



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός αθλητικού κέντρου εντός της Πολυτεχνειούπολης



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αθανάσιος Σ. Τσάλας

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Μάρτιος 2022

ΕΜΚ ΔΕ 2022/02

Τσάλας Α.Σ. (2022).
Σχεδιασμός αθλητικού κέντρου εντός της Πολυτεχνειούπολης
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2022/02
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Tsalas A. S. (2022).
Design of an athletic center inside the NTUA campus
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2022/02
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	2
Abstract	3
Ευχαριστίες	4
1 Εισαγωγή	5
2 Αρχιτεκτονικός Σχεδιασμός	6
2.1 Βασικά στοιχεία προμελέτης.....	6
2.2 Χρήσεις και απαιτήσεις.....	6
2.3 Κτιριολογικό πρόγραμμα	7
2.4 Διαμόρφωση Κατόψεων - Προσανατολισμός.....	9
2.5 Διαμόρφωση όψεων- Φωτορεαλιστική απεικόνιση	11
3 Στατική Μελέτη.....	14
3.1 Παρουσίαση κατασκευής.....	14
3.2 Προσομοίωση φορέα.....	16
3.3 Φορτία	19
3.3.1 Μόνιμες δράσεις	19
3.3.2 Κινητό φορτίο πλακών.....	20
3.3.3 Χιόνι.....	20
3.3.4 Άνεμος.....	22
3.3.5 Σεισμική διέγερση.....	34
3.3.6 Συνδυασμοί φόρτισης.....	37
3.4 Επίλυση και Αποτελέσματα	39
4 Διαστασιολόγηση	44
4.1 Σύμμικτη πλάκα	44
4.2 Σύμμικτες δοκοί	50
4.2.1 Κύρια δοκός Ισογείου	51
4.2.2 Κύρια δοκός Ορόφου	63
4.2.3 Διαδοκίδες.....	71
4.3 Υποστυλώματα.....	79
4.4 Πέλματα δικτυωμάτων	91
4.5 Ορθοστάτες και Αντηρίδες.....	93
4.6 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	94
4.7 Τηγίδες.....	95
4.8 Μετωπικοί στύλοι.....	96
5 Συνδέσεις.....	97
5.1 Έδραση Υποστυλωμάτων.....	97
5.2 Σύνδεση μελών δικτυώματος	98
5.3 Σύνδεση Κύριας Δοκού με Υποστώλωμα.....	99
5.4 Σύνδεση διαδοκίδας με κύρια δοκό.....	99
6 Βιβλιογραφία	101
Παράρτημα Α- Robot printout composition for steel members	102
Παράρτημα Β- Robot printout composition for steel connections.....	113

Σχεδιασμός αθλητικού κέντρου εντός της Πολυτεχνειούπολης

Τσάλας Α.Σ (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

Περίληψη

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται τον σχεδιασμό ενός νέου αθλητικού κέντρου εντός της Πολυτεχνειούπολης Ζωγράφου και πιο συγκεκριμένα την αρχιτεκτονική και στατική μελέτη ενός νέου κλειστού κολυμβητηρίου. Τα σχέδια που συνοδεύουν τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό έγιναν με τη βοήθεια των λογισμικών AutoCad και Revit της εταιρείας Autodesk, ενώ η στατική μελέτη με το λογισμικό πρόγραμμα Autodesk Structural Analysis Professional.

Στο πρώτο στάδιο της εργασίας παρουσιάζεται η ορθή μελέτη του χώρου, του προσανατολισμού και των χρήσεων που καλείται να ικανοποιήσει το νέο αθλητικό κέντρο, έχοντας ως κύριο μέλημα την λειτουργικότητα και την αισθητική. Για τον λόγο αυτό συντάσσονται τα απαραίτητα έγγραφα και δημιουργούνται αρχιτεκτονικά σχέδια κατόψεων, τομών και όψεων, καθώς και φωτορεαλιστικές απεικονίσεις του προς μελέτη αθλητικού κέντρου.

Στόχος της στατικής μελέτης είναι η επιλογή κατάλληλου στατικού συστήματος και διατομών κάθε μέλους αυτού με επαρκή αντοχή τόσο στις στατικές όσο και στις δυναμικές φορτίσεις. Ο φέρων οργανισμός της κατασκευής αποτελείται από χαλύβδινα μέλη και σύμμικτες πλάκες με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο. Βασικό στάδιο με αυξημένες μελετητικές απαιτήσεις είναι η επιλογή κατάλληλου στατικού συστήματος δεδομένων των θέσεων των φερόντων στοιχείων, όπως έχουν προκαθοριστεί από την αρχιτεκτονική μελέτη. Με βάση τον Ευρωκώδικα 1 έγινε προσδιορισμός των δράσεων επί της κατασκευής, οι οποίες στη συνέχεια ασκήθηκαν με κατάλληλο τρόπο στο στατικό προσομοίωμα.

Αξιοποιώντας τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη της πρώτης ανάλυσης έγινε μία προδιαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής. Με βάση τις διατομές που προέκυψαν από την διαδικασία αυτή, ακολούθησαν οι τελικοί έλεγχοι επάρκειας αντοχής κάθε μέλους. Συγκεκριμένα, η επιλογή διατομής των σύμμικτων δοκών και των μεταλλικών υποστυλωμάτων εξετάστηκε εκτός του λογισμικού, με χειρόγραφους ελέγχους και την περαιτέρω βοήθεια υπολογιστικών φύλων. Η διαστασιολόγηση των υπόλοιπων μελών της κατασκευής υλοποιήθηκε μέσα στο πεδίο του λογισμικού αφού πρώτα καθορίστηκαν ορθά όλες οι παράμετροι κάθε μέλους. Στο τέλος πραγματοποιήθηκε υπολογισμός δύο τυπικών συνδέσεων της κατασκευής καθώς και η ποιοτική παρουσίαση ακόμα δύο.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η συνολική αποτύπωση ενός γνωσιακού συνδυασμού που αποκτήθηκε κατά τη φοίτησή μου στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και πιο συγκεκριμένα της στατικής και αρχιτεκτονικής μελέτης μίας κατασκευής, έχοντας ως προτεραιότητα την λειτουργικότητα, τα χαμηλά έξοδα οικοδόμησης, την αισθητική αλλά πρωτίστως την ασφάλεια της κατασκευής αυτής.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2022/02

Design of an athletic center in NTUA's campus

Tsalas A.S (supervised by Avraam T.)

Abstract

The present paper portrays the design of a new sports center within the National & Technical University of Athens, which is located in the area of Zografou, and more specifically analyzes the architectural and static study of a new indoor swimming center. The plans that accompany the architectural design were conducted with the help of Autodesk's Autocad and Revit software, while the program Autodesk Robot Structural Analysis Professional was used for the structural analysis.

The detailed study of the location, the orientation of the building, as well as the main uses of the new sports centre were the first stages of the architectural design. This stage was followed by the composition of essential architectural documents and the creation of the floor plans with the main concern being the functionality of the new building. The last phase of the architectural design was the creation of the side views and photorealistic representations, while taking into account the overall aesthetics of the building.

The selection of the type of structure as well as the steel sections with sufficient resistance for each member was the main goal of the structural analysis. The floors of the building were formed as composite floors of steel and reinforced concrete, but as previous mentioned steel cross sections were used to design any supplementary structural element in the project. The predefined location of the beams and columns from the architectural design led to the most critical stage of the design which was the selection of the best suitable type of structure. Subsequently, taking into account European standards, the actions of the structure were defined and put into the model precisely.

