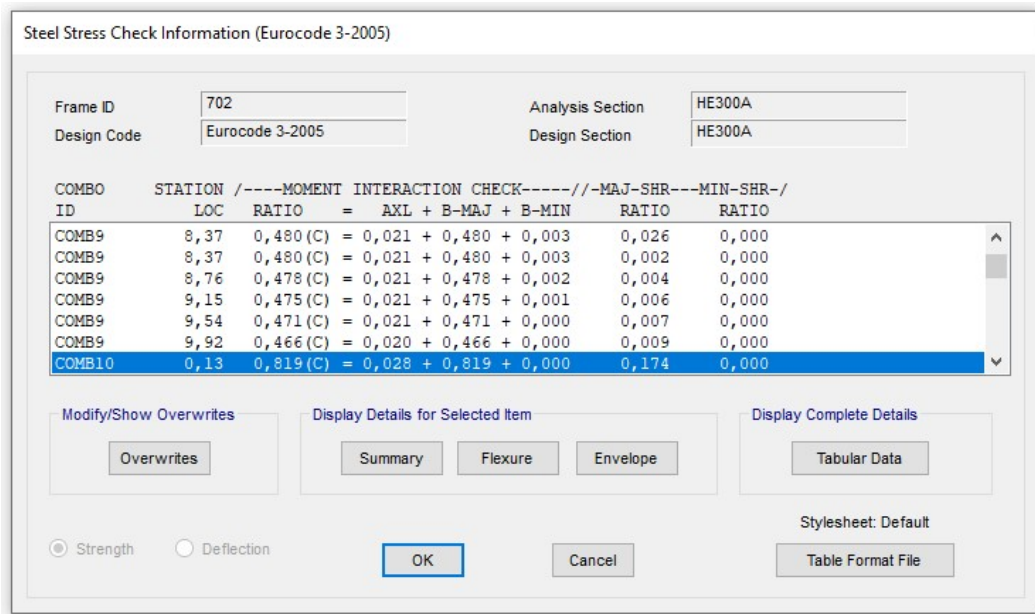


Εικόνα 4.39. Μόρφωση του φορέα μετά τη διαστασιολόγηση-Τρισδιάστατη απεικόνιση

4.11.1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (Ο.Κ.Α.)

Παρακάτω παρουσιάζονται κάποια από τα αποτελέσματα της ανάλυσης και διαστασιολόγησης για κάθε κατηγορία δομικού στοιχείου του φορέα, σύμφωνα με τους δυσμενέστερους συνδυασμούς Ο.Κ.Α., από τους οποίους προέκυψαν οι μεγαλύτεροι συντελεστές εκμετάλλευσης των εκάστοτε διατομών.

- **Δοκός ζυγώματος:** Διατομή HE300A με συντελεστής εκμετάλλευσης 81,9% για δυσμενέστερο συνδυασμό ΟΚΑ (COMB10)



Εικόνα 4.40 Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής δοκού ζυγώματος

SAP2000

```

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

Frame : 702      X Mid: 6,000      Combo: COMB10      Design Type: Brace
Length: 10,050  Y Mid: 5,000      Shape: HE300A      Frame Type: DCL-MRF
Loc   : 0,125   Z Mid: 7,500      Class: Class 2     Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=0,950

Ieff=0,011      eNy=-4,806E-04      eNz=-4,806E-04
A=0,011      Iyy=1,826E-04      iyy=0,127      Wel,yy=0,001      Weff,yy=0,001
It=0,000      Iss=6,310E-05      iss=0,075      Wel,zz=4,207E-04      Weff,zz=4,207E-
04
Iw=1,202E-06      Iys=0,000      h=0,290      Wpl,yy=0,001      Av,y=0,009
E=210000000,0      Iyz=275000,000      fu=430000,000      Wpl,zz=6,410E-04      Av,z=0,004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
0,125      -87,672      -311,303      0,047      -104,206      -0,373      0,009

FMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))
D/C Ratio: 0,819 = 0,819 < 0,950 OK
            = (My,Ed/Mn,y,Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -87,672      3107,500      3107,500

      Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      3107,500      3498,480      44089,743      44089,743      1,000

Curve Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y) b 0,340      3940,748      0,888      1,011      0,669      2078,561
MajorB(y-y) b 0,340      3940,748      0,888      1,011      0,669      2078,561
Minor (z-z) c 0,490      46615,412      0,258      0,548      0,970      3015,568
MinorB(z-z) c 0,490      46615,412      0,258      0,548      0,970      3015,568
Torsional TF c 0,490      44089,743      0,265      0,551      0,967      3004,062

MOMENT DESIGN
      Med      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y) -311,303      -311,303      380,325      380,325      380,325      379,690
Minor (z-z) 0,047      0,708      176,275      176,275      176,275

Curve AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      C1      Mcr
LTB      a 0,210      0,208      0,522      0,998      1,320      8823,313

Factors      kyy      kys      kzy      kzs
0,412      0,555      0,858      0,926

SHEAR DESIGN
      Ved      Ted      Vc,Rd      Stress      Status
      Force      Torsion      Capacity      Ratio      Check
Major (z) 104,206      0,009      599,361      0,174      OK
Minor (y) 0,373      0,009      1440,532      0,000      OK

      Vpl,Rd      Eta      LambdaBarW
Reduction 599,361      1,200      0,386
    
```

Εικόνα 4.41 .Ανάλυση δοκού ζυγώματος

- **Υποστύλωμα:** Διατομή HE300A με συντελεστής εκμετάλλευσης 85,3% για δυσμενέστερο συνδυασμό ΟΚΑ (COMB9)

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 720 Analysis Section: HE300B
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE300A

| COMBO ID | STATION LOC | ---MOMENT RATIO | INTERACTION CHECK = | AXL + B-MAJ + B-MIN | ---MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO | MIN-SHR-/ RATIO |
|----------|-------------|-----------------|---------------------|-----------------------|---------------------------------|--------------------|
| COMB8 | 3,44 | 0,607 (C) | = | 0,034 + 0,568 + 0,004 | 0,097 | 0,000 |
| COMB8 | 3,50 | 0,607 (C) | = | 0,034 + 0,568 + 0,004 | 0,097 | 0,000 |
| COMB8 | 3,50 | 0,608 (C) | = | 0,035 + 0,568 + 0,004 | 0,106 | 0,000 |
| COMB8 | 5,25 | 0,424 (C) | = | 0,037 + 0,385 + 0,002 | 0,106 | 0,000 |
| COMB8 | 5,25 | 0,425 (C) | = | 0,038 + 0,385 + 0,002 | 0,114 | 0,000 |
| COMB8 | 6,88 | 0,442 (C) | = | 0,038 + 0,442 + 0,010 | 0,114 | 0,000 |
| COMB9 | 0,00 | 0,853 (C) | = | 0,040 + 0,853 + 0,000 | 0,125 | 0,001 |

Modify/Show Overwrites: Overwrites

Display Details for Selected Item: Summary, Flexure, Envelope

Display Complete Details: Tabular Data

Strength Deflection

OK Cancel

Stylesheet: Default Table Format File

Εικόνα 4.42. Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής υποστυλώματος

SAP2000

```

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

Frame : 720      X Mid: 6,000      Combo: COMB9      Design Type: Column
Length: 7,000    Y Mid: 10,000     Shape: HE300A     Frame Type: DCL-MRF
Loc : 0,000      Z Mid: 3,500      Class: Class 2    Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=0,950

Aeff=0,011      eNy=-4,806E-04      eNs=-4,806E-04
A=0,011      Iyy=1,826E-04      iyy=0,127      Wel,yy=0,001      Weff,yy=0,001
It=0,000      Iss=6,310E-05      iss=0,075      Wel,ss=4,207E-04      Weff,ss=4,207E-
04
Iw=1,202E-06      Iyz=0,000      h=0,290      Wpl,yy=0,001      Av,y=0,009
E=210000000,0      fy=275000,000      fu=430000,000      Wpl,ss=6,410E-04      Av,s=0,004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,ss      Ved,s      Ved,y      Ted
0,000      -123,978      324,392      0,013      75,167      1,646      -0,005

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))
D/C Ratio: 0,853 = 0,853 < 0,950 OK
            = (My,Ed/Mn,y,Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force Capacity Capacity
Axial -123,978 3107,500 3107,500

      Np1,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      3107,500 3498,480 40664,242 40664,242 1,000

      Curve Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y) b 0,340 8007,084 0,623 0,766 0,825 2564,822
MajorB (y-y) b 0,340 8007,084 0,623 0,766 0,825 2564,822
Minor (z-z) c 0,490 42704,368 0,270 0,553 0,965 2997,319
MinorB (z-z) c 0,490 42704,368 0,270 0,553 0,965 2997,319
Torsional TF c 0,490 40664,242 0,276 0,557 0,961 2986,762

MOMENT DESIGN
      Ned      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment Moment Capacity Capacity Capacity Capacity
Major (y-y) 324,392 324,392 380,325 380,325 380,325 380,325
Minor (z-z) 0,013 0,013 176,275 176,275 176,275

      Curve AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      C1      Mcr
LTB a 0,210 0,179 0,514 1,000 1,930 11858,215

      kyy      kys      kzy      kzs
Factors 0,408 0,598 0,270 0,997

SHEAR DESIGN
      Ved      Ted      Vc,Rd      Stress      Status
      Force Torsion Capacity Ratio Check
Major (z) 75,167 0,005 599,361 0,125 OK
Minor (y) 1,646 0,005 1440,532 0,001 OK

      Vp1,Rd      Eta      LambdaBarW
Reduction 599,361 1,200 0,386
    
```

Εικόνα 4.43. Ανάλυση υποστυλώματος

- **Τεγίδα:** Διατομή IPE220 με συντελεστής εκμετάλλευσης 81,0% για δυσμενέστερο συνδυασμό OKA (COMB9)

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 708 Analysis Section: IPE160
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: IPE220

| COMBO ID | STATION LOC | MOMENT RATIO | INTERACTION CHECK = | AXL + B-MAJ + B-MIN | MAJ-SHR RATIO | MIN-SHR RATIO |
|----------|-------------|--------------|---------------------|-----------------------|---------------|---------------|
| COMB9 | 3,00 | 0,810 (C) | = | 0,294 + 0,409 + 0,108 | 0,000 | 0,000 |
| COMB9 | 3,50 | 0,810 (C) | = | 0,294 + 0,409 + 0,108 | 0,006 | 0,000 |
| COMB9 | 4,00 | 0,810 (C) | = | 0,294 + 0,409 + 0,108 | 0,011 | 0,000 |
| COMB9 | 4,50 | 0,810 (C) | = | 0,294 + 0,409 + 0,108 | 0,017 | 0,001 |
| COMB9 | 5,00 | 0,810 (C) | = | 0,294 + 0,409 + 0,108 | 0,023 | 0,002 |
| COMB9 | 5,50 | 0,810 (C) | = | 0,294 + 0,409 + 0,108 | 0,028 | 0,002 |
| COMB9 | 6,00 | 0,810 (C) | = | 0,294 + 0,409 + 0,108 | 0,034 | 0,003 |

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

Εικόνα 4.44. Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής τεγίδας

SAP2000

```

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

Frame : 708      X Mid: 3,000      Combo: COMB9      Design Type: Beam
Length: 6,000   Y Mid: 1,667      Shape: IPE220     Frame Type: DCL-MRF
Loc : 6,000     Z Mid: 7,833     Class: Class 1    Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=0,950

Aeff=0,003      eNy=-4,806E-04      eNz=-4,806E-04
A=0,003      Iyy=2,772E-05      iyy=0,091      Wel,yy=2,520E-04      Weff,yy=2,520E-04
It=0,000      Iss=2,050E-06      iss=0,025      Wel,ss=3,727E-05      Weff,ss=3,727E-05
Iw=0,000      Iyz=0,000      h=0,220      Wpl,yy=2,850E-04      Av,y=0,002
E=210000000,0      fy=275000,000      fu=430000,000      Wpl,ss=5,810E-05      Av,s=0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,ss      Ved,s      Ved,y      Ted
6,000      -30,723      0,000      0,000      8,581      0,858      1,467E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,810 = 0,294 + 0,409 + 0,108 < 0,950      OK
= Ned/(Chi_s NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT
My,Rk/GammaM1)
+ kss (Ms,Ed+NEd eNs)/(Ms,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-
6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -30,723      918,500      918,500

      Np1,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      918,500      1034,064      965,381      965,381      1,000

Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)      a      0,210      1595,915      0,759      0,846      0,818      751,766
MajorB(y-y)      a      0,210      1595,915      0,759      0,846      0,818      751,766
Minor (z-z)      b      0,340      118,024      2,790      4,831      0,114      104,660
MinorB(z-z)      b      0,340      118,024      2,790      4,831      0,114      104,660
Torsional TF      b      0,340      965,381      0,975      1,108      0,613      562,758

MOMENT DESIGN
      Med      Med, span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      0,000      12,872      78,375      78,375      78,375      30,165
Minor (z-z)      0,000      1,287      15,978      15,978      15,978

Curve      AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      C1      Mcr
LTB      a      0,210      1,471      1,716      0,385      1,136      36,213

Factors      kyy      kys      ksy      kss
0,972      0,804      0,958      1,340

SHEAR DESIGN
      Ved      Ted      Vc,Rd      Stress      Status
      Force      Torsion      Capacity      Ratio      Check
Major (z)      8,581      0,000      252,618      0,034      OK
Minor (y)      0,858      0,000      341,447      0,003      OK
    
```

Εικόνα 4.45. Ανάλυση τεγίδας

- **Μηκίδα:** Διατομή HE160A με συντελεστής εκμετάλλευσης 69,5% για δυσμενέστερο συνδυασμό ΟΚΑ (COMB42)

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 698 Analysis Section: HE120A
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE160A

| COMBO ID | STATION LOC | ----MOMENT INTERACTION CHECK----- | //-MAJ-SHR---MIN-SHR-// | RATIO | RATIO |
|----------|-------------|-----------------------------------|-------------------------|-------|-------|
| COMB42 | 3,00 | 0,695 (C) = 0,472 + 0,108 + 0,115 | | 0,000 | 0,000 |
| COMB42 | 3,50 | 0,695 (C) = 0,472 + 0,108 + 0,115 | | 0,003 | 0,000 |
| COMB42 | 4,00 | 0,695 (C) = 0,472 + 0,108 + 0,115 | | 0,006 | 0,001 |
| COMB42 | 4,50 | 0,695 (C) = 0,472 + 0,108 + 0,115 | | 0,009 | 0,002 |
| COMB42 | 5,00 | 0,695 (C) = 0,472 + 0,108 + 0,115 | | 0,011 | 0,002 |
| COMB42 | 5,50 | 0,695 (C) = 0,472 + 0,108 + 0,115 | | 0,014 | 0,003 |
| COMB42 | 6,00 | 0,695 (C) = 0,472 + 0,108 + 0,115 | | 0,017 | 0,003 |

Modify/Show Overwrites:

Display Details for Selected Item:

Display Complete Details:

Strength Deflection

 Stylesheet: Default

Εικόνα 4.46. Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής μηκίδας

SAP2000

```

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

Frame : 698      X Mid: -3,000      Combo: COMB42      Design Type: Beam
Length: 6,000    Y Mid: 10,000     Shape: HE160A      Frame Type: DCL-MRF
Loc : 6,000      Z Mid: 1,750      Class: Class 1     Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=0,950

Reff=0,004      eNy=-4,806E-04      eNz=-4,806E-04
A=0,004      Iyy=1,673E-05      Iyy=0,066      Wel,yy=2,201E-04      Weff,yy=2,201E-
04
It=0,000      Izz=6,160E-06      Izz=0,040      Wel,zz=7,700E-05      Weff,zz=7,700E-
05
Iw=0,000      Iyz=0,000      h=0,152      Wpl,yy=2,450E-04      Av,y=0,003
E=210000000,0      fy=275000,000      fu=430000,000      Wpl,zz=1,180E-04      Av,z=0,001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Med      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
6,000      -125,617      0,000      0,000      -3,591      -1,577      6,058E-05

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,695 = 0,472 + 0,108 + 0,115 < 0,950 OK
= NEd/(Chi_s Nrk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT
My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-
6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
      Med      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -125,617      1067,000      1067,000

      Wpl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      1067,000      1201,248      1963,922      1963,922      1,000

      Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)      b      0,340      963,191      1,053      1,199      0,564      601,896
MajorB(y-y)      b      0,340      963,191      1,053      1,199      0,564      601,896
Minor (z-z)      c      0,490      354,648      1,735      2,380      0,249      266,063
MinorB(z-z)      c      0,490      354,648      1,735      2,380      0,249      266,063
Torsional TF      c      0,490      1963,922      0,737      0,903      0,702      748,621

MOMENT DESIGN
      Med      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      0,000      -8,387      67,375      67,375      67,375      46,637
Minor (z-z)      0,000      -2,366      32,450      32,450      32,450

      Curve      AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      C1      Mcr
LTB      a      0,210      0,962      1,042      0,692      1,136      72,843

      Factors      kyy      kyz      kxy      kxz
      1,109      0,947      0,933      1,578

SHEAR DESIGN
      Ved      Ted      Vc,Rd      Stress      Status
      Force      Torsion      Capacity      Ratio      Check
Major (z)      3,591      0,000      210,213      0,017      OK
Minor (y)      1,577      0,000      488,380      0,003      OK
    
```

Εικόνα 4.47.Ανάλυση μηκίδας

- **Οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας:** Διατομή L120X10 με συντελεστής εκμετάλλευσης 91,1% για δυσμενέστερο συνδυασμό ΟΚΑ (COMB10)

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 51 Analysis Section: L45X5
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: L120X10

| COMBO ID | STATION LOC | ----MOMENT INTERACTION CHECK---- | MAJ-SHR | MIN-SHR |
|----------|-------------|-----------------------------------|---------|---------|
| ID | LOC | RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN | RATIO | RATIO |
| COMB8 | 6,87 | 0,657 (C) = 0,586 + 0,070 + 0,000 | 0,002 | 0,000 |
| COMB9 | 0,00 | 0,902 (C) = 0,833 + 0,069 + 0,000 | 0,002 | 0,000 |
| COMB9 | 3,44 | 0,903 (C) = 0,833 + 0,069 + 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| COMB9 | 6,87 | 0,903 (C) = 0,834 + 0,069 + 0,000 | 0,002 | 0,000 |
| COMB10 | 0,00 | 0,911 (C) = 0,842 + 0,069 + 0,000 | 0,002 | 0,000 |
| COMB10 | 3,44 | 0,911 (C) = 0,842 + 0,069 + 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| COMB10 | 6,87 | 0,911 (C) = 0,842 + 0,069 + 0,000 | 0,002 | 0,000 |

Strength Deflection Stylesheet: Default

Εικόνα 4.48 Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής οριζόντιου σύνδεσμου δυσκαμψίας

SAP2000

```

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

Frame : 51      X Mid: 27,000      Combo: COMB10      Design Type: Brace
Length: 6,872  Y Mid: -5,000      Shape: L120X10     Frame Type: DCL-MRF
Loc   : 6,872  Z Mid: 7,500      Class: Class 4     Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=0,950

Aeff=0,002      eNy=0,000      eNs=0,000
A=0,002      Iyy=3,129E-06      iyy=0,037      Wel,yy=3,602E-05      Weff,yy=3,615E-05
It=0,000      Izz=3,129E-06      izz=0,037      Wel,zz=3,602E-05      Weff,zz=3,615E-05
Iw=0,000      Iyz=-1,894E-06      h=0,120      Wpl,yy=6,648E-05      Av,y=0,001
E=210000000,0      fy=275000,000      fu=430000,000      Wpl,zz=6,648E-05      Av,z=0,001

Iys=-1,894E-06      Imax=5,023E-06      imax=0,047      Wel,zz,max=5,919E-05
Rot= 45 deg      Imin=1,238E-06      imin=0,023      Wel,zz,min=2,612E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
6,872      -41,472      0,000      0,000      0,307      0,000      9,632E-05

FMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,911 = 0,842 + 0,069 + 0,000 < 0,950      OK
= NEd/(Chi_s NRk/GammaM1) + ksy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT
My,Rk/GammaM1)
+ ksz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1)      (EC3 6.3.3(4)-
6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -41,472      637,450      637,450

      Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      637,450      717,653      1434,554      207,332      1,000

      Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)      b      0,340      220,452      1,700      2,201      0,278      177,164
MajorB (y-y)      b      0,340      220,452      1,700      2,201      0,278      177,164
Minor (z-z)      b      0,340      54,216      3,429      6,928      0,077      49,234
MinorB (z-z)      b      0,340      54,216      3,429      6,928      0,077      49,234
Torsional TF      b      0,340      207,332      1,753      2,301      0,264      168,109

MOMENT DESIGN
      Med      Med,span      Mc,Rd      Mr,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      0,000      0,527      9,940      9,940      9,940      7,175
Minor (z-z)      0,000      0,000      9,940      9,940      9,940

      Curve      AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      Cl      Mcr
LTB      d      0,760      0,583      0,815      0,722      1,000      29,163

      Factors      kyy      kys      ksy      ksz
      1,083      1,505      0,940      1,505

SHEAR DESIGN
      Ved      Ted      Vc,Rd      Stress      Status
      Force      Torsion      Capacity      Ratio      Check
    
```

Εικόνα 4.49. Ανάλυση οριζόντιου συνδέσμου δισκαμψίας

- **Κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμνίας:** Διατομή TUBO-D152.4X4 με συντελεστής εκμετάλλευσης 64,5 % για δυσμενέστερο συνδυασμό ΟΚΑ (COMB43)

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 10 Analysis Section: L45X5
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: TUBO-D152.4X4

| COMBO ID | STATION LOC | ----MOMENT INTERACTION CHECK----- | MAJ-SHR | MIN-SHR |
|----------|-------------|-----------------------------------|---------|---------|
| ID | LOC | RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN | RATIO | RATIO |
| COMB41 | 9,22 | 0,610 (C) = 0,573 + 0,036 + 0,000 | 0,001 | 0,000 |
| COMB42 | 0,00 | 0,605 (C) = 0,568 + 0,036 + 0,000 | 0,001 | 0,000 |
| COMB42 | 4,61 | 0,607 (C) = 0,571 + 0,036 + 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| COMB42 | 9,22 | 0,610 (C) = 0,574 + 0,036 + 0,000 | 0,001 | 0,000 |
| COMB43 | 0,00 | 0,639 (C) = 0,602 + 0,037 + 0,000 | 0,001 | 0,000 |
| COMB43 | 4,61 | 0,642 (C) = 0,605 + 0,037 + 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| COMB43 | 9,22 | 0,645 (C) = 0,608 + 0,037 + 0,000 | 0,001 | 0,000 |

Modify/Show Overwrites: Overwrites

Display Details for Selected Item: Summary, Flexure, Envelope

Display Complete Details: Tabular Data

Strength Deflection

OK Cancel

Stylesheet: Default Table Format File

Εικόνα 4.50. Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής κατακόρυφου σύνδεσμου δυσκαμνίας

SAP2000

```

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

Frame : 10      X Mid: -27,000      Combo: COMB43      Design Type: Brace
Length: 9,220   Y Mid: -10,000      Shape: TUBO-D182.4X4  Frame Type: DCL-MRF
Loc : 9,220     Z Mid: 3,500        Class: Class 1      Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=0,950

Aeff=0,002      eNy=0,000      eNs=0,000
A=0,002      Iyy=8,137E-06      iyy=0,052      Wel,yy=6,741E-05      Weff,yy=6,741E-05
It=1,027E-05      Iss=8,137E-06      iss=0,052      Wel,ss=6,741E-05      Weff,ss=6,741E-05
Iw=0,000      Iyz=0,000      h=0,152      Wpl,yy=8,811E-05      Av,y=0,001
E=210000000,0      fy=275000,000      fu=430000,000      Wpl,ss=8,811E-05      Av,s=0,001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,ss      Ved,s      Ved,y      Ted
9,220      -67,976      0,000      0,000      0,268      0,000      -6,565E-05

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)
D/C Ratio: 0,648 = 0,608 + sqrt[(0,037)^2 + (0,000)^2] < 0,950      OK
              = Ned / (Chi_y NRk / GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy) / (Chi_LT
My,Rk/GammaM1))^2 + (kys (Ms,Ed+NEd eNs) / (Ms,Rk/GammaM1))^2] (EC3 6.3.3
(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -67,976      512,875      512,875

      Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      512,875      577,404      150575,968      125,259      1,000

      Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)      a      0,210      125,259      2,023      2,739      0,218      111,877
MajorB(y-y)      a      0,210      125,259      2,023      2,739      0,218      111,877
Minor (z-z)      a      0,210      125,259      2,023      2,739      0,218      111,877
MinorB(z-z)      a      0,210      125,259      2,023      2,739      0,218      111,877
Torsional TF      a      0,210      125,259      2,023      2,739      0,218      111,877

MOMENT DESIGN
      Med      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      0,000      0,618      24,230      24,230      24,230      24,230
Minor (z-z)      0,000      0,000      24,230      24,230      24,230

      Curve      AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      Cl      Mcr
LTB      d      0,760      0,239      0,543      0,970      1,316      424,130

      Factors      kyy      kys      kay      kss
      1,412      0,892      0,847      1,486

SHEAR DESIGN
      Ved      Ted      Vc,Rd      Stress      Status
      Force      Torsion      Capacity      Ratio      Check
Major (z)      0,268      0,000      188,508      0,001      OK
Minor (y)      0,000      0,000      188,508      0,000      OK
    
```

Εικόνα 4.51. Ανάλυση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

- **Κεφαλοδοκός:** Διατομή HE120A με συντελεστής εκμετάλλευσης 74,4% για δυσμενέστερο συνδυασμό ΟΚΑ (COMB26)

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 676 Analysis Section: IPE160
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE120A

| COMBO ID | STATION LOC | ----MOMENT RATIO | INTERACTION CHECK = | AXL + B-MAJ + B-MIN | MAJ-SHR RATIO | MIN-SHR RATIO |
|----------|-------------|------------------|---------------------|-----------------------|---------------|---------------|
| COMB26 | 3,00 | 0,744 (C) | = | 0,150 + 0,264 + 0,330 | 0,000 | 0,000 |
| COMB26 | 3,50 | 0,744 (C) | = | 0,150 + 0,264 + 0,330 | 0,005 | 0,002 |
| COMB26 | 4,00 | 0,744 (C) | = | 0,150 + 0,264 + 0,330 | 0,009 | 0,003 |
| COMB26 | 4,50 | 0,744 (C) | = | 0,150 + 0,264 + 0,330 | 0,014 | 0,005 |
| COMB26 | 5,00 | 0,744 (C) | = | 0,150 + 0,264 + 0,330 | 0,019 | 0,006 |
| COMB26 | 5,50 | 0,744 (C) | = | 0,150 + 0,264 + 0,330 | 0,023 | 0,008 |
| COMB26 | 6,00 | 0,744 (C) | = | 0,150 + 0,264 + 0,330 | 0,028 | 0,010 |

Modify/Show Overwrites: Overwrites

Display Details for Selected Item: Summary, Flexure, Envelope

Display Complete Details: Tabular Data

Strength Deflection

OK Cancel

Stylesheet: Default Table Format File

Εικόνα 4.52 Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής κεφαλοδοκού

SAP2000

```

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

Frame : 676      X Mid: -3,000      Combo: COMB26      Design Type: Beam
Length: 6,000    Y Mid: 10,000     Shape: HE120A      Frame Type: DCL-MRF
Loc : 6,000     Z Mid: 7,000      Class: Class 1     Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=0,950

Aeff=0,003      eNy=0,000      eNz=0,000
A=0,003      Iyy=6,060E-06      iyy=0,049      Wel,yy=1,063E-04      Weff,yy=1,063E-04
It=0,000      Iss=2,310E-06      iss=0,030      Wel,ss=3,850E-05      Weff,ss=3,850E-05
Iw=0,000      Iyz=0,000      h=0,114      Wpl,yy=1,190E-04      Av,y=0,002
E=210000000,0      fy=275000,000      fu=430000,000      Wpl,ss=5,890E-05      Av,s=8,420E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,ss      Ved,s      Ved,y      Ted
6,000      -16,222      0,000      0,000      -3,731      -3,102      -5,163E-05

EMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,744 = 0,150 + 0,264 + 0,330 < 0,950 OK
= Ned/(Chi_s NRk/GammaM1) + ksi (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT
My,Rk/GammaM1) + kss (Ms,Ed+NEd eNs)/(Ms,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-
6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -16,222      695,750      695,750

      Np1,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      695,750      783,288      1587,534      1587,534      1,000

      Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)      b      0,340      348,891      1,412      1,703      0,377      262,024
MajorB (y-y)      b      0,340      348,891      1,412      1,703      0,377      262,024
Minor (s-s)      c      0,490      132,993      2,287      3,627      0,155      107,999
MinorB (s-s)      c      0,490      132,993      2,287      3,627      0,155      107,999
Torsional TF      c      0,490      1587,534      0,662      0,832      0,748      520,458

MOMENT DESIGN
      Med      Med, span      Mc,Rd      Mr,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      0,000      -5,596      32,725      32,725      32,725      20,777
Minor (s-s)      0,000      -4,654      16,198      16,198      16,198

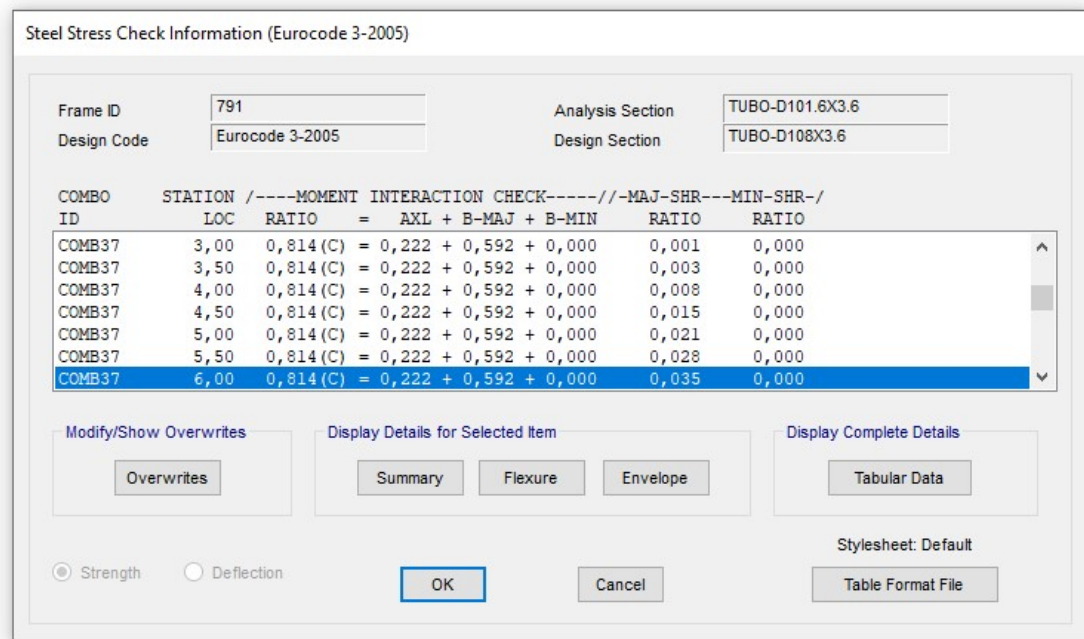
      Curve      AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      C1      Mcr
LTB      a      0,210      1,044      1,133      0,635      1,136      30,033

      kyy      kys      ksy      kss
Factors      0,997      0,690      0,979      1,150

SHEAR DESIGN
      Ved      Ted      Vc,Rd      Stress      Status
      Force      Torsion      Capacity      Ratio      Check
Major (s)      3,731      0,000      133,685      0,028      OK
Minor (y)      3,102      0,000      323,893      0,010      OK
    
```