The results of the first analysis were used to pre-design some of the structure's members. Based on the cross- sections identified in the previous phase, all the necessary inspections were carried out and led to the final selection of the parts that were used. More specifically, the selection of the cross- section of the composite beams and steel columns was made outside the scope of the software, with handwritten tests using the help of spreadsheets/ excel sheets. Compliance with the European standards is an essential norms parameter, so every member whose section was to be defined by the program ought to be properly simulated. The last step of the structural design was the accurate calculation of two types of steel connections to be used at the construction stage as well as the presentation of two non-calculated steel connections.

The main goal of this work is the combination of the knowledge I acquired during my Civil Engineer studies and more specifically the study of a new construction in the fields of architectural and structural design with the main factors being functionality, aesthetics, economy but most importantly the safety of the structure.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Καθηγητή Τάσο Αβραάμ για την εξαιρετική συνεργασία, την καθοδήγηση, την βοήθεια και τις γνώσεις που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια συγγραφής της διπλωματικής μου εργασίας.

Επιπλέον θα ήθελα να εκφράσω θερμές ευχαριστίες στον Καθηγητή Γεώργιο Βλάχο για την πολύτιμη συμβολή του στο κομμάτι του αρχιτεκτονικού σχεδιασμού καθώς και τον Λέκτορα Παύλο Θανόπουλο, για την πολύτιμη βοήθειά του στο κομμάτι κατανόησης του λογισμικού στατικής ανάλυσης.

Ευχαριστώ την οικογένεια μου, Στέλιο, Ελένη και Άννα για την αδιάκοπη στήριξή τους κατά τη διάρκεια συγγραφής της παρούσας εργασίας καθώς και καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Ευχαριστώ τον θείο μου Βαγγέλη για την βοήθεια και καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια των φοιτητικών μου χρόνων, τους φίλους μου και τον παπού και τη γιαγιά μου για την υπομονή και την υποστήριξή τους.

Τέλος, ευχαριστώ τους καθηγητές και τους συμφοιτητές για όλες τις γνώσεις και εμπειρίες που έζησα μέσα στο περιβάλλον της σχολής.

1 Εισαγωγή

Το θέμα της παρούσας εργασίας εγείρει ενδιαφέρον καθώς ο συνδυασμός του αρχιτεκτονικού με τον στατικό σχεδιασμό μίας κατασκευής είναι ένα κοινό πεδίο μελέτης ενός Πολιτικού μηχανικού. Σκοπός της παρούσας εργασίας αποτελεί η εφαρμογή γνώσεων από ποίκιλλα και διαφορετικά μαθήματα, η εμβάθυνση στην εφαρμογή Ευρωπαϊκών Προτύπων και κανονισμών καθώς και η ανάπτυξη δεξιοτήτων που σχετίζονται με τον σχεδιασμό και την ανάλυση με βοήθεια λογισμικών προγραμμάτων. Αναλυτικότερα, ανά κεφάλαιο:

Στο 2^ο κεφάλαιο προτείνεται η θέση εντός της Πολυτεχνειούπολης και επιλέγεται ο προσανατολισμός του κτιρίου. Συντάσσεται το κτιριολογικό πρόγραμμα με βάση τις απαιτήσεις σε χώρους και εγκαταστάσεις του νέου κλειστού κολυμβητηρίου και έπειτα διαμορφώνονται οι κατόψεις με στόχο την λειτουργική διαρρύθμιση των χώρων αυτών. Τέλος δημιουργούνται οι όψεις και οι φωτορεαλιστικές απεικονίσεις με κριτήριο την αισθητική.

Στο 3^ο κεφάλαιο επιλέγεται το στατικό σύστημα, ένα κρίσιμο και απαιτητικό κομμάτι της εργασίας καθώς η ορθή επιλογή αυτού οδηγεί στην ασφαλέστερη και οικονομικότερη λύση. Επιπλέον παρουσιάζεται η εισαγωγή και παραμετροποίηση των μελών της κατασκευής στο λογισμικό. Υπολογίζονται αναλυτικά οι δράσεις επί της κατασκευής με βάση τα κείμενα του Ευρωκώδικα 1. Τέλος παρουσιάζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη της ανάλυσης.

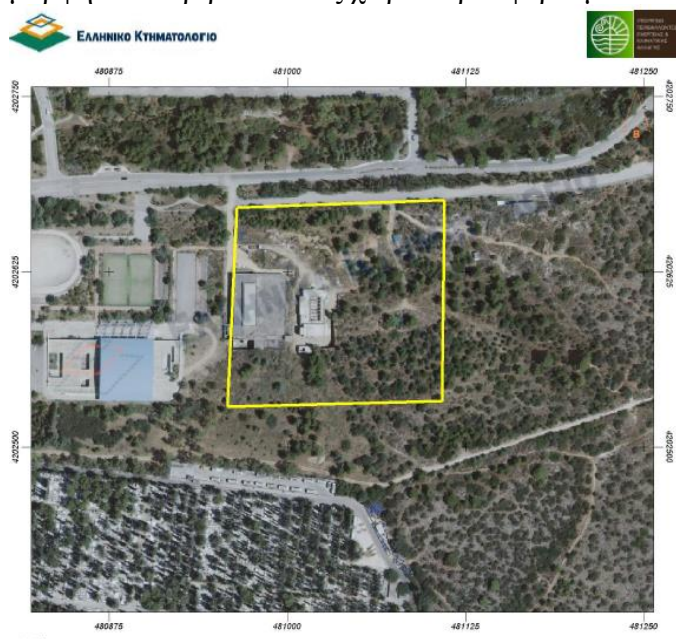
Στο 4^ο κεφάλαιο γίνεται η οριστική διαστασιολόγηση όλων των μελών της κατασκευής είτε με αναλυτικούς χειρόγραφους ελέγχους με βοήθεια λογιστικών φύλλων ή μέσα από το πεδίο του λογισμικού με κατάλληλη παραμετροποίηση κάθε μέλους.

Στο 5^ο κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση και υπολογισμός κάποιων συνδέσεων του φορέα. Συγκεκριμένα υπολογίζονται μέσα από το πεδίο του λογισμικού η έδραση των υποστύλων στο έδαφος και η σύνδεση των μελών του δικτύωματος, ενώ επιπλέον παρουσιάζονται ποιοτικά συνδέσεις κύριας δοκού με υποστύλωμα και κύριας δοκού με διαδοκίδα.

2 Αρχιτεκτονικός Σχεδιασμός

2.1 Βασικά στοιχεία προμελέτης

Ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός του κλειστού κολυμβητηρίου αποσκοπεί στην εξασφάλιση συνθηκών άνεσης των παρευρισκόμενων σε αυτό. Πρώτο στάδιο της μελέτης αποτελεί η διερεύνηση του βέλτιστου χώρου εντός της Πολυτεχνειούπολης από πλευράς τοπικού κλίματος, υψομέτρου, τοπογραφίας, προσανατολισμού και απόσταση από κεντρικά κτήρια. Χωρίς να έχει γίνει περαιτέρω τοπογραφική αποτύπωση και ανάλυση υψομέτρου προτείνεται ως βέλτιστη τοποθεσία ανέγερσης ο χώρος ανατολικά του ήδη υπάρχοντος κλειστού αθλητικού κέντρου. Η κοντινή απόσταση από το ήδη υπάρχον αθλητικό κέντρο και από τον περιφερειακό οδικό άξονα της Πολυτεχνειούπολης καθιστά άνετη την πρόσβαση σε αυτό, ενώ το υψόμετρο, η απουσία ψηλών γειτονικών κτισμάτων καθώς και η μορφή του περιβάλλοντος χώρου προσφέρει μία αίσθηση ελευθερίας από τον αστικό κλοιό.