Εικόνα 4.53. Ανάλυση κεφαλοδοκού

- **Κορφιάς:** Διατομή TUBO D108X3.6 με συντελεστή εκμετάλλευσης 81,4% για δυσμενέστερο συνδυασμό ΟΚΑ (COMB37)



Εικόνα 4.54. Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής κορφιάς

SAP2000

```

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

Frame : 791      X Mid: 21,000      Combo: COMB37      Design Type: Beam
Length: 6,000   Y Mid: 0,000      Shape: TUBO-D108X3.6  Frame Type: DCL-MRF
Loc : 6,000     Z Mid: 8,000      Class: Class 1      Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,780      D/C Lim=0,950

Aeff=0,001      eNy=0,000      eNs=0,000
A=0,001      Iyy=1,611E-06      iyy=0,037      Wel,yy=2,983E-05      Weff,yy=2,983E-05
It=3,217E-06      Iss=1,611E-06      iss=0,037      Wel,ss=2,983E-05      Weff,ss=2,983E-05
Iw=0,000      Iyz=0,000      hw=0,108      Wpl,yy=3,925E-05      Av,y=7,518E-04
E=210000000,0      fy=275000,000      fu=430000,000      Wpl,ss=3,925E-05      Av,s=7,518E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,ss      Ved,s      Ved,y      Ted
6,000      -18,137      0,000      0,000      -4,189      0,000      -0,001

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)
D/C Ratio: 0,814 = 0,222 + sqrt[(0,592)^2 + (0,000)^2] < 0,950      OK
= Ned/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT
My,Rk/GammaM1))^2 + (kys (Ms,Ed+NEd eNs)/(Ms,Rk/GammaM1))^2] (EC3 6.3.3
(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -18,137      324,775      324,775

      Np1,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      324,775      365,638      95240,435      92,750      1,000

      Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)      a      0,210      92,750      1,871      2,426      0,252      81,792
MajorB (y-y)      a      0,210      92,750      1,871      2,426      0,252      81,792
Minor (z-z)      a      0,210      92,750      1,871      2,426      0,252      81,792
MinorB (z-z)      a      0,210      92,750      1,871      2,426      0,252      81,792
Torsional TF      a      0,210      92,750      1,871      2,426      0,252      81,792

MOMENT DESIGN
      Med      Med, span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      0,000      -5,496      10,794      10,794      10,794      10,794
Minor (z-z)      0,000      0,000      10,794      10,794      10,794

      Curve      AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      C1      Mcr
LTB      d      0,760      0,249      0,549      0,962      1,125      174,703

      Factors      kyy      kys      kny      ksz
      1,119      0,706      0,671      1,177

SHEAR DESIGN
      Ved      Ted      Vc,Rd      Stress      Status
      Force      Torsion      Capacity      Ratio      Check
Major (z)      4,189      0,001      119,372      0,035      OK
Minor (y)      0,000      0,001      119,372      0,000      OK
    
```

Εικόνα 4.55. Ανάλυση κορφιά

- **Μετωπικό υποστώμα:** Διατομή HE140A με συντελεστής εκμετάλλευσης 92,1% για δυσμενέστερο συνδυασμό ΟΚΑ (COMB27)

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 117 Analysis Section: HE100A
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE140A

| COMBO ID | STATION LOC | ----MOMENT INTERACTION CHECK----- | MAJ-SHR | MIN-SHR |
|----------|-------------|-----------------------------------|---------|---------|
| ID | LOC | RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN | RATIO | RATIO |
| COMB26 | 3,90 | 0,886 (C) = 0,009 + 0,876 + 0,000 | 0,027 | 0,000 |
| COMB26 | 3,90 | 0,888 (C) = 0,012 + 0,876 + 0,000 | 0,037 | 0,000 |
| COMB26 | 5,65 | 0,890 (C) = 0,013 + 0,876 + 0,001 | 0,037 | 0,000 |
| COMB26 | 5,65 | 0,893 (C) = 0,016 + 0,876 + 0,001 | 0,102 | 0,000 |
| COMB26 | 7,40 | 0,894 (C) = 0,017 + 0,876 + 0,001 | 0,102 | 0,000 |
| COMB27 | 0,00 | 0,882 (C) = 0,000 + 0,877 + 0,005 | 0,092 | 0,006 |
| COMB27 | 0,40 | 0,921 (C) = 0,000 + 0,877 + 0,044 | 0,092 | 0,006 |

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

Εικόνα 4.56. Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής μετωπικού υποστώματος

SAP2000

```

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

Frame : 117      X Mid: -30,000    Combo: COMB27      Design Type: Column
Length: 7,400   Y Mid:  6,000      Shape: HE140A      Frame Type: DCL-MRF
Loc  : 0,400    Z Mid:  3,700      Class: Class 1     Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
An/Ag=1,00      PLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=0,950

Aeff=0,002      eNy=0,000      eNs=0,000
A=0,003      Iyy=1,033E-05      iyy=0,057      Wel,yy=1,553E-04      Weff,yy=1,553E-04
It=0,000      Izz=3,890E-06      izz=0,035      Wel,zz=5,557E-05      Weff,zz=5,557E-05
Iw=0,000      Iyz=0,000      hw=0,133      Wpl,yy=1,730E-04      Av,y=0,003
E=210000000,0      Ey=275000,000      fu=430000,000      Wpl,zz=8,480E-05      Av,z=0,001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
0,400      -0,176      5,880      1,017      -14,699      -2,544      -7,277E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,921 = 0,000 + 0,877 + 0,044 < 0,950      OK
= NEd/(Chi_s NRk/GammaM1) + ksy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT
My,Rk/GammaM1)
+ ksz (Mz,Ed+NEd eNs)/(Mz,Rk/GammaM1)      (EC3 6.3.3(4)-
6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
      Med      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -0,176      863,500      863,500

      Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      863,500      972,144      3697,334      3697,334      1,000

      Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)      b      0,340      390,981      1,486      1,823      0,347      299,972
MajorB (y-y)      b      0,340      390,981      1,486      1,823      0,347      299,972
Minor (z-z)      c      0,490      2632,646      0,573      0,755      0,801      692,043
MinorB (z-z)      c      0,490      2632,646      0,573      0,755      0,801      692,043
Torsional TF      c      0,490      3697,334      0,483      0,686      0,852      735,961

MOMENT DESIGN
      Med      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      5,880      38,901      47,575      47,575      47,575      44,371
Minor (z-z)      1,017      1,017      23,320      23,320      23,320

      Curve      AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      C1      Mcr
LTB      a      0,210      0,472      0,640      0,933      1,016      213,254

      kyy      kyz      kxy      kxz
Factors      0,900      0,600      1,000      1,000

SHEAR DESIGN
      Ved      Ted      Vc,Rd      Stress      Status
      Force      Torsion      Capacity      Ratio      Check
Major (z)      14,699      0,000      160,478      0,092      OK
Minor (y)      2,544      0,000      397,246      0,006      OK
    
```

Εικόνα 4.57. Ανάλυση μετωπικού υποστύλματος

4.11.2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (Ο.Κ.Λ.)

Εκτός από τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας, βασικοί είναι και οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, οι οποίοι ασχολούνται με την επιβεβαίωση, ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Τόσο οι μετατοπίσεις, όσο και οι ταλαντώσεις σχετίζονται περισσότερο με τη δυσκαμψία παρά με την αντοχή του φορέα.

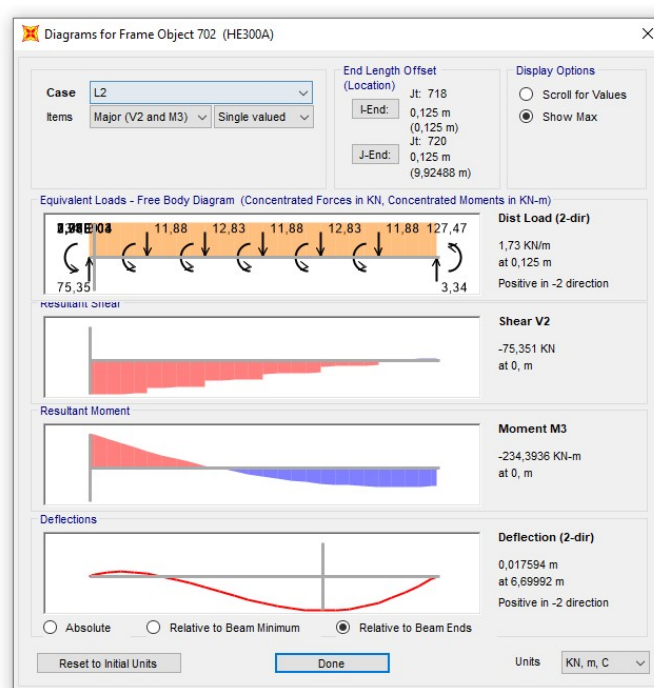
Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1.

| <i>Πίνακας 4.2. Οριακές τιμές κατακόρυφων βελών</i> | | |
|---|----------------|------------|
| | δ_{max} | δ_2 |
| Μη βατές στέγες | L/200 | L/250 |
| Πατώματα και βατές στέγες | L/250 | L/300 |

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων σε μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες ισχύει: $u \leq H/150$ (u είναι η μετακίνηση, H είναι το ύψος του κτιρίου).

Παρακάτω γίνεται ενδεικτικά έλεγχος σε κάποια από τα μέλη που ελέγχθηκαν σε οριακή κατάσταση αστοχίας στις αντίστοιχες οριακές καταστάσεις σε λειτουργικότητα (Ο.Κ.Λ.)

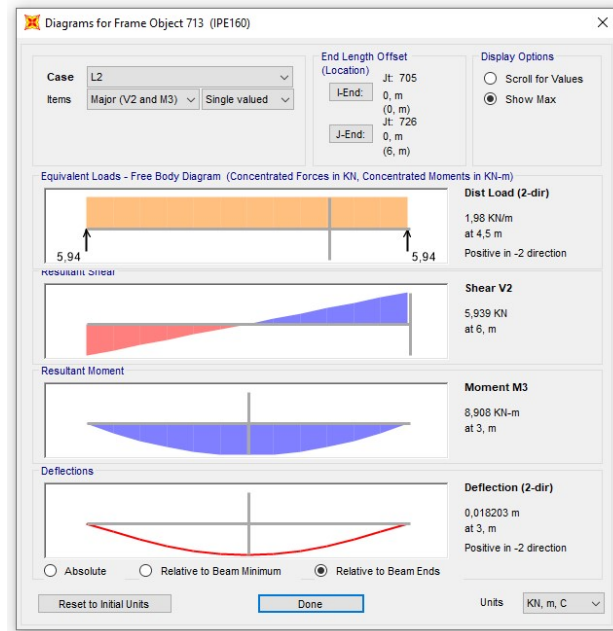
➤ **Δοκός ζυγώματος** Διατομή HE300A για συνδυασμό ΟΚΛ (L2)



Εικόνα 4.58 Διάγραμμα εντατικών μεγεθών για δοκό ζυγώματος

Σύμφωνα με το διάγραμμα της **Εικόνας 4.58**, το μέγιστο βέλος κάμψης για την δοκό ζυγώματος είναι $\delta=0,0176\text{m}$. Σύμφωνα με τον **Πίνακα 4.2** το $\delta_{\max}=L/250=10.05/250=0,0402>\delta=0,0176\text{m}$, άρα η διατομή επαρκεί στον έλεγχο για ΟΚΛ.

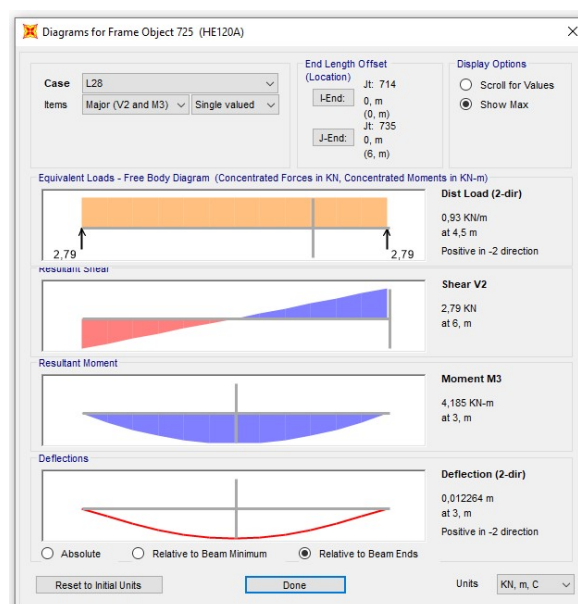
- **Τεγίδα:** Διατομή IPE220 για συνδυασμό ΟΚΛ (L2)



Εικόνα 4.59. Διάγραμμα εντατικών μεγεθών για τεγίδα

Σύμφωνα με το διάγραμμα της **Εικόνας 4.59** το μέγιστο βέλος κάμψης για την δοκό ζυγώματος είναι $\delta=0,0182\text{m}<\delta_{\max}=L/250=6,00/250=0,024\text{m}$, άρα η διατομή επαρκεί στον έλεγχο για ΟΚΛ.

- **Μηκίδα:** Διατομή HE160A για συνδυασμό ΟΚΛ (L28)

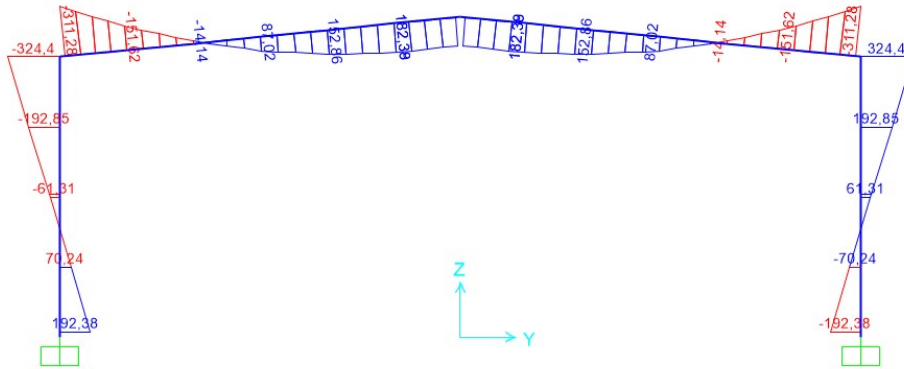


Εικόνα 4.60. Διάγραμμα εντατικών μεγεθών για μηκίδα

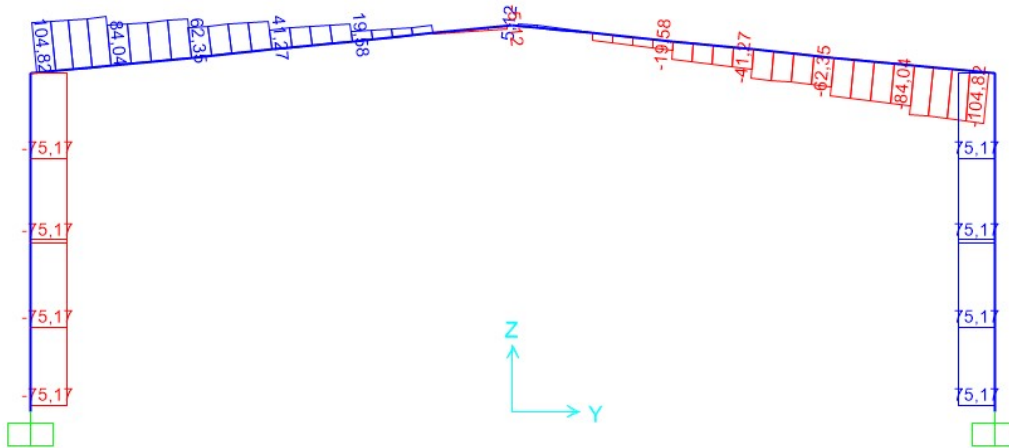
Σύμφωνα με το διάγραμμα της **Εικόνας 4.60**, το μέγιστο βέλος κάμψης για την δοκό ζυγώματος είναι $\delta=0,0123m < \delta_{max}=L/250=6,00/250=0,024m$, άρα η διατομή επαρκεί στον έλεγχο για ΟΚΛ.