Εικόνα 2. 1 Κτηματολογικό απόσπασμα πιθανής θέσης νέου κλειστού κολυμβητηρίου [14]

2.2 Χρήσεις και απαιτήσεις

Δεύτερο στάδιο της αρχιτεκτονικής μελέτης αποτελεί η εξέταση των απαιτήσεων ενός κλειστού κολυμβητηρίου από άποψη εγκαταστάσεων. Στοιχείο κλειδί στην φάση αυτή είναι να συμπεριληφθούν όλες οι απαιτήσεις σε χώρους που έχει ένα αθλητικό κέντρο και να διερευνηθούν πιθανές εναλλακτικές λύσεις με τελικό σκοπό την δημιουργία ενός πλήρους και απολύτως λειτουργικού χώρου άθλησης. Το αθλητικό κέντρο που σχεδιάζεται, προορίζεται εκτός από καθημερινή άθληση των φοιτητών της Πολυτεχνειούπολης και ως χώρος προπόνησης τοπικών αθλητικών συλλόγων. Για τον λόγο αυτό εκτός από τις αμιγώς αθλητικές εγκαταστάσεις που αφορούν το κολυμβητήριο, προβλέπεται επιπλέον χώρος αναψυκτήριου για παραμονή φοιτητών και συνοδών καθώς και ιατρείο πρώτων βοηθειών για παροχή βοήθειας σε πιθανά ατυχήματα. Επιπλέον, σε περίπτωση που το κτίριο διαμορφωθεί σε παραπάνω από ένα επίπεδα πρέπει να υπάρχει πρόβλεψη κλιμακοστασίου καθώς και ανελκυστήρα ΑΜΕΑ. Οι χώροι που προβλέπεται να υπάρχουν σε ένα κλειστό κολυμβητήριο είναι οι εξής:

1. Κολυμβητική δεξαμενή
2. Κερκίδες θεατών
3. Αποδυτήρια αντρών- γυναικών
4. Γραμματεία – Υποδοχή – Χώρος αναμονής κοινού
5. Χώροι υγιεινής κοινού
5. Αποθήκη εξοπλισμού
6. Μηχανοστάσιο πισίνας και λοιπών μηχανολογικών εγκαταστάσεων

Για το αναψυκτήριο προβλέπονται χώροι:

1. Χώρος ανάπτυξης τραπεζοκαθισμάτων
2. Κουζίνα- Παρασκευαστήριο
3. Χώροι υγιεινής κοινού

Το ιατρείο πρώτων βοηθειών πρέπει να βρίσκεται σε κλειστό περιμετρικά χώρο και να περιλαμβάνει δωμάτιο εξέτασης και χώρο υποδοχής- αναμονής. Επιπλέον αυτών σε κάθε στάθμη του κτιρίου πρέπει να υπάρχουν διάδρομοι επαρκούς πλάτους και άνετης πρόσβασης από το ένα σημείο στο άλλο.

2.3 Κτιριολογικό πρόγραμμα

Γνωρίζοντας πλέον όλες τις απαιτήσεις σε εγκαταστάσεις και χώρους για ένα κλειστό κολυμβητήριο, η μελέτη προχωράει στο επόμενο στάδιο, την σύνταξη του κτιριολογικού προγράμματος, ενός αναπόσπαστου μέρους μίας αρχιτεκτονικής μελέτης. Σε αυτό αναγράφονται και αιτιολογούνται οι απαιτούμενες επιφάνειες κάθε χώρου του κολυμβητηρίου. Κάποιες από αυτές τις επιφάνειες ορίζονται αυστηρά από κανονισμούς, όπως για παράδειγμα οι διαστάσεις της κολυμβητικής δεξαμενής, κάποιες πρέπει να ακολουθούν πρότυπα και διατάξεις, όπως η διαμόρφωση των αποδυτηρίων, και κάποιες άλλες αφήνονται στην κρίση του μελετητή. Σε κάθε περίπτωση κάθε χώρος πρέπει να παρέχει άνεση και να είναι μελετημένος ώστε να αποφεύγονται παρακωλύσεις σε αυτούς που κάνουν χρήση του εν λόγω χώρου.

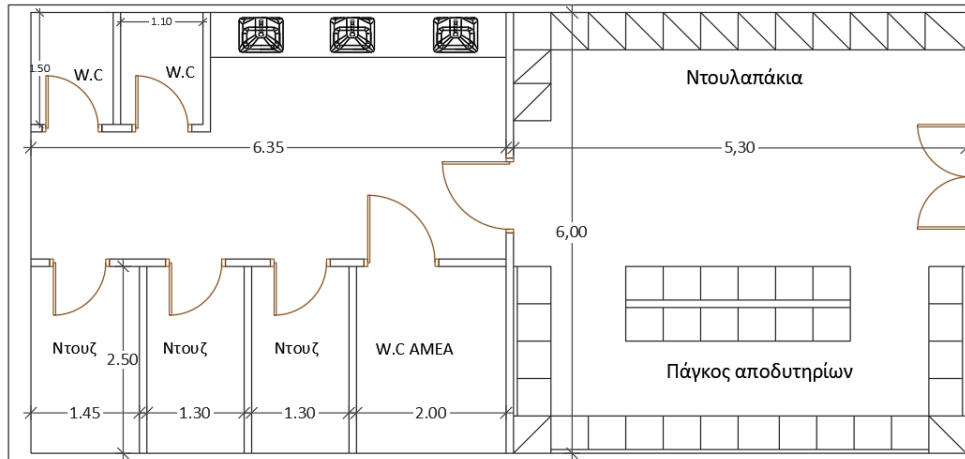
Το πρώτο βήμα για τη σύνταξη του κτιριολογικού προγράμματος είναι η επιλογή του πλήθους των παρευρισκόμενων. Αυτό είναι ένα κρίσιμο στάδιο, καθώς σε περίπτωση λάθους η μελέτη μπορεί να οδηγήσει σε άσκοπα μεγάλους και αναξιοποίητους χώρους ή σε μικρότερους από τους απαιτούμενους γεγονός που θα προκαλεί δυσαρέστηση και παρακώλυση των παρευρισκόμενων.

Η πισίνα θα είναι ολυμπιακών διαστάσεων μήκους 25,00 μέτρων και πλάτους 12,50 μέτρων. Το πλάτος κάθε διαδρομής είναι 2,50 μέτρα οπότε το πλήθος των διαδρομών είναι 5. Λαμβάνοντας ως μέγιστο αριθμό αθλητών σε κάθε διαδρομή τους 4, προκύπτει σύνολο αθλητών που αθλούνται ταυτόχρονα 20. Επιπλέον, υπολογίζεται μέγιστος αριθμός ατόμων- συνοδών κάθε αθλητή τους 4, προκύπτει σύνολο συνοδών 80 άτομα. Με βάση τα παραπάνω, το νέο κλειστό κολυμβητήριο πρέπει να περιέχει εγκαταστάσεις που να εξυπηρετούν 20 αθλητές και 80 συνοδούς χωρίς παρεμποδίσεις.

Η πισίνα ολυμπιακών διαστάσεων μήκους 25 μέτρων έχει επιφάνεια: $25 \times 12,5 = 312,5$ τετραγωνικά μέτρα. Πλέον αυτών πρέπει να υπάρχουν άνετοι διάδρομοι γύρω από την πισίνα για διέλευση αθλητών και προπονητών γύρω από αυτή. Το ελάχιστο πλάτος των διαδρομών αυτών είναι 3,00 μέτρα και 5,00 μέτρα στην πλευρά των βατήρων. Συνολικά η ελάχιστη επιφάνεια που θα καταλαμβάνει ο χώρος της κολυμβητικής δεξαμενής είναι: $298,00 + 312,50 = 610,50 \tau.μ$

Οι κερκίδες πρέπει να μπορούν να φιλοξενήσουν 80 άτομα. Θεωρώντας μήκος και πλάτος κάθε θέσης καθήμενου 1.00μ, απαιτούνται 80τ.μ κερκίδων. Προσθέτοντας σε αυτά περίπου 30τ.μ κλιμάκων για μετάβαση στις άνω και κάτω σειρές, και επιπλέον επιφάνεια 10% για λόγους ασφαλείας, προκύπτει σύνολο 120,00 τ.μ.

Η διαμόρφωση των αποδυτηρίων ακολουθεί αυστηρές οδηγίες και συγκεκριμένα το ΦΕΚ3568/Β/10-10-2017 [13]. Τηρώντας τις ελάχιστες απαιτήσεις που ορίζει η παραπάνω απόφαση, οι χώροι υγιεινής διαμορφώνονται ώστε να υπάρχουν 3 ντους, 3 W.C και 3 νιπτήρες. Παράλληλα, οι χώροι ένδυσης και απόδυσης πρέπει να περιλαμβάνουν τουλάχιστον 25 ερμάρια για φύλαξη προσωπικών αντικειμένων των αθλητών, καθώς και πάγκο ένδυσης. Ο πάγκος κάθε αθλητή πρέπει να έχει μήκος τουλάχιστον 0,50μ και βάθος 0,45μ. Μία τυπική διάταξη των αποδυτηρίων λαμβάνοντας υπόψιν τα παραπάνω φαίνεται στην Εικόνα 2.2.



Εικόνα 2. 2 Προτεινόμενη διάταξη αποδυτηρίων

Η επιφάνεια του χώρου αυτού είναι 70,00 τ.μ και επισημαίνεται πως απαιτούνται δύο τέτοιοι χώροι και διαχωρισμός τους ως αντρών και γυναικών οπότε η συνολική επιφάνεια των αποδυτηρίων ανέρχεται στα 140,00τ.μ.

Ο χώρος της γραμματείας- υποδοχής, είναι απαραίτητος για τον έλεγχο των αθλητών που εισέρχονται στις εγκαταστάσεις του κολυμβητηρίου, την εγγραφή αθλητών και τη δημιουργία και αποθήκευση των καρτελών αυτών. Θα περιλαμβάνει έναν πάγκο- γραφείο με δύο τουλάχιστον ηλεκτρονικούς υπολογιστές και αποθηκευτικό χώρο. Υπολογίζεται μία ελάχιστη επιφάνεια 80,00 τ.μ καθώς ο χώρος αυτός βρίσκεται στην είσοδο του αθλητικού κέντρου και οι απαιτήσεις σε τετραγωνικά είναι αυξημένες για αποφυγή συνωστισμού του κοινού.

Ο χώρος αναμονής, στον οποίο οι συνοδοί θα μπορούν να κάθονται αναμένοντας τους αθλητές περιλαμβάνει τραπέζια, καρέκλες και καναπέδες. Υπολογίζοντας προσεγγιστικά απαιτούμενη επιφάνεια 1,00 τ.μ ανά άτομο απαιτείται χώρος τουλάχιστον 80,00 τ.μ.

Οι χώροι υγιεινής κοινού εμπίπτουν και αυτοί στις διατάξεις του ΦΕΚ3568/Β/10-10-2017 [13]. Συγκεκριμένα απαιτείται η ύπαρξη ενός χώρου W.C κάθε 100 θεατές και ενός χώρου W.C AMEA, καθένα με έναν νιπτήρα. Για τον σχεδιασμό των χώρων υγιεινής του κοινού στην παρούσα εργασία υπολογίστηκε επιφάνεια 15,00 τ.μ για δύο W.C, ένα W.C. AMEA και 3 νιπτήρες.

Η αποθήκη εξοπλισμού πρέπει να βρίσκεται κοντά στην πισίνα για εύκολη πρόσβαση των αθλητών και των προπονητών σε αυτή. Υπολογίζεται μία ελάχιστη επιφάνεια 25,00τ.μ. Το μηχανοστάσιο της πισίνας και των λοιπών μηχανολογικών εγκαταστάσεων είναι δευτερεύων χώρος επιφάνειας 50,00 τ.μ.

Για τον χώρο του αναψυκτήριου οι εγκαταστάσεις καλούνται να έχουν επαρκή επιφάνεια ανάπτυξης τραπέζοκαθισμάτων για άνετη διέλευση ανθρώπων μεταξύ αυτών. Επίσης δεδομένου ότι ο χώρος αναψυκτήριου έχει βασικό στόχο την άνεση των παρευρισκόμενων, τοποθετούνται περισσότεροι καναπέδες και πολυθρόνες αντί τραπεζιών. Αυτό έχει ως

αποτέλεσμα την ανάγκη μεγαλύτερης επιφάνειας ανά άτομο. Προσεγγιστικά υπολογίζεται επιφάνεια 160τ.μ που αντιστοιχεί σε 2.00τ.μ ανά συνοδό. Επιπλέον υπολογίζεται χώρος παρασκευαστηρίου 30,00τ.μ. Ο χώρος υγιεινής κοινού και προσωπικού έχει υπολογιστεί στις εγκαταστάσεις του κολυμβητηρίου.

Τέλος, το ιατρείο όπως προαναφέρθηκε χωρίζεται σε δύο επιμέρους χώρους που επικοινωνούν μεταξύ τους, στον χώρο αναμονής- γραφείο ιατρού και στον χώρο εξέτασης. Υπολογίζεται προσεγγιστικά μία ελάχιστη επιφάνεια 30,00τ.μ.

Για τον τελικό υπολογισμό της επιφάνειας του κτιρίου απαιτείται μία προσαύξηση της επιφάνειας κατά 20% τουλάχιστον για να ληφθούν υπόψιν διάδρομοι και κλιμακοστάσια. Οι κεντρικοί διάδρομοι όπου διέρχονται συνοδοί και αθλητές πρέπει να έχουν πλάτος τουλάχιστον 3,00μέτρα και οι δευτερεύοντες διάδρομοι τουλάχιστον 1,50 μέτρο. Το κλιμακοστάσιο είναι επιθυμητό να είναι ευθύγραμμο, με ενδιάμεσο πλατύσκαλο εάν απαιτείται, και ελάχιστου πλάτους 1,80 μέτρα. Ο ανελκυστήρας ΑΜΕΑ, έχει απαιτούμενες ελάχιστες διαστάσεις 1,60x1,90 μέτρα. Όλα τα παραπάνω φαίνονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 2.1 που ακολουθεί.

Πίνακας 2.1 Επιφάνειες βάσει κτιριολογικού προγράμματος

Α. Χώροι Κολυμβητηρίου		Β. Αναψυκτήριο	
Χώρος	Επιφάνεια (τ.μ)	Χώρος	Επιφάνεια (τ.μ)
Πισίνα	610,50	Χωρος καθισμάτων	160
Κερκίδες	120	Παρασκευαστήριο	30
Αποδυτήρια	140	Σύνολο Β	190
Γραμματεία	80		
Αναμονή Κοινου	80	Γ. Ιατρείο	
Αποθήκη	25	Ιατρείο	30
Μηχανοστάσιο	50	Σύνολο Γ	30
W.C Κοινού	15		
Σύνολο Α	1120,50		
Γενικό Σύνολο	1340,50		
20% Διάδρομοι-Κλιμακοστάσια	205,6		
Τελικό Σύνολο	1675,60		