4.12. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

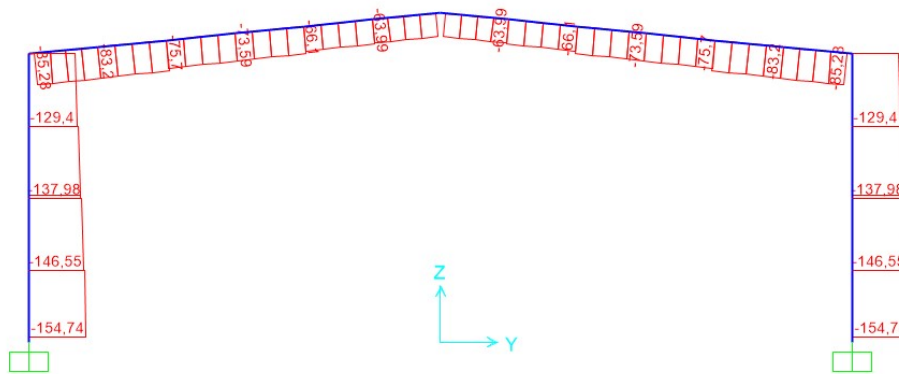
Παρακάτω παρουσιάζονται κάποια διαγράμματα εσωτερικής έντασης για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φόρτισης, καθώς και οι μετακινήσεις κόμβων.



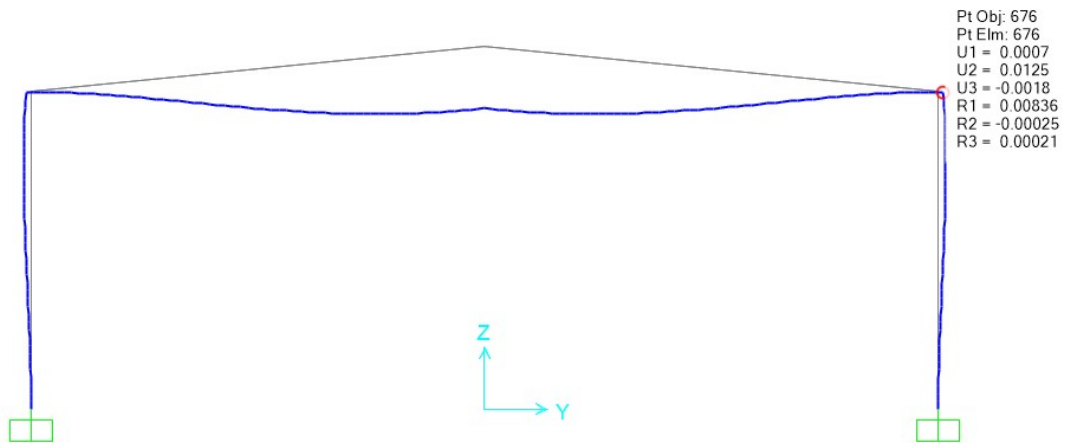
Εικόνα 4.61. Διάγραμμα ροπών (M) πλαισίου με τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης ΟΚΑ (COMB9)



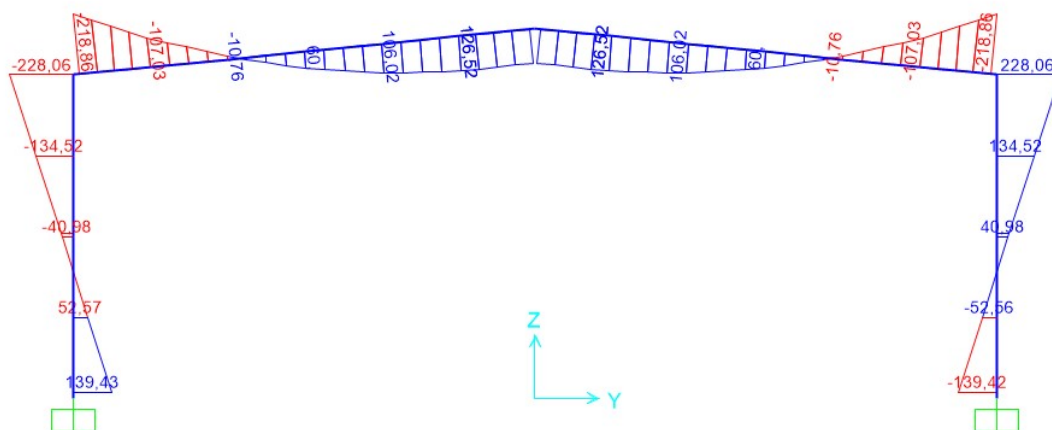
Εικόνα 4.62. Διάγραμμα τεμνουσών (Q) πλαισίου με τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης ΟΚΑ (COMB9)



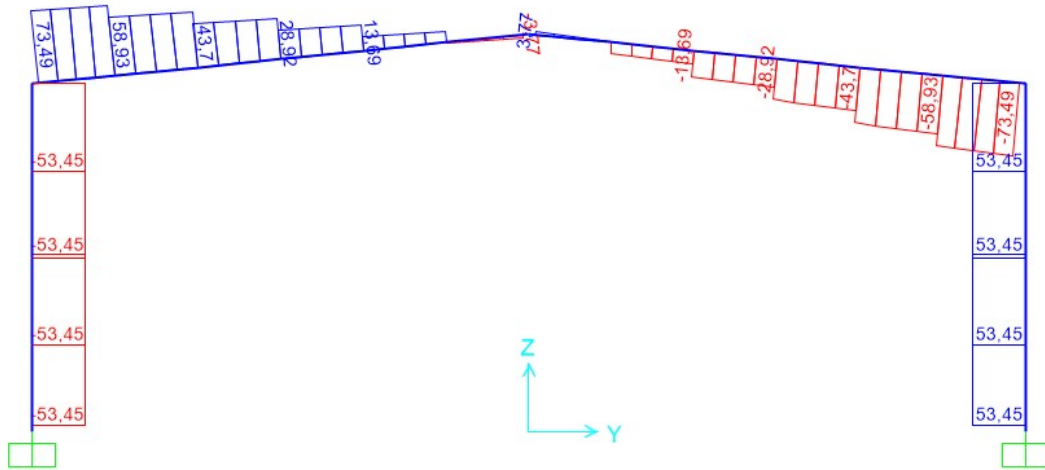
Εικόνα 4.63. Διάγραμμα αξονικών (N) πλαισίου με τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης ΟΚΑ (COMB9)



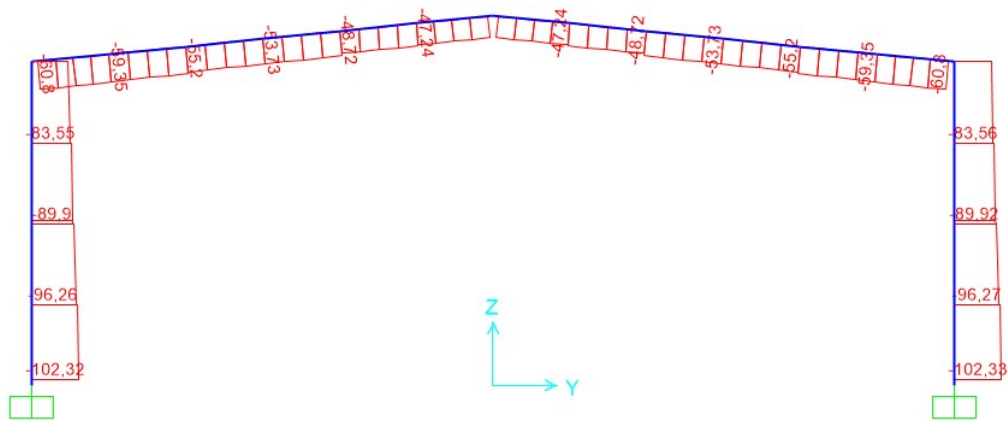
Εικόνα 4.64. Διάγραμμα μετακίνησης πάνω δεξιού κόμβου δοκού - υποστυλώματος με τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης ΟΚΑ (COMB9)



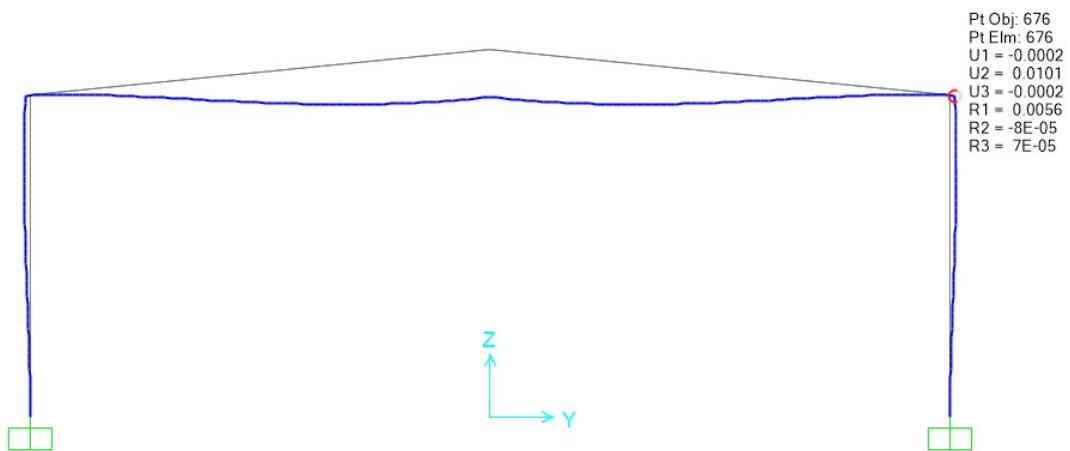
Εικόνα 4.65. Διάγραμμα ροπών (M) πλαισίου με τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης ΟΚΑ (L2)



Εικόνα 4.66. Διάγραμμα τεμνουσών (Q) πλαισίου με τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης ΟΚΛ (L2)



Εικόνα 4.67. Διάγραμμα αξονικών (N) πλαισίου με τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης ΟΚΛ (L2)

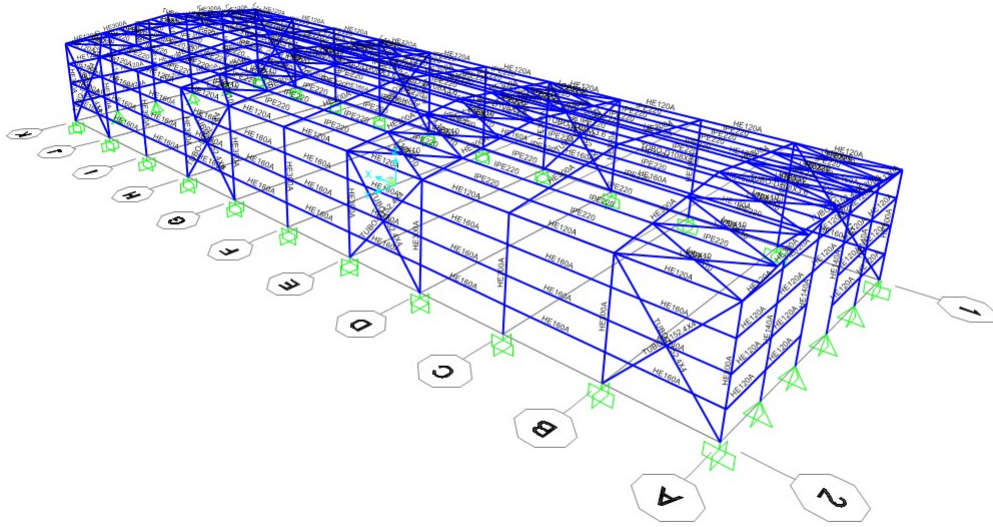


Εικόνα 4.68. Διάγραμμα μετακίνησης πάνω δεξιού κόμβου δοκού - υποστυλώματος με τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης ΟΚΛ (L2)

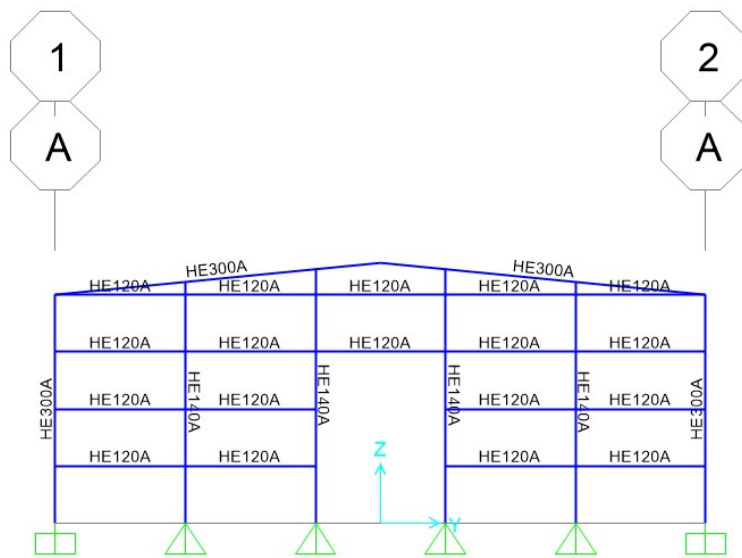
4.13. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

Οι τελικές διατομές που επιλέχθηκαν για κάθε μέλος της κατασκευής σύμφωνα με την διαδικασία ανάλυσης και διαστασιολόγησης, καθώς και βάση του κριτηρίου της οικονομίας, παρουσιάζονται στον **Πίνακα 4.3**.