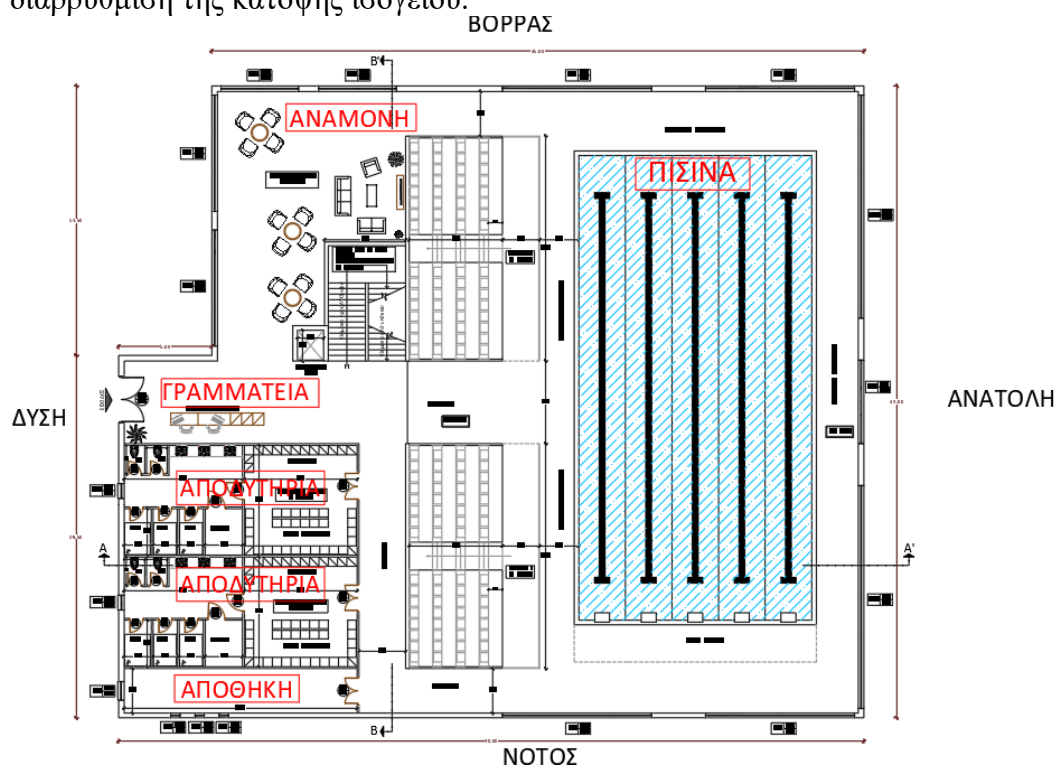
2.4 Διαμόρφωση Κατόψεων - Προσανατολισμός

Συνέχεια έχει η διαμόρφωση των κατόψεων και η εσωτερική διαρρύθμιση των εγκαταστάσεων του κολυμβητηρίου. Στο στάδιο αυτό είναι κρίσιμο να τηρηθούν οι ελάχιστες επιφάνειες που έχουν προκύψει από το κτιριολογικό πρόγραμμα στον μεγαλύτερο δυνατό βαθμό. Επίσης η τελική λύση που θα προταθεί πρέπει να προσφέρει άνετη πρόσβαση των χρηστών του κολυμβητηρίου σε κάθε χώρο του. Επιπλέον στο στάδιο αυτό επιλέγεται ο προσανατολισμός του κτιρίου, διαδικασία κρίσιμη για την άνετη παραμονή των παρευρισκόμενων εντός του αθλητικού κέντρου, τη βέλτιστη διαχείριση του φυσικού φωτός και την καλύτερη οπτική επαφή με τον περιβάλλοντα χώρο.

Αρχικά επιλέγεται το πλήθος των σταθμών του κτιρίου. Όλοι οι χώροι του κολυμβητηρίου όπως η πισίνα, οι κερκίδες, τα αποδυτήρια, η αποθήκη εξοπλισμού και η γραμματεία είναι επιθυμητό να βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο και συγκεκριμένα στο ισόγειο. Αυτό καθιστά τον κύριο αθλητικό χώρο εύκολα προσβάσιμο και εξασφαλίζει την άνεση στη μετακίνηση των αθλητών από τα αποδυτήρια στην πισίνα και των συνοδών από την είσοδο στις κερκίδες. Επίσης επιλέγεται στην ίδια στάθμη να βρίσκεται ο χώρος αναμονής των συνοδών σε σημείο κοντά στην είσοδο- γραμματεία και κοντά στις κερκίδες. Δημιουργώντας μία κάτοψη όπου περιλαμβάνει όλους αυτούς τους χώρους γίνεται άμεσα αντιληπτό πως το αναψυκτήριο, το ιατρείο και το μηχανοστάσιο θα επεκτείνουν κατά πολύ την έκταση του ισογείου με κίνδυνο η μετακίνηση από το ένα σημείο στο άλλο να είναι δυσάρεστα μεγάλη. Έτσι αποφασίζεται η δημιουργία ενός υπόγειου χώρου, επιφάνειας μικρότερης από το ισόγειο στον οποίο θα υπάρχει μία δεύτερη μεγαλύτερη αποθήκη για όλο το αθλητικό κέντρο και το μηχανοστάσιο. Επίσης, το αναψυκτήριο, το ιατρείο και οι χώροι υγιεινής του κοινού θα τοποθετηθούν στον Α' όροφο.

Ο προσανατολισμός του κολυμβητηρίου είναι επίσης μία πολύ βασική παράμετρος που επηρεάζει την διαρρύθμιση των κατόψεων. Ως βασικότερος χώρος, ο χώρος της πισίνας επιλέγεται να τοποθετηθεί ανατολικά, με ανοίγματα στον Βορρά, τον Νότο και την Ανατολή. Ο προσανατολισμός αυτός έχει σταθερό φυσικό φως κατά τη διάρκεια της ημέρας και του χρόνου, και αποφεύγεται η δύση η οποία ειδικά τους χειμωνιάτικους μήνες έχει λιγιστό φως. Επιπροσθέτως, καθώς ο χώρος είναι ανοικτός προς τις τρεις διευθύνσεις του ορίζοντα, οι εξωτερικές θερμοκρασίες και άνεμοι δεν επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό την εσωτερική θερμοκρασία.

Η τοποθέτηση του χώρου της κολυμβητικής δεξαμενής και των κερκίδων έτσι ώστε να είναι ελεύθερα προς τις τρεις διευθύνσεις του ορίζοντα, δεν αφήνει περιθώριο ως προς την θέση των υπόλοιπων χώρων στην κάτοψη. Αυτοί θα έχουν δυτικό προσανατολισμό και θα βρίσκονται «στην πλάτη» των κερκίδων. Στην Εικόνα 2.3 που ακολουθεί φαίνεται η διαρρύθμιση της κάτοψης ισογείου.



Εικόνα 2.3 Διαρρύθμιση κάτοψης ισογείου

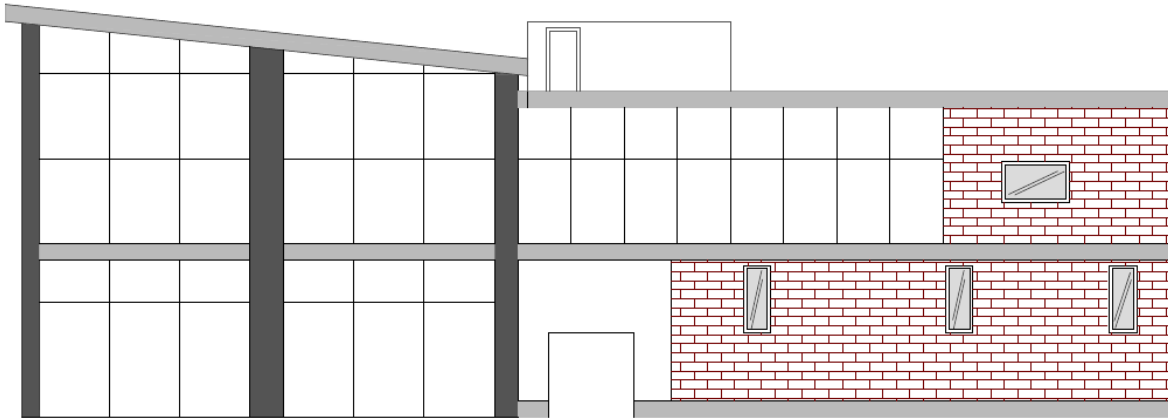
Να σχολιασθεί πως η συγκεκριμένη διαρρύθμιση της κάτοψης ισογείου προέκυψε ως η βέλτιστη έναντι άλλων εναλλακτικών καθώς διαχωρίζει στον άξονα Βορρά -Νότου το κολυμβητήριο σε ανατολικό τμήμα (πισίνα) και δυτικό (αποδυτήρια- γραμματεία- αναμονή). Επιπλέον διαχωρίζει το δυτικό τμήμα σε Νότιο και Βόρειο, με την είσοδο να τοποθετείται στο μέσον, διαχωρίζοντας έτσι την πορεία των αθλητών από τους συνοδούς. Με τον τρόπο αυτό αποφεύγονται συνωστισμοί στους διαδρόμους. Η θέση του κλιμακοστασίου είναι στο κέντρο περίπου της κάτοψης, εύκολα προσεγγίσιμη από όλους τους χώρους του κολυμβητηρίου. Επιπλέον να σημειωθεί πως στο ανατολικό τμήμα του κολυμβητηρίου δεν ενδείκνυνται η ύπαρξη ενδιάμεσων υποστυλωμάτων, σε αντίθεση με το δυτικό όπου έχει βολικότερη διαρρύθμιση.

Για την κάτοψη του Α' ορόφου έπαιξε καθοριστικό ρόλο το κτιριολογικό πρόγραμμα, και αποφασίστηκε να καλύπτει τμήμα του ισογείου και συγκεκριμένα το δυτικό, με ανοίγματα όμως προς Βορρά- Δύση- Νότο. Αυτό προκύπτει από το γεγονός ότι το άνοιγμα του ανατολικού τμήματος του ισογείου μήκους 24,00 μέτρων χωρίς ενδιάμεση υποστύλωση οδηγεί σε στατικό σύστημα στο οποίο δεν υπάρχει η δυνατότητα κατασκευής άνωθεν ορόφου. Παράλληλα, το δυτικό τμήμα αποτελεί την πρόσοψη του κτιρίου και αυτό δίνει τη δυνατότητα διαμόρφωσης της όψης και των ανοιγμάτων με τέτοιο τρόπο ώστε να επιτυγχάνεται ένα αισθητικό αποτέλεσμα τόσο σε κάποιον εξωτερικό παρατηρητή όσο σε κάποιον παρευρισκόμενο στο αναψυκτήριο του ορόφου.

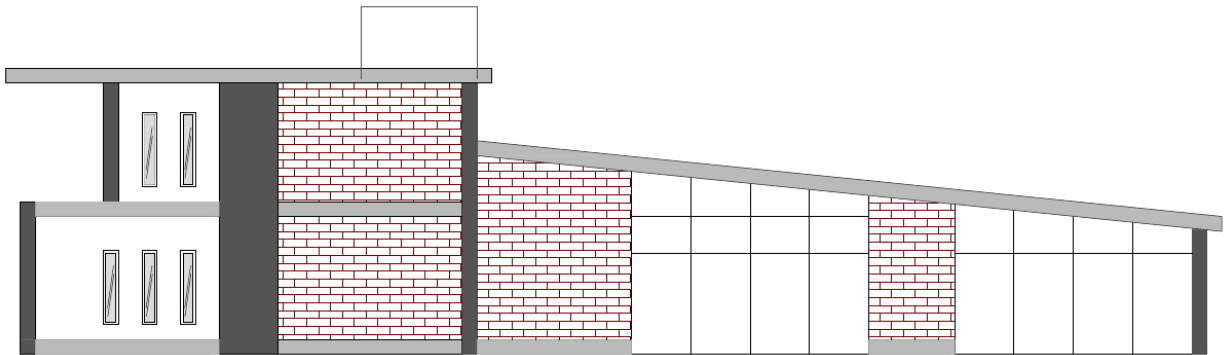
2.5 Διαμόρφωση όψεων- Φωτορεαλιστική απεικόνιση

Τελευταίο στάδιο της αρχιτεκτονικής μελέτης είναι η διαμόρφωση των όψεων του κτιρίου. Ο καθορισμός του ύψους, η τοποθέτηση ανοιγμάτων και η επιλογή κεκλιμένων στεγών, είναι βασικά στοιχεία για τη βελτιστοποίηση της αισθητικής του κτιρίου. Στο στάδιο αυτό δημιουργείται επιπλέον η φωτορεαλιστική απεικόνιση του αθλητικού κέντρου σε κατάλληλο λογισμικό. Το ισόγειο είναι μία πολύ μεγάλη επιφάνεια και έτσι απαιτείται να υπάρχει αρκετό ελεύθερο ύψος οροφής ώστε να μην δημιουργείται κλειστοφοβική αίσθηση. Επιλέγεται ελάχιστο ελεύθερο ύψος 5,00 μέτρα. Το ύψος οροφής του Α' ορόφου θα είναι 4,50 μέτρα. Με σκοπό την αναβάθμιση της αισθητικής των όψεων θα γίνει χρήση κεκλιμένων στεγών σε διάφορα τμήματα του φορέα. Το τμήμα του ισογείου που βρίσκεται ο χώρος του κολυμβητηρίου και δεν έχει άνωθεν όροφο θα στεγαστεί με μονόριχτη στέγη. Το ελάχιστο ύψος της θα είναι 5,00 μέτρα και η κλίση της 8,30%. Η στέγαση του ορόφου θα γίνει μερικώς με βατή επίπεδη στέγη και μερικώς με μία μονόριχτη στέγη με κλίση 13,50% κάθετης διεύθυνσης με αυτή της στέγης του ισογείου. Παρακάτω παρουσιάζονται 2 τυπικές όψεις για διευκρίνηση.

Να σημειωθεί πως το ύψος του Α' ορόφου είναι 4,50 μέτρα στο σημείο επίπεδης στέγης, ενώ το μέγιστο ύψος στο σημείο της κεκλιμένης στέγης είναι 7,00 μέτρα και το ελάχιστο 5,00 μέτρα. Γίνεται χρήση μεγάλων ανοιγμάτων – τζαμαριών τόσο στο ισόγειο όσο και στον Α' όροφο καθιστώντας τους χώρους του κολυμβητηρίου ευάερους και ευήλιους, βελτιώνοντας παράλληλα την αισθητική όψη του.