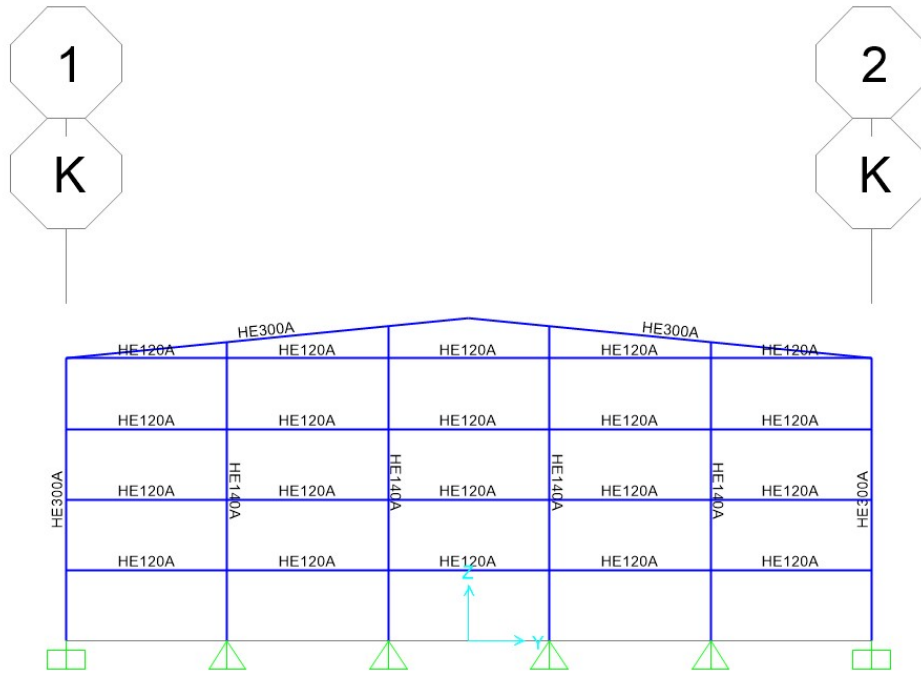
| <i>Πίνακας 4.3 Τελικές διατομές κατασκευής</i> | | |
|--|---------------|------------------------------|
| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ (%) |
| ΔΟΚΟΙ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ | HE300A | 81,9 |
| ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | HE300A | 85,3 |
| ΤΕΓΙΔΕΣ | IPE220 | 81,0 |
| ΜΗΚΙΔΕΣ (ΠΛΑΓΙΕΣ ΟΨΕΙΣ) | HE160A | 69,5 |
| ΜΗΚΙΔΕΣ (ΜΠΡΟΣΤΑ ΚΑΙ ΠΙΣΩ ΟΨΗ) | HE120A | 61,7 |
| ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | L120x10 | 91,1 |
| ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | TUBO D152.4X4 | 64,5 |
| ΚΟΡΦΙΑΣ | TUBO D108X3.6 | 81,4 |
| ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ | HE120A | 74,4 |
| ΜΕΤΩΠΙΚΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | HE140A | 92,1 |



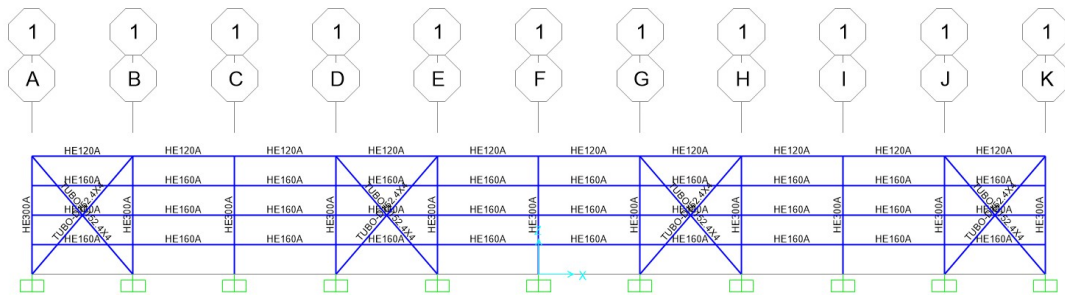
Εικόνα 4.69 Τρισδιάστατη όψη μεταλλικής κατασκευής με τις τελικές διατομές



Εικόνα 4.70. Μπροστινή όψη μεταλλικής κατασκευής με τις τελικές διατομές



Εικόνα 4.71. Πίσω όψη μεταλλικής κατασκευής με τις τελικές διατομές



Εικόνα 4.72. Πλάγια όψη μεταλλικής κατασκευής με τις τελικές διατομές

Το τελικό βάρος του μεταλλικού φορέα της κατασκευής, καθώς και της κάθε διατομής υπολογίζονται από τους Πίνακες της **Εικόνας 4.73** και της **Εικόνας 4.74**, αντίστοιχα.

| Object Type | Material | Total Weight (kN) | Number of Pieces |
|-------------|----------|-------------------|------------------|
| Frame | S275 | 741,174 | 344 |

Εικόνα 4.73. Συνολική μάζα (kN) μεταλλικού φορέα

| Section Text | Object Type | Number of Pieces | Total Length | Total Weight (kN) |
|--------------|-------------|------------------|--------------|-------------------|
| HE120A | Frame | 58 | 272 | 52,97 |
| HE140A | Frame | 8 | 60,80001 | 14,695 |
| HE160A | Frame | 60 | 360 | 107,516 |
| HE300A | Frame | 44 | 375,09726 | 326,257 |
| IPE220 | Frame | 100 | 600 | 154,254 |
| L120X10 | Frame | 48 | 329,84845 | 58,853 |
| TUBO-D108... | Frame | 10 | 60 | 5,454 |
| TUBO-D152... | Frame | 16 | 147,51271 | 21,176 |

Εικόνα 4.74 Συνολική μάζα (kN) κάθε διατομής

Το συνολικό βάρος του μεταλλικού φορέα της κατασκευής είναι 75.578,70 kg, δηλαδή 75,58 τόνοι. Παρακάτω γίνεται της πρόχειρος προϋπολογισμός του κόστους της κατασκευής.

| ΤΜΗΜΑ | Εμβαδόν (m ²) |
|---------------|---------------------------|
| Προσόψεις | 300 |
| Πλάγιες όψεις | 840 |
| Στέγη | 1.206 |
| Σύνολο | 2.346 |

| Πίνακας 4.5. Προϋπολογισμός κόστους κατασκευής | | | |
|---|--|------------------------|--------------------|
| ΥΛΙΚΟ | ΠΟΣΟΤΗΤΑ | ΤΙΜΗ ΜΟΝΑΔΟΣ | ΚΟΣΤΟΣ |
| Μεταλλικός σκελετός | 75.578,70kg | 1,70 €/kg | 128.483,79€ |
| Πάνελ κάλυψης | 2.346,00 m ² | 20,00 €/m ² | 46.920,00€ |
| Συνδέσεις | 8% του κόστους του μεταλλικού σκελετού | | 10.278,70€ |
| | | Σύνολο: | 185.682,49€ |

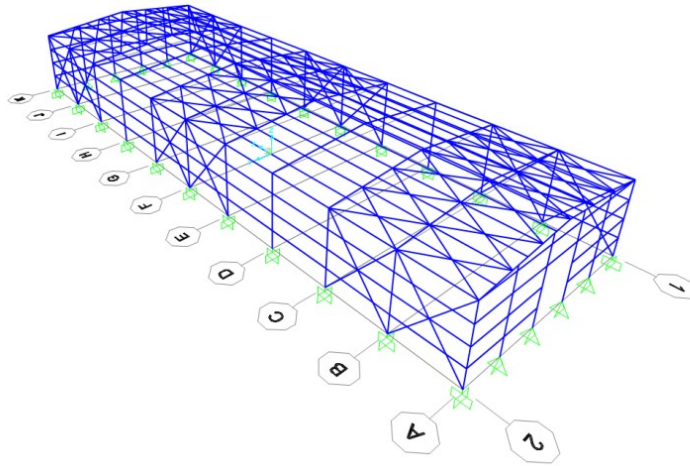
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

5. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

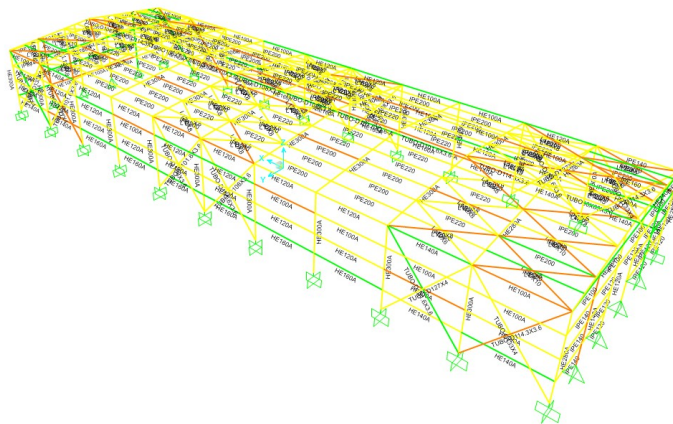
Στην μελέτη μιας κατασκευής είναι πολύ σημαντικό να λαμβάνονται διάφορες παραδοχές για την βέλτιστη επιλογή, τόσο των υλικών όσο και της διάταξής τους. Οι παραδοχές αυτές γίνονται με σκοπό την βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής με κύριο γνώμονα την ασφάλεια, αλλά και το κόστος.

Στην παρούσα εργασία θα γίνουν πέντε παραμετρικές αναλύσεις, οι οποίες είναι πύκνωση και αραιώση αντιανέμιων συνδέσμων, αμφιαρθρωτά πλαίσια, μηκίδες και τεγίδες ως συνεχείς δοκούς δυο ανοιγμάτων και τέλος μείωση του μήκους λυγισμού των μηκίδων και των τεγίδων.

5.1. ΠΥΚΝΩΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ



Εικόνα 5.1. Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα σύμφωνα με την 1^η παραδοχή



Εικόνα 5.2. Μόρφωση του φορέα μετά τη διαστασιολόγηση σύμφωνα με την 1^η παραδοχή -Τρισδιάστατη απεικόνιση

Οι τελικές διατομές που επιλέχθηκαν για κάθε μέλος της κατασκευής σύμφωνα με την διαδικασία ανάλυσης και διαστασιολόγησης, καθώς και βάση του κριτηρίου της οικονομίας, παρουσιάζονται στον **Πίνακα 5.1**.

| Πίνακας 5.1. Τελικές διατομές κατασκευής για την 1^η παραδοχή | | |
|--|-----------------|------------------------------|
| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ (%) |
| ΔΟΚΟΙ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ | HE300A | 82,5 |
| ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | HE300A | 85,9 |
| ΤΕΓΙΔΕΣ | IPE220 | 90,8 |
| ΜΗΚΙΔΕΣ (ΠΛΑΓΙΕΣ ΟΨΕΙΣ) | HE160A | 69,2 |
| ΜΗΚΙΔΕΣ (ΜΠΡΟΣΤΑ ΚΑΙ ΠΙΣΩ ΟΨΗ) | HE120A | 61,7 |
| ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | L120x10 | 93,3 |
| ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | TUBO D133X4 | 87,1 |
| ΚΟΡΦΙΑΣ | TUBO D114.3X3.6 | 88,4 |
| ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ | HE140A | 61,5 |
| ΜΕΤΩΠΙΚΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | HE140A | 93,7 |

Το τελικό βάρος του μεταλλικού φορέα της κατασκευής, καθώς και της κάθε διατομής για την 1^η παραδοχή, υπολογίζονται από τους Πίνακες της **Εικόνας 5.3** και της **Εικόνας 5.4**, αντίστοιχα.

Material List 1 - By Object Type

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

| ObjectType Text | Material Text | TotalWeight KN | NumPieces Unitless |
|-----------------|---------------|----------------|--------------------|
| Frame | S275 | 783,244 | 376 |

Record: << < 1 > >> of 1

Add Tables... Done

Εικόνα 5.3.Συνολική μάζα (kN) μεταλλικού φορέα

Material List 2 - By Section Property

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

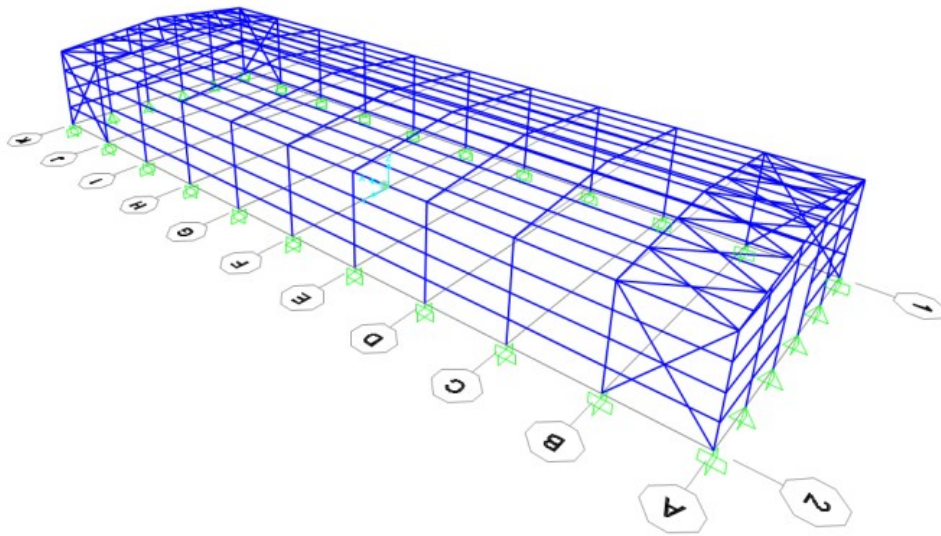
| Section Text | ObjectType Text | NumPieces Unitless | TotalLength | TotalWeight KN |
|--------------|-----------------|--------------------|-------------|----------------|
| HE120A | Frame | 37 | 148 | 28,822 |
| HE140A | Frame | 28 | 180,80001 | 43,698 |
| HE160A | Frame | 60 | 360 | 107,516 |
| HE300A | Frame | 44 | 375,09726 | 326,257 |
| IPE220 | Frame | 101 | 604 | 155,282 |
| L120X10 | Frame | 72 | 494,77268 | 88,279 |
| TUBO-D114... | Frame | 10 | 60 | 5,782 |
| TUBO-D133... | Frame | 24 | 221,26907 | 27,608 |

Record: << < 1 > >> of 8

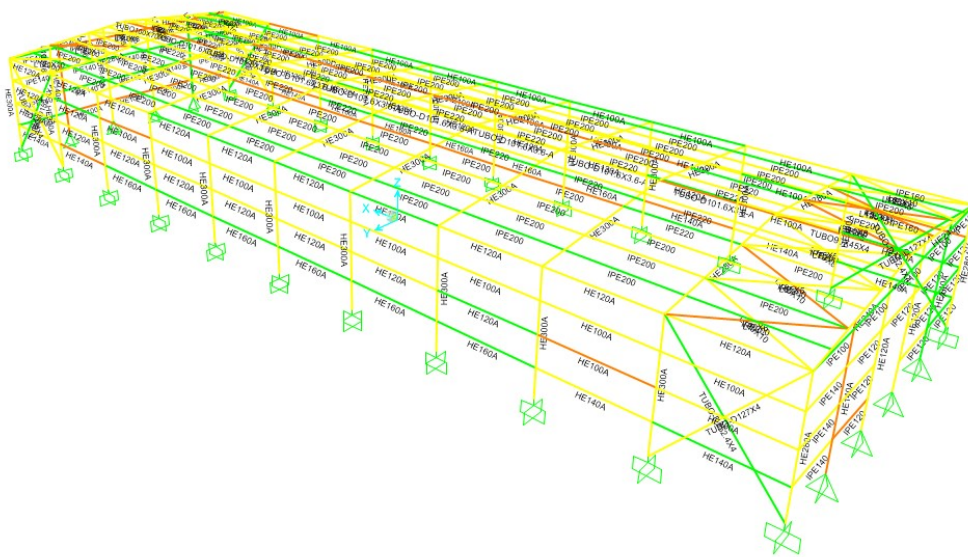
Add Tables... Done

Εικόνα 5.4. Συνολική μάζα (kN) κάθε διατομής

5.2. ΑΡΑΙΩΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ



Εικόνα 5.5. Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα σύμφωνα με την 2^η παραδοχή



Εικόνα 5.6 Μόρφωση του φορέα μετά τη διαστασιολόγηση σύμφωνα με την 2^η παραδοχή-Τρισδιάστατη απεικόνιση

Οι τελικές διατομές που επιλέχθηκαν για κάθε μέλος της κατασκευής σύμφωνα με την διαδικασία ανάλυσης και διαστασιολόγησης, καθώς και βάση του κριτηρίου της οικονομίας, παρουσιάζονται στον **Πίνακα 5.2**.

| <i>Πίνακας 5.2. Τελικές διατομές κατασκευής για την 2^η παραδοχή</i> | | |
|--|-------------------|------------------------------|
| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ (%) |
| ΔΟΚΟΙ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ | HE300A | 79,9 |
| ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | HE300A | 83,3 |
| ΤΕΓΙΔΕΣ | IPE220 | 84,3 |
| ΜΗΚΙΔΕΣ (ΠΛΑΓΙΕΣ ΟΨΕΙΣ) | HE160A | 69,5 |
| ΜΗΚΙΔΕΣ (ΜΠΡΟΣΤΑ ΚΑΙ ΠΙΣΩ ΟΨΗ) | HE120A | 61,7 |
| ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | L120x10 | 90,3 |
| ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | TUBO D152.4X4 | 68,5 |
| ΚΟΡΦΙΑΣ | TUBO D101.6X3.6-A | 91,5 |
| ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ | HE120A | 75,4 |
| ΜΕΤΩΠΙΚΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | HE140A | 93,1 |