Εικόνα 2. 4 Πρόσοψη (Δυτική όψη)



Εικόνα 2. 5 Πλαινή όψη- Νότια



Εικόνα 2. 6 Φωτορεαλιστική απεικόνιση πρόσοψης



Εικόνα 2. 7 Φωτορεαλιστική απεικόνιση πίσω όψης

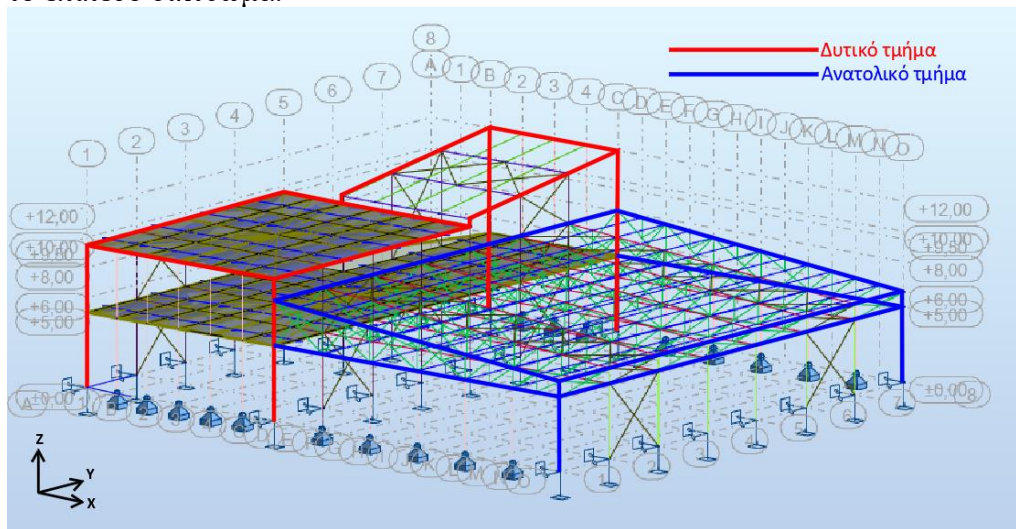


Εικόνα 2. 8 Φωτορεαλιστική απεικόνιση πίσω και πλαϊνής όψης

3 Στατική Μελέτη

3.1 Παρουσίαση κατασκευής

Η αρχιτεκτονική μελέτη επιβάλλει τον διαχωρισμό του κτιρίου σε δύο επιμέρους τμήματα διαφορετικού στατικού συστήματος με ενιαία όμως λειτουργία. Το δυτικό τμήμα της κατασκευής αποτελείται από επίπεδα πλαίσια. Στο ανατολικό τμήμα της κατασκευής όπου βρίσκεται η κολυμβητική δεξαμενή και οι κερκίδες των θεατών, η αρχιτεκτονική μελέτη επιβάλλει ανοίγματα 24,00 μέτρων. Η γεφύρωση τέτοιων ανοιγμάτων είναι πρακτικά αδύνατη με συνεχή δοκό ενός ανοίγματος οπότε επιλέγεται ως κατάλληλο στατικό σύστημα το επίπεδο δικτύωμα.



Σχήμα 3.1 Τρισδιάστατη απεικόνιση Φέροντος Οργανισμού - Στατικά Συστήματα

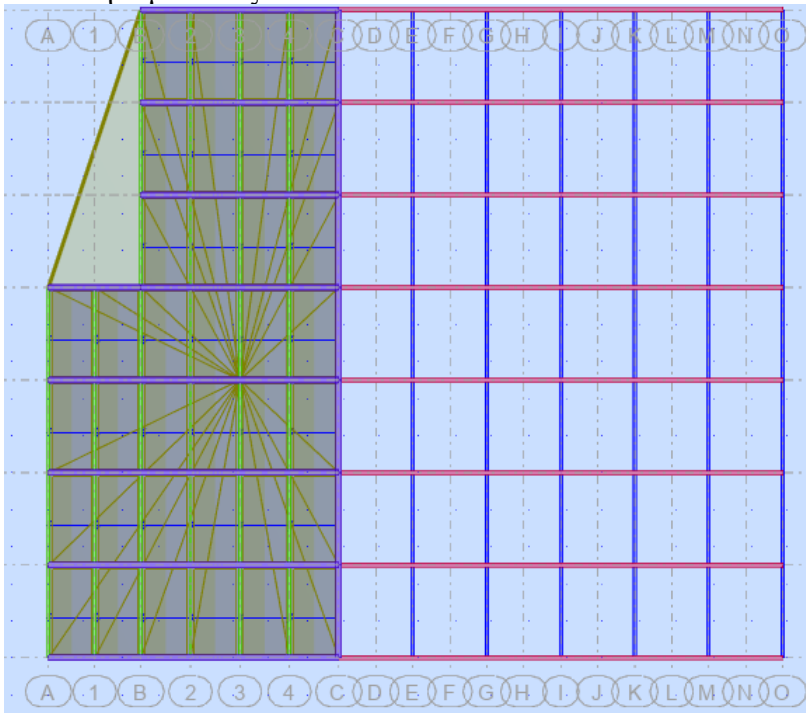
Στο δυτικό τμήμα διαμορφώνονται πλαίσια παραλαβής ροπών κατά την διεύθυνση X, ενώ τοποθετούνται κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση Y. Τα πλαίσια διατάσσονται ανά 5,00 μέτρα και έχουν άνοιγμα 10,70 ή 15,70 μέτρα. Τα υποστυλώματα είναι μεταλλικά ενώ οι κύριες δοκοί σύμμικτες. Στην εγκάρσια διεύθυνση τα πλαίσια συνδέονται μεταξύ τους με δευτερεύουσες σύμμικτες δοκούς οι οποίες τοποθετούνται ανά 2,675 μέτρα. Η σύνδεση των υποστυλωμάτων με τις κύριες δοκούς γίνεται με συνδέσεις ροπής, ενώ οι δευτερεύουσες δοκοί συνδέονται στα πλαίσια με απλές συνδέσεις τέμνουσας. Η οροφή του ισογείου καθώς και τμήμα της οροφής του Α' ορόφου είναι σύμμικτη πλάκα ενώ στο υπόλοιπο τμήμα της οροφής του Α' ορόφου διαμορφώνεται κεκλιμένη μονόριχτη μεταλλική στέγη. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος και εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία της κατασκευής, γεγονός που ευνοεί την συμπεριφορά του φορέα στη σεισμική διέγερση. Οι κύριες δοκοί εξασφαλίζονται πλευρικά έναντι καμπτικού λυγισμού από τις διαδοκίδες ενώ η σύμμικτη πλάκα προσφέρει εξασφάλιση του άνω πέλματος αυτών.

Ο τύπος και η διαμόρφωση των δικτυωμάτων του ανατολικού τμήματος της κατασκευής πρέπει αφενός να ακολουθεί την αρχιτεκτονική μελέτη και αφετέρου να οδηγεί σε ασφαλή και επιτυχή παραλαβή της έντασης και μεταβίβασής της στα υποστυλώματα. Έχοντας αυτά υπ' όψιν επιλέγεται δικτύωμα τύπου N με ενδιάμεση δικτύωση και άνω πέλμα με κλίση 8,30%. Τα επίπεδα δικτυώματα διατάσσονται ανά 5,00 μέτρα, στις ίδιες θέσεις δηλαδή με τα πλαίσια του δυτικού τμήματος ώστε να υπάρχει συνεργασία των δύο τμημάτων. Τα άνω πέλματα των δικτυωμάτων συνδέονται μεταξύ τους στην εγκάρσια διεύθυνση με τεγίδες που

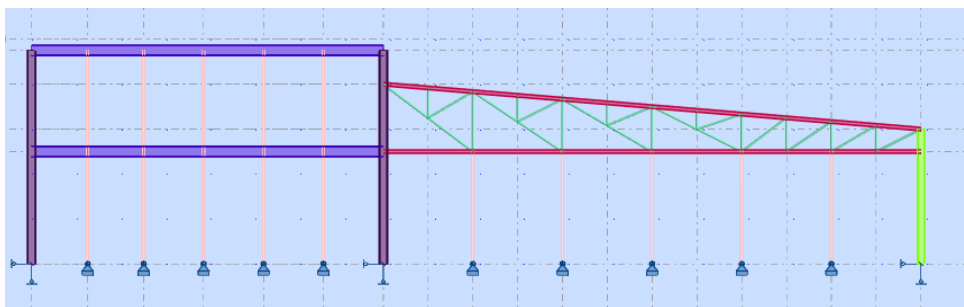
διατάσσονται ανά 2,00 μέτρα, ενώ συνολικά τα δικτυώματα συνδέονται μεταξύ τους στην διεύθυνση Y με κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους ανά 4,00 μέτρα. Οι τεγίδες συνδέονται με τα άνω πέλματα με απλές συνδέσεις τέμνουσας ώστε να θεωρούνται αμφιέριστες, παρέχουν όμως πλευρική εξασφάλιση σε αυτά. Τα κάτω πέλματα εξασφαλίζονται πλευρικά από τους κατακόρυφους συνδέσμους ανά 4,00 μέτρα.