Το τελικό βάρος του μεταλλικού φορέα της κατασκευής, καθώς και της κάθε διατομής για την 2^η παραδοχή, υπολογίζονται από τους Πίνακες της **Εικόνας 5.7** και της **Εικόνας 5.8**, αντίστοιχα.

| Object Type Text | Material Text | Total Weight KN | Num Pieces Unitless |
|------------------|---------------|-----------------|---------------------|
| Frame | S275 | 700,823 | 312 |

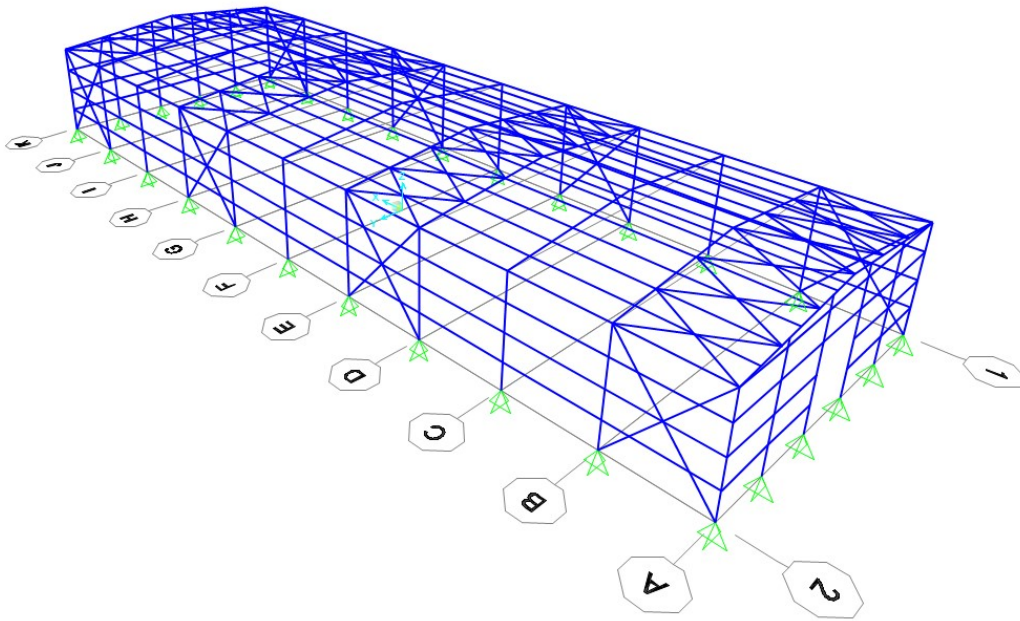
Εικόνα 5.7.Συνολική μάζα (kN) μεταλλικού φορέα

| Section Text | Object Type Text | Num Pieces Unitless | Total Length | Total Weight KN |
|---------------|------------------|---------------------|--------------|-----------------|
| HE120A | Frame | 58 | 272 | 52,97 |
| HE140A | Frame | 8 | 60,80001 | 14,895 |
| HE160A | Frame | 60 | 360 | 107,516 |
| HE300A | Frame | 44 | 375,09726 | 326,257 |
| IPE220 | Frame | 100 | 600 | 154,254 |
| L120X10 | Frame | 24 | 164,92423 | 29,426 |
| TUBO-D101.... | Frame | 10 | 60 | 5,117 |
| TUBO-D152.... | Frame | 8 | 73,75636 | 10,588 |

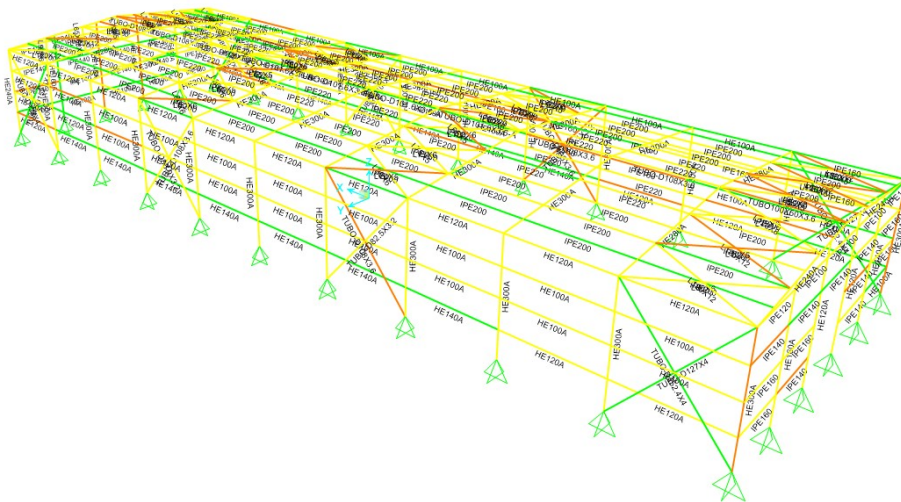
Εικόνα 5.8. Συνολική μάζα (kN) κάθε διατομής

5.3. ΑΜΦΙΑΡΘΡΩΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ

Σε αυτήν παραδοχή έγινε προσομοίωση των πλαισίων του φορέα ως αμφιαρθρωτά, και όχι ως αμφίπακτα.



Εικόνα 5.9. Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα σύμφωνα με την 3η παραδοχή



Εικόνα 5.10. Μόρφωση του φορέα μετά τη διαστασιολόγηση σύμφωνα με την 3η παραδοχή-Τρισδιάστατη απεικόνιση

Οι τελικές διατομές που επιλέχθηκαν για κάθε μέλος της κατασκευής σύμφωνα με την διαδικασία ανάλυσης και διαστασιολόγησης, καθώς και βάση του κριτηρίου της οικονομίας, παρουσιάζονται στον **Πίνακα 5.3**.

| <i>Πίνακας 5.3. Τελικές διατομές κατασκευής για την 3^η παραδοχή</i> | | |
|--|---------------|------------------------------|
| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ (%) |
| ΔΟΚΟΙ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ | HE300A | 81,7 |
| ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | HE300A | 93,5 |
| ΤΕΓΙΔΕΣ | IPE220 | 87,1 |
| ΜΗΚΙΔΕΣ (ΠΛΑΓΙΕΣ ΟΨΕΙΣ) | HE140A | 67,4 |
| ΜΗΚΙΔΕΣ (ΜΠΡΟΣΤΑ ΚΑΙ ΠΙΣΩ ΟΨΗ) | HE100A | 67,3 |
| ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | L120x10 | 90,7 |
| ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | TUBO D152.4X4 | 65,4 |
| ΚΟΡΦΙΑΣ | TUBO D108X3.6 | 92,8 |
| ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ | HE120A | 77,6 |
| ΜΕΤΩΠΙΚΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | HE160A | 71,6 |

Το τελικό βάρος του μεταλλικού φορέα της κατασκευής, καθώς και της κάθε διατομής για την 3^η παραδοχή, υπολογίζονται από τους Πίνακες της **Εικόνας 5.11** και της **Εικόνας 5.12**, αντίστοιχα.

| Object Type | Material | Total Weight | Num Pieces |
|-------------|----------|--------------|------------|
| Text | Text | KN | Unitless |
| Frame | S275 | 730,405 | 344 |

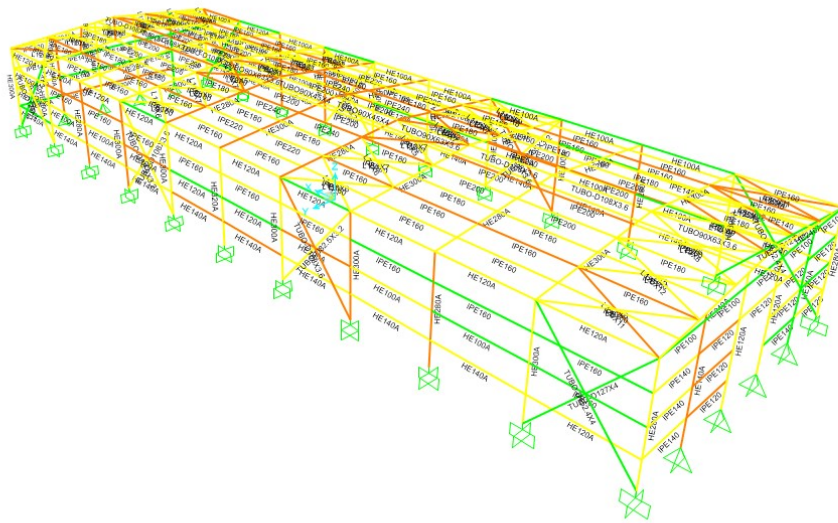
Εικόνα 5.11.Συνολική μάζα (kN) μεταλλικού φορέα

| Section Text | Object Type | Num Pieces | Total Length | Total Weight |
|--------------|-------------|------------|--------------|--------------|
| Text | Text | Unitless | | KN |
| HE100A | Frame | 38 | 152 | 24,804 |
| HE120A | Frame | 20 | 120 | 23,369 |
| HE140A | Frame | 60 | 360 | 87,01 |
| HE160A | Frame | 8 | 60,80001 | 18,158 |
| HE300A | Frame | 44 | 375,09726 | 326,257 |
| IPE220 | Frame | 100 | 600 | 154,254 |
| L120X12 | Frame | 48 | 329,84845 | 69,922 |
| TUBO-D108... | Frame | 10 | 60 | 5,454 |
| TUBO-D152... | Frame | 16 | 147,51271 | 21,176 |

Εικόνα 5.12. Συνολική μάζα (kN) κάθε διατομής

5.4. ΜΗΚΙΔΕΣ ΚΑΙ ΤΕΓΙΔΕΣ ΩΣ ΣΥΝΕΧΕΙΣ ΔΟΚΟΙ ΔΥΟ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ

Σε αυτήν παραδοχή έγινε προσομοίωση των τεγίδων και των μηκίδων του φορέα ως συνεχείς δοκοί δύο ανοιγμάτων, και όχι ως αμφιέριστες. Χρησιμοποιήθηκε πάλι η εντολή Assign→Frame→Releases/Partial Fixity, και εισάχθηκε άρθρωση στις τεγίδες και τις μηκίδες ανα δύο ανοίγματα.



Εικόνα 5.13. Μόρφωση του φορέα μετά τη διαστασιολόγηση σύμφωνα με την 4η παραδοχή-Τρισδιάστατη απεικόνιση

Οι τελικές διατομές που επιλέχθηκαν για κάθε μέλος της κατασκευής σύμφωνα με την διαδικασία ανάλυσης και διαστασιολόγησης, καθώς και βάση του κριτηρίου της οικονομίας, παρουσιάζονται στον **Πίνακα 5.4**.

| Πίνακας 5.4. Τελικές διατομές κατασκευής για την 4 ^η παραδοχή | | |
|---|---------------|------------------------------|
| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ (%) |
| ΔΟΚΟΙ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ | HE300A | 91,7 |
| ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | HE320A | 81,2 |
| ΤΕΓΙΔΕΣ | IPE240 | 92,3 |
| ΜΗΚΙΔΕΣ (ΠΛΑΓΙΕΣ ΟΨΕΙΣ) | HE140A | 91,9 |
| ΜΗΚΙΔΕΣ (ΜΠΡΟΣΤΑ ΚΑΙ ΠΙΣΩ ΟΨΗ) | HE120A | 61,6 |
| ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | L120x12 | 88,4 |
| ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | TUBO D152.4X4 | 64,8 |

| | | |
|--------------------------|---------------|------|
| ΚΟΡΦΙΑΣ | TUBO D108X3.6 | 92,1 |
| ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ | HE120A | 76,7 |
| ΜΕΤΩΠΙΚΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | HE140A | 92,1 |

Το τελικό βάρος του μεταλλικού φορέα της κατασκευής, καθώς και της κάθε διατομής για την 4^η παραδοχή, υπολογίζονται από τους Πίνακες της **Εικόνας 5.14** και της **Εικόνας 5.15**, αντίστοιχα.

| Object Type | Material | Total Weight kN | Num Pieces Unitless |
|-------------|----------|--------------------|------------------------|
| Frame | S275 | 771,102 | 344 |

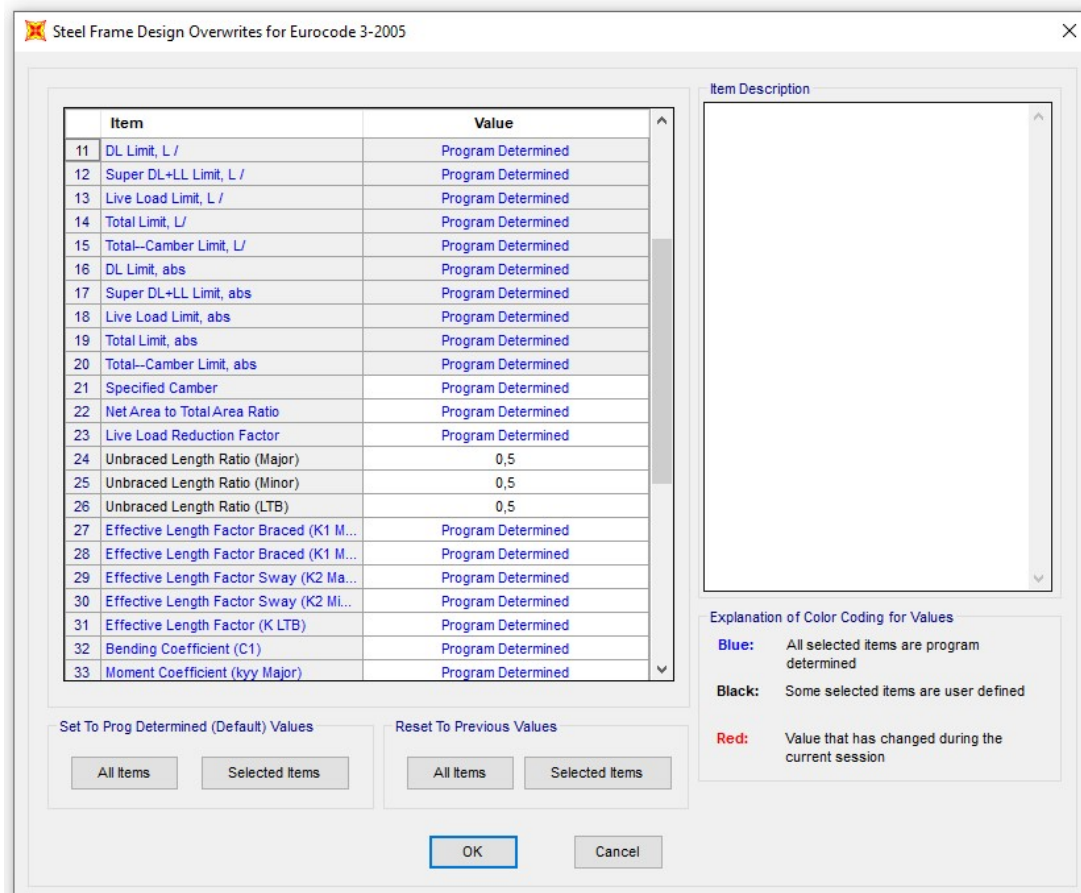
Εικόνα 5.14.Συνολική μάζα (kN) μεταλλικού φορέα

| Section Text | Object Type | Num Pieces Unitless | Total Length | Total Weight kN |
|--------------|-------------|------------------------|--------------|--------------------|
| HE120A | Frame | 58 | 272 | 52,97 |
| HE140A | Frame | 68 | 420,80001 | 101,705 |
| HE300A | Frame | 22 | 221,09726 | 192,309 |
| HE320A | Frame | 22 | 154 | 146,987 |
| IPE240 | Frame | 100 | 600 | 180,578 |
| L120X12 | Frame | 48 | 329,84845 | 69,922 |
| TUBO-D108... | Frame | 10 | 60 | 5,454 |
| TUBO-D152... | Frame | 16 | 147,51271 | 21,176 |

Εικόνα 5.15. Συνολική μάζα (kN) κάθε διατομής

5.5. ΜΕΙΩΣΗ ΜΗΚΟΥΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΕΓΙΔΩΝ ΚΑΙ ΜΗΚΙΔΩΝ ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΤΗΣ ΑΠΟΣΤΑΣΗΣ

Σε αυτή την παραδοχή έγινε μείωση του μήκους λυγισμού των τεγίδων και των μηκίδων στο μέσο της απόστασης. Αυτή η προσομοίωση γίνεται για περιπτώσεις που χρησιμοποιούνται ντίζες, οι οποίες λειτουργούν ως στήριξη. Η εντολή που χρησιμοποιήθηκε είναι Design→ Steel Frame Design→View/Revise Overwrites, και αφού έχουν επιλεχθεί οι τεγίδες και οι μηκίδες εισάγετε η τιμή 0,5 στα αντίστοιχα κελιά του πίνακα (*Εικόνα 5.16*).



Εικόνα 5.16. Μείωση μήκους λυγισμού στο μισό της απόστασης

Οι τελικές διατομές που επιλέχθηκαν για κάθε μέλος της κατασκευής σύμφωνα με την διαδικασία ανάλυσης και διαστασιολόγησης, καθώς και βάση του κριτηρίου της οικονομίας, παρουσιάζονται στον *Πίνακα 5.5*.

| <i>Πίνακας 5.5. Τελικές διατομές κατασκευής για την 5^η παραδοχή</i> | | |
|--|-------------------|------------------------------|
| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ (%) |
| ΔΟΚΟΙ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ | HE300A | 81,9 |
| ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | HE300A | 85,3 |
| ΤΕΓΙΔΕΣ | IPE180 | 79,7 |
| ΜΗΚΙΔΕΣ (ΠΛΑΓΙΕΣ ΟΨΕΙΣ) | HE120A | 80,2 |
| ΜΗΚΙΔΕΣ (ΜΠΡΟΣΤΑ ΚΑΙ ΠΙΣΩ ΟΨΗ) | IPE160 | 68,0 |
| ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | L120x10 | 91,1 |
| ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | TUBO D152.4X4 | 64,5 |
| ΚΟΡΦΙΑΣ | TUBO D101.6X3.6-A | 92,8 |
| ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ | HE120A | 74,4 |
| ΜΕΤΩΠΙΚΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | HE140A | 92,1 |

Το τελικό βάρος του μεταλλικού φορέα της κατασκευής, καθώς και της κάθε διατομής για την 5^η παραδοχή, υπολογίζονται από τους Πίνακες της **Εικόνας 5.17** και της **Εικόνας 5.18**, αντίστοιχα.

Material List 1 - By Object Type

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

| Object Type Text | Material Text | Total Weight KN | Num Pieces Unitless |
|------------------|---------------|-----------------|---------------------|
| Frame | S275 | 653,47 | 344 |

Record: << < 1 > >> of 1

Add Tables... Done

Εικόνα 5.17. Συνολική μάζα (kN) μεταλλικού φορέα

Material List 2 - By Section Property

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

| Section Text | Object Type Text | Num Pieces Unitless | Total Length | Total Weight KN |
|---------------|------------------|---------------------|--------------|-----------------|
| HE120A | Frame | 80 | 480 | 93,476 |
| IPE160 | Frame | 38 | 152 | 23,517 |
| HE140A | Frame | 8 | 60,80001 | 14,695 |
| HE300A | Frame | 44 | 375,09726 | 326,257 |
| IPE180 | Frame | 100 | 600 | 110,379 |
| L120X10 | Frame | 48 | 329,84845 | 58,853 |
| TUBO-D101.... | Frame | 10 | 60 | 5,117 |
| TUBO-D152.... | Frame | 16 | 147,51271 | 21,176 |

Record: << < 1 > >> of 8

Add Tables... Done

Εικόνα 5.18. Συνολική μάζα (kN) κάθε διατομής

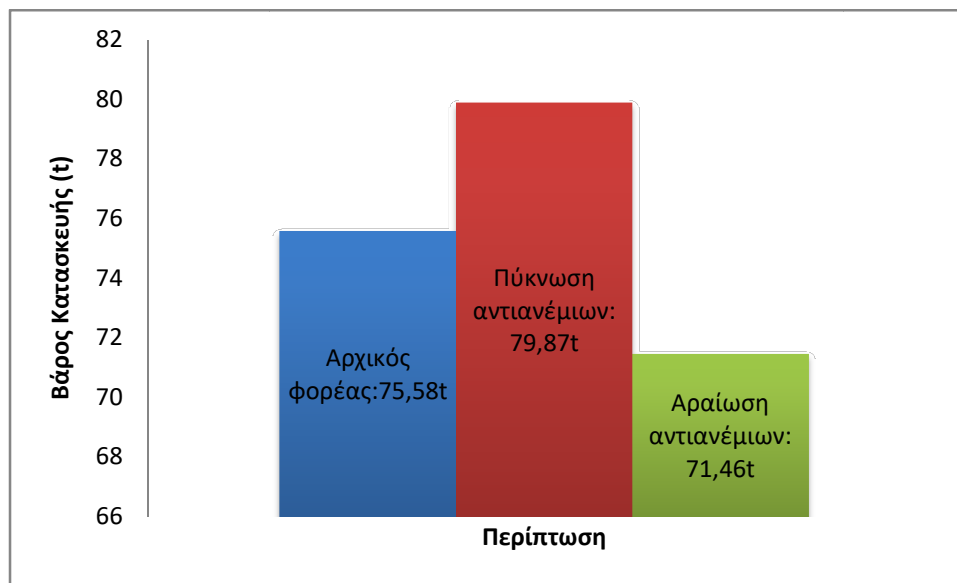
5.6. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

5.6.1. ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Οι πρώτες δύο παραμετρικές αναλύσεις που έγιναν παραπάνω αφορούν διαφορετικές διατάξεις αντιανέμων, σε σχέση με τον αρχικό φορέα. Στον **Πίνακα 5.6** παρουσιάζεται ο αριθμός των αντιανέμων που χρησιμοποιήθηκε σε κάθε περίπτωση, καθώς και το συνολικό του βάρους. Στην περίπτωση της πύκνωσης χρησιμοποιήθηκαν

1,5 φορά περισσότεροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε σχέση με τον αρχικό φορέα με αποτέλεσμα την αντίστοιχη αύξηση του βάρους της κατασκευής κατά 4 τόνους . Αντίθετα, στην περίπτωση της αραιώσης, χρησιμοποιήθηκαν οι μισοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας συγκριτικά με τον αρχικό φορέα και αυτό είχε ως αποτέλεσμα την μείωση του βάρους της κατασκευής κατά 4 τόνους.

| <i>Πίνακας 5.6 Σύγκριση βάρους αντιανέμων</i> | | |
|---|------------------------|--------------------------|
| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | ΑΡΙΘΜΟΣ ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΩΝ | ΒΑΡΟΣ ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΩΝ (t) |
| ΑΡΧΙΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ | 64 | 8,16 |
| ΠΥΚΝΩΣΗ ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΩΝ | 96 | 11,82 |
| ΑΡΑΙΩΣΗ ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΩΝ | 32 | 4,08 |

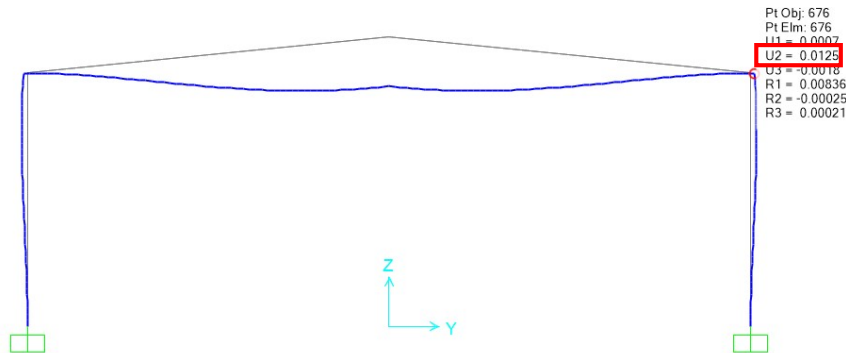


Εικόνα 5.19. Σύγκριση βάρους κατασκευής για διαφορετικές περιπτώσεις διάταξης αντιανέμων

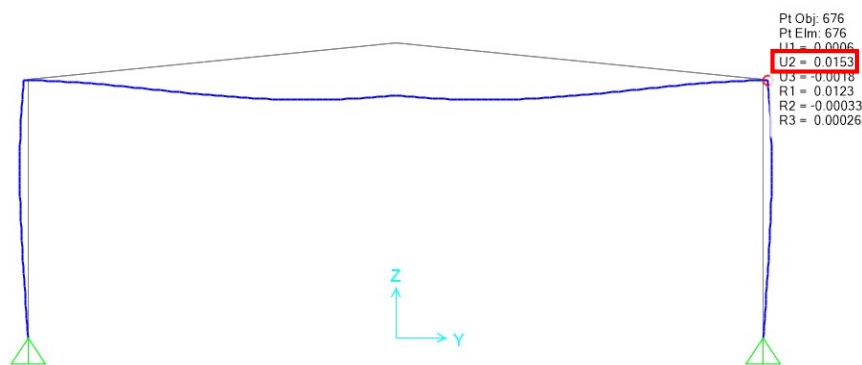
Η πύκνωση και η αραιώση των συνδέσμων δυσκαμψίας δεν έχει επιρροή στην μετακίνηση της κατασκευής σε σχέση με τον αρχικό φορέα, και συγκεκριμένα η μέγιστη μετακίνηση κόμβου πλαισίου και στις τρεις περιπτώσεις είναι παραπλήσια. Σύμφωνα με το βάρος της κατασκευής, προκύπτει το συμπέρασμα πως η περίπτωση της αραιώσης των αντιανέμων είναι η οικονομικότερη.

5.6.2. ΑΜΦΙΠΑΚΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ-ΑΜΦΙΑΡΘΡΩΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα του αρχικού φορέα, ο οποίος αποτελείται από αμφίπακτα πλαίσια, και της 3^{ης} παραμετρικής ανάλυσης, στην οποία ο φορέας αποτελείται από αμφιαρθρωτά πλαίσια, προέκυψε το συμπέρασμα πως το αμφίπακτο πλαίσιο παρουσιάζει μικρότερη μετακίνηση κόμβου ($0.0125 < 0.0153$) και έχει μειωμένη παραμορφωσιμότητα σε σχέση με το αμφιαρθρωτό.



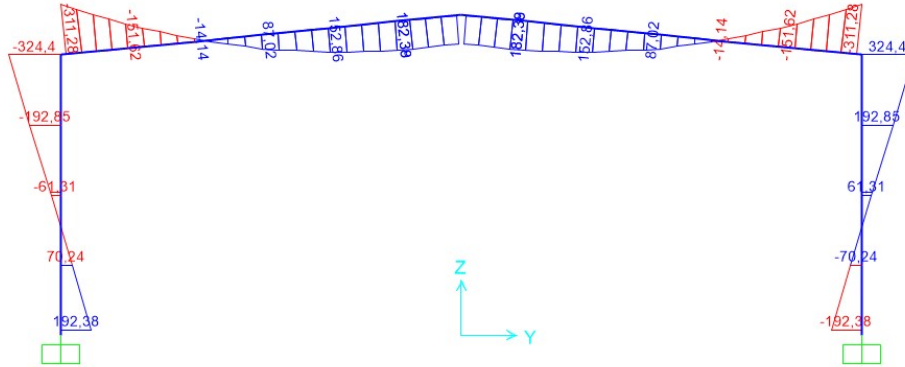
Εικόνα 5.20. Διάγραμμα μετακίνησης πάνω δεξιού κόμβου δοκού - υποστυλώματος –Αμφίπακτο πλαίσιο



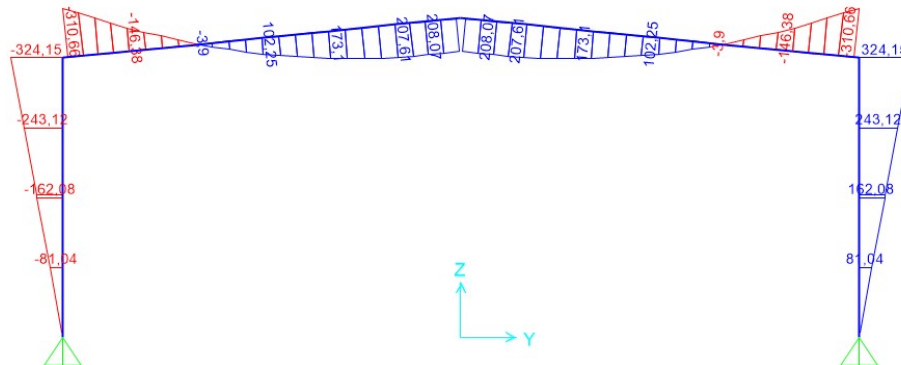
Εικόνα 5.21. Διάγραμμα μετακίνησης πάνω δεξιού κόμβου δοκού - υποστυλώματος –αμφιαρθρωτό πλαίσιο

Γενικά, ένα αμφίπακτο πλαίσιο σε σύγκριση με το αντίστοιχο αμφιαρθρωτό έχει συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης επί του θεμελίου αλλά παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή καμπτικών ροπών και μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα, όσο και υπό τα οριζόντια φορτία, γεγονός πολύ σημαντικό για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να επιβαρύνεται η θεμελίωση και να ανακουφίζεται η ανωδομή, σε αντίθεση με το αμφιαρθρωτό, στο οποίο επιβαρύνεται η ανωδομή και ανακουφίζεται η θεμελίωση. Στο διάγραμμα ροπής του αμφίπακτου πλαισίου (**Εικόνα 5.22**), φαίνεται ότι υπάρχει ροπή στην στήριξη σε αντίθεση με το αντίστοιχο διάγραμμα του αμφιαρθρωτού πλαισίου

(**Εικόνα 5.23**), στο οποίο η ροπή είναι μηδέν, αλλά η ροπή στο ζύγωμα είναι μεγαλύτερη.



Εικόνα 5.22. Διάγραμμα ροπών (M) αμφίπακτου πλαισίου



Εικόνα 5.23. Διάγραμμα ροπών (M) αμφιαρθρωτού πλαισίου

Και στις 2 περιπτώσεις οι διατομές που επιλέχθηκαν για τα δοκάρια και για τα υποστυλώματα κατά την διαστασιολόγηση ήταν ίδιες (HE300A), όμως το ποσοστό εκμετάλλευσης της διατομής των υποστυλωμάτων στο αμφιαρθρωτό πλαίσιο ήταν αρκετά μεγαλύτερο σε σχέση με του αμφίπακτου πλαισίου.