Όλα τα υποστυλώματα της κατασκευής εδράζονται σε πλάκα γενικής κοιτόστρωσης. Η σύνδεση των υποστυλωμάτων στο έδαφος θα γίνει με κατάλληλο τρόπο ώστε να λειτουργεί ως πάκτωση στην διεύθυνση X και ως άρθρωση στην διεύθυνση Y. Επιπλέον οι διατομές όλων των χαλύβδινων μελών θα είναι πρότυπες μεταλλικές διατομές και συγκεκριμένα για τα υποστυλώματα επιλέγονται διατομές σειράς HEB, για τις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς IPE, για τα πέλματα των δικτυωμάτων HEA ή IPE και για τους συνδέσμους δυσκαμψίας και τις διαγώνιες ράβδους δικτύωσης, κοίλες κυκλικές διατομές σειράς CHS. Οι τελικές διατομές θα επιλεγούν βάσει της ανάλυσης και των κατάλληλων ελέγχων.

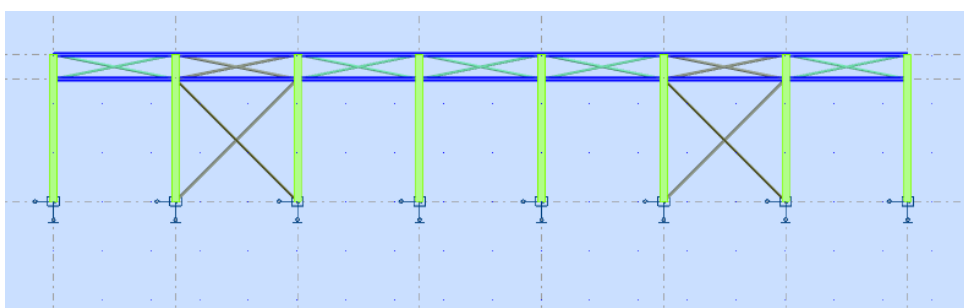
Τέλος, για την επιτυχή παραλαβή της ανεμοπίεσης τοποθετούνται μετωπικοί στύλοι εντός του επιπέδου των εξωτερικών πλαισίων και δικτυωμάτων, οι οποίοι όμως δεν παραλαμβάνουν ένταση από τα κατακόρυφα φορτία, και συνδέονται στο έδαφος με απλή σύνδεση τέμνουσας.



Σχήμα 3.2 Κάτοψη Οροφής Ισογείου: Διάταξη πλαισίων - δικτυωμάτων και εγκάρσιων δευτερευουσών δοκών



Σχήμα 3.3 Νότια Όψη: Πλαίσιο και δικτύωμα τύπου N κατά τη διεύθυνση X.



Σχήμα 3.4 Ανατολική Όψη: Σύνδεσμοι δυσκαμψίας και εγκάρσιοι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δικτυωμάτων κατά τη διεύθυνση Y.

Για το άνοιγμα των 24,00 μέτρων ενδείκνυται επίπεδο δικτύωμα τύπου N με ενδιάμεση δικτύωση. Η επιμέρους γεωμετρία του δικτυώματος (θέσεις ορθοστατών, σημείο που σταματάει η ενδιάμεση δικτύωση) επιλεγήκαν ώστε αρχικά να επιτυγχάνεται μία μορφή συμμετρίας. Επίσης τις θέσεις των κόμβων άνω πέλματος- ορθοστατών τις ορίζουν οι τεγίδες, η θέση των οποίων εξαρτάται από την αντοχή των φύλλων επικάλυψης. Χωρίς περεταίρω μελέτη των φύλλων επικάλυψης επιλέγεται ως μία συμβατική και βέλτιστη απόσταση τεγίδων τα 2,00 μέτρα. Το ακραίο ελάχιστο ύψος του δικτυώματος h , επιλέγεται συμβατικά 1,00 μέτρο, μία σχετικά καλή επιλογή για το συνολικό άνοιγμα των 24,00 μέτρων. Το μέγιστο ακραίο ύψος ορίζεται από την αρχιτεκτονική μελέτη, λαμβάνοντας υπόψιν την ελάχιστη κλίση για απορροή όμβριων υδάτων και λόγους αισθητικής. Η φορά των διαγώνιων ράβδων αλλάζει στο σημείο όπου για την κύρια φόρτιση του φορέα κάθε διαγώνιος βρίσκεται υπό εφελκυσμό. Για να επιτευχθεί αυτό έγιναν κάποιες προκαταρκτικές αναλύσεις.

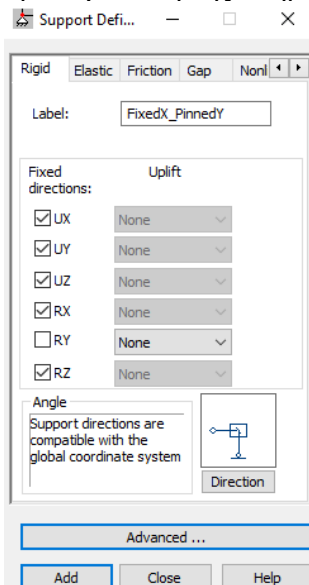
3.2 Προσομοίωση φορέα

Για την επίλυση και διαστασιολόγηση των μελών του φορέα θα γίνει χρήση του λογισμικού Autodesk Robot Structural Analysis Professional [15]. Πολύ σημαντικό κομμάτι της στατικής ανάλυσης του φορέα είναι η σωστή εισαγωγή των μελών στο λογισμικό και η παραμετροποίηση αυτών.

Τα πλαίσια όπως έχει αναφερθεί προηγουμένως αποτελούνται από μεταλλικά υποστυλώματα και σύμμικτες δοκούς. Τα υποστυλώματα εισάγονται στο λογισμικό έτσι ώστε να κάμπτονται περί τον ισχυρό τους άξονα. Επιλέγεται για αυτά αρχικά η πρότυπη διατομή HEB400 της οποίας η επάρκεια θα ελεγχθεί. Οι σύμμικτες δοκοί θα αποτελούνται από πρότυπη μεταλλική διατομή IPE400-550 και σύμμικτη πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, η επάρκεια των οποίων θα ελεγχθεί σε επόμενο κεφάλαιο. Καθώς δεν υπήρχε

η ευχέρεια χρήσης σύμμικτων διατομών εντός του πεδίου του λογισμικού, πρέπει να γίνει χρήση μεταλλικών διατομών μεγάλης δυσκαμψίας παρόμοια με αυτή της σύμμικτης. Έτσι αποφεύγονται τυχόν λάθη λόγω μεγάλων παραμορφώσεων. Απαιτείται να πραγματοποιηθεί μία επαναληπτική διαδικασία επίλυσης και διαστασιολόγησης των σύμμικτων δοκών ώστε στο τέλος να επιλεγεί η κατάλληλη διατομή που έχει επαρκή αντοχή και στο μοντέλο να εισαχθεί μία κατάλληλη πρότυπη μεταλλική διατομή με επαρκή δυσκαμψία για αποφυγή μεγάλων παραμορφώσεων.

Όλα τα υποστυλώματα εδράζονται στο έδαφος σε πλάκα γενικής κοιτόστρωσης. Η στήριξη αυτή πρέπει να είναι σε θέση να παραλάβει ροπές στο επίπεδο των πλαισίων και των δικτυωμάτων