Πίνακας 5.7 Σύγκριση διατομών δοκών και υποστυλωμάτων

| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | ΔΟΚΟΙ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ | | ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | |
|---------------------|--------------------|---------------------------|--------------------|---------------------------|
| | Κατηγορία Διατομής | Ποσοστό Εκμετάλλευσης (%) | Κατηγορία Διατομής | Ποσοστό Εκμετάλλευσης (%) |
| ΑΜΦΙΠΑΚΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ | HE300A | 81,9 | HE300A | 85,3 |
| ΑΜΦΙΑΡΘΡΩΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ | | 81,7 | | 93,5 |

Όσον αφορά το βάρος των δύο περιπτώσεων, ο αρχικός φορέας με τα αμφίπακτα πλαίσια έχει τελικό βάρος **75,58t**, ενώ ο φορέας με τα αμφιαρθρωτά πλαίσια έχει τελικός βάρος **74,48t**. Η διαφορά είναι σχετικά μικρή, όμως τα αμφίπακτα πλαίσια, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, ίσως έχουν μεγαλύτερο κόστος θεμελίωσης, οπότε είναι πολύ πιθανόν η κατασκευή με τα αμφιαρθρωτά πλαίσια να είναι πιο οικονομική.

5.6.3. ΜΗΚΙΔΕΣ ΚΑΙ ΤΕΓΙΔΕΣ ΩΣ ΑΜΦΙΕΡΙΣΤΕΣ ΔΟΚΟΙ ΚΑΙ ΩΣ ΣΥΝΕΧΕΙΣ ΔΟΚΟΙ ΔΥΟ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ

Στον αρχικό φορέα οι τεγίδες και οι μηκίδες είχαν προσομοιωθεί στο πρόγραμμα ως αμφιέριστες δοκοί, ενώ στην παραμετρική ανάλυση που έγινε παραπάνω προσομοιώθηκαν ως συνεχείς δοκοί δύο ανοιγμάτων. Συγκρίνοντας, λοιπόν, τα αποτελέσματα αυτών των δυο περιπτώσεων προέκυψε ο **Πίνακας 5.8**. Το βάρος των τεγίδων και των μηκίδων στην περίπτωση των αμφιέριστων δοκών είναι κατά 0,5 τόνο ελαφρύτερο από το αντίστοιχο βάρος της άλλης περίπτωσης.

Πίνακας 5.8 Σύγκριση βάρους τεγίδων και μηκίδων

| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | ΤΕΓΙΔΕΣ | | ΜΗΚΙΔΕΣ | | ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΗΚΙΔΩΝ ΚΑΙ ΤΕΓΙΔΩΝ (t) |
|-------------------------------|--------------------|-----------|--------------------|-----------|--|
| | Κατηγορία διατομής | Βάρος (t) | Κατηγορία διατομής | Βάρος (t) | |
| ΑΜΦΙΕΡΕΙΣΤΕΣ ΔΟΚΟΙ | IPE220 | 15,73 | HE160A | 10,96 | 26,69 |
| ΣΥΝΕΧΕΙΣ ΔΟΚΟΙ ΔΥΟ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ | IPE240 | 18,41 | HE140A | 8,87 | 27,28 |

Όσον αφορά το συνολικό βάρος κατασκευής των δύο περιπτώσεων, ο αρχικός φορέας με τις αμφιέριστες δοκούς έχει τελικό βάρος **75,58 τόνοι**, ενώ ο φορέας με τις συνεχείς δοκούς δύο ανοιγμάτων έχει τελικό βάρος **78,63 τόνοι**. Η διαφορά είναι περίπου 3 τόνοι, και αυτή η αύξηση οφείλεται κυρίως στην αύξηση της διατομής των υποστλωμάτων, όπου από HE300A απαιτήθηκε HE320A. Τέλος, αξίζει να σημειωθεί πως τα αμφιέριστα στοιχεία είναι πιο εύκολα στην σύνδεση και στην ανέγερση, με αποτέλεσμα την μείωση των εργατοωρών, άρα και στην μείωση του συνολικού κόστους κατασκευής.

5.6.4. ΜΗΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΕΓΙΔΩΝ ΚΑΙ ΜΗΚΙΔΩΝ

Στην τελευταία παραμετρική ανάλυση, έγινε μείωση του μήκους λυγισμού κατά το μισό σε σχέση με τον αρχικό φορέα. Αυτή η προσομοίωση γίνεται για περιπτώσεις που χρησιμοποιούνται ντιζες, οι οποίες λειτουργούν ως στήριξη στο μέσο της απόστασης των μηκίδων και των τεγίδων. Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων, προέκυψε ο **Πίνακας 5.9** σύμφωνα με τον οποίο παρατηρείται η μεγάλη μείωση των διατομών, τόσο των τεγίδων όσο και των μηκίδων με αποτέλεσμα την ελάφρυνση της κατασκευής κατά 6 τόνους. Σύμφωνα με αυτή την μεγάλη μείωση του βάρους λόγω της χρήσης ντιζών η κατασκευή θεωρείται οικονομικότερη, εάν ληφθεί ως μόνη παράμετρος το βάρος. Για το τελικό κόστος όμως θα πρέπει να υπολογισθεί και το κόστος των ντιζών, καθώς και το κόστος τοποθέτησής τους. Τέλος, σύμφωνα με τον **Πίνακα 5.10**, η μέγιστη μετακίνηση κόμβου και για τις δυο περιπτώσεις είναι 0,0237μ.

| Πίνακας 5.9 Σύγκριση βάρους τεγίδων και μηκίδων | | | | | | | |
|--|--------------------|-----------|-------------------------|-----------|--------------------------------|-----------|--|
| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | ΤΕΓΙΔΕΣ | | ΜΗΚΙΔΕΣ (πλάγιες όψεις) | | ΜΗΚΙΔΕΣ (μπροστά και πίσω όψη) | | ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΜΗΚΙΔΩΝ ΚΑΙ ΤΕΓΙΔΩΝ (t) |
| | Κατηγορία διατομής | Βάρος (t) | Κατηγορία διατομής | Βάρος (t) | Κατηγορία διατομής | Βάρος (t) | |
| ΑΡΧΙΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ | IPE220 | 15,73 | HE160A | 10,96 | HE120A | 2,38 | 29,07 |
| ΜΕΙΩΣΗ ΜΗΚΟΥΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ | IPE180 | 11,26 | HE120A | 9,53 | IPE160 | 2,40 | 23,19 |

| <i>Πίνακας 5.10. Σύγκριση μέγιστων μετακινήσεων</i> | |
|---|--|
| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΚΟΜΒΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ(m) |
| ΑΡΧΙΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ | 0,0237 |
| ΜΕΙΩΣΗ ΜΗΚΟΥΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΕΓΙΔΩΝ ΚΑΙ ΜΗΚΙΔΩΝ | 0,0237 |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Κλείνοντας την παρούσα διπλωματική εργασία, η οποία πραγματεύεται την ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός μονώροφου μεταλλικού κτιρίου βιομηχανικής χρήσης σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων, είναι σημαντικό να αναφερθεί πως εφαρμόστηκαν θεωρητικές γνώσεις οι οποίες αποκτήθηκαν κατά την φοίτηση στο Μεταπτυχιακό Πρόγραμμα Σπουδών, αλλά και νέων γνώσεων οι οποίες αποκτήθηκαν κατά την εκπόνησή της.

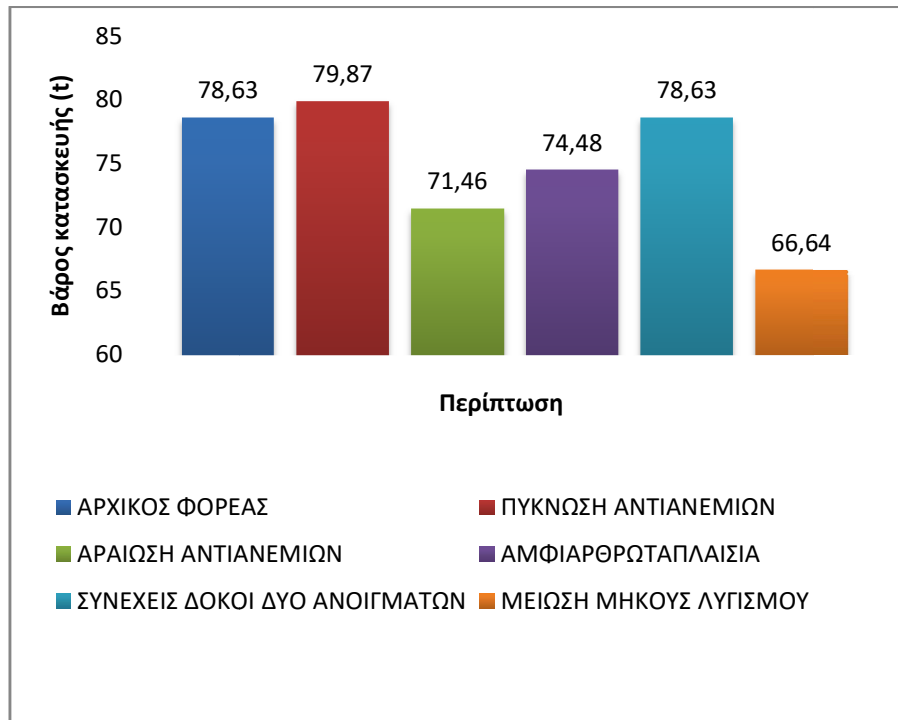
Ο σχεδιασμός του υπό μελέτη κτιρίου έγινε τόσο με βάση την επάρκειά του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με βάση το κριτήριο της οικονομίας. Λόγω της ανεμοπίεσης, η οποία αποτελεί κύρια καταπόνηση των διατομών των μελών των μεταλλικών κατασκευών, απαιτήθηκαν μεγάλες διατομές συνδέσμων δυσκαμψίας τόσο οριζόντιων όσο και κατακόρυφων.

Στο τέλος της εργασίας, έγιναν κάποιες παραμετρικές αναλύσεις με τις οποίες έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων με τον αρχικό φορέα. Τα συμπεράσματα που παρατηρήθηκαν είναι τα εξής:

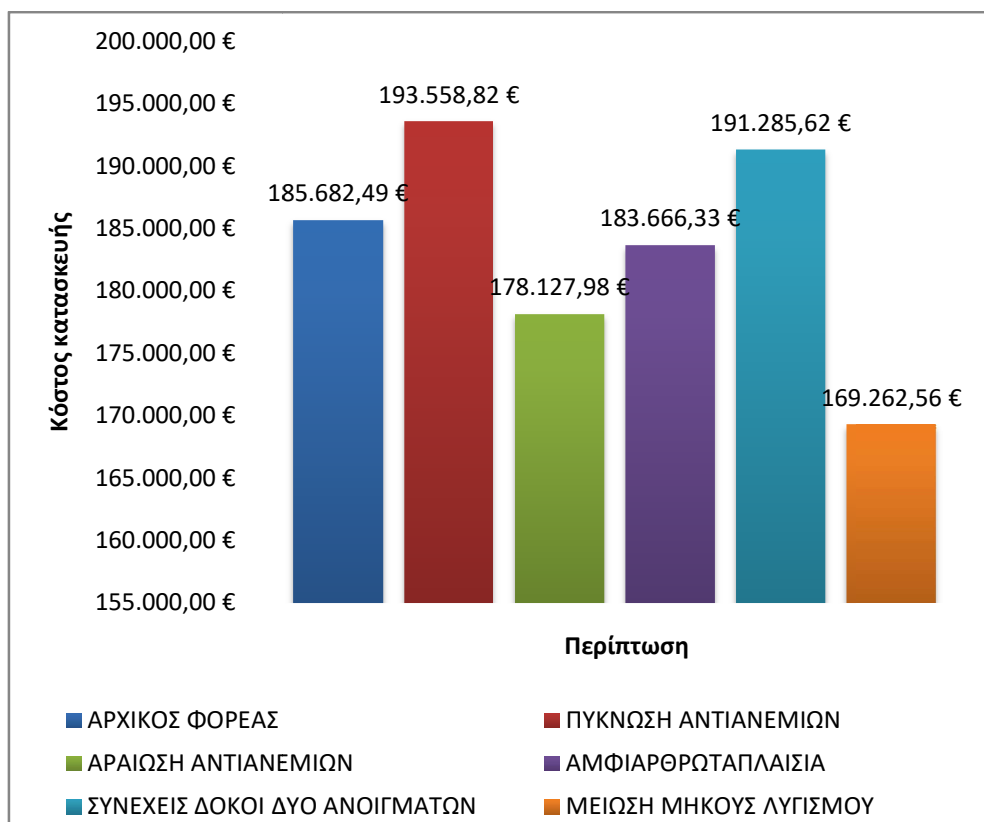
- Συγκρίνοντας τον αρχικό φορέα με τις δυο διαφορετικές διατάξεις αντανέμιων καταλήξαμε στο συμπέρασμα πως με την αραίωση τόσο των οριζόντιων όσο και των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, μειώθηκε το βάρος της κατασκευής κατά 4 τόνους χωρίς να επηρεάσει αρνητικά την κατασκευή καθώς οι μετακινήσεις ήταν παραπλήσιες.
- Όσον αφορά την περίπτωση αμφίπακτου πλαισίου και αμφιαρθρωτού πλαισίου, η διαφορά στο βάρος της κατασκευής ήταν λιγότερο από 1 τόνο, όμως στην περίπτωση με τα αμφίπακτα πλαίσια το κόστος κατασκευής ίσως είναι πολύ μεγαλύτερο λόγω των απαιτήσεων θεμελίωσης.
- Στις περιπτώσεις των τεγίδων και των μηκίδων ως αμφιέριστες δοκούς και, αντίστοιχα, ως συνεχείς δοκούς δύο ανοιγμάτων παρατηρήθηκε πως η πρώτη περίπτωση έχει μικρότερο βάρος και επιπλέον λόγω της ευκολίας, των αμφιέριστων στοιχείων, στην σύνδεση και στην ανέγερση, αυτό έχει ως αποτέλεσμα την μείωση των εργατοωρών, άρα και στην μείωση του συνολικού κόστους κατασκευής.
- Κατά την σύγκριση του αρχικού φορέα με την θεώρηση της μείωσης του μήκους λυγισμού των τεγίδων και των μηκίδων στο μισό της απόστασης παρατηρήθηκε μεγάλη μείωση του βάρους της κατασκευής καθώς μειώθηκαν αρκετά οι διατομές των μηκίδων και των τεγίδων. Για το τελικό κόστος όμως θα πρέπει να υπολογισθεί και το κόστος των ντιζών, καθώς και το κόστος τοποθέτησής τους.

Τέλος, σύμφωνα με τα γραφήματα του **Πίνακα 6.1** και του **Πίνακα 6.2**, και θέτοντας ως μόνη παράμετρο το βάρος της κατασκευής, η οικονομικότερη λύση συγκρίνοντας όλες τις περιπτώσεις θεωρείται η περίπτωση κατά την οποία έγινε μείωση του μήκους

λυγισμού στο μισό της απόστασης των τεγίδων και των μηκίδων με την χρήση ντιζών.



Εικόνα 6.1. Βάρος κατασκευής κάθε περίπτωσης



Εικόνα 6.2. Κόστος κατασκευής κάθε περίπτωσης

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκώδικων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
2. Ι. Ερμόπουλος, «Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 1997
3. Χ. Κ. Μπανιωτόπουλος, «Κατασκευές από χάλυβα, Αρχές σχεδιασμού στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3», Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη 2009
4. EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
5. EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2002
6. EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2003
7. EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
8. EN1991-1-5, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-5: Thermal actions», CEN, 2003
9. EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
10. EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
11. Ηλεκτρονικές σημειώσεις-Παρουσίαση μαθήματος εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών ΕΜΠ: «Φορτία Χιονιού και Ανέμου σύμφωνα με τις διατάξεις τους Ευρωκώδικα 1»
12. Ηλεκτρονικές σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος ΠΑΔΑ: «Σχεδιασμός Μεταλλικών Κατασκευών»
13. Ηλεκτρονικές σημειώσεις - Παρουσίαση μεταπτυχιακού μαθήματος ΠΑΔΑ: «Αντισεισμικές Κατασκευές-Ευρωκώδικας 8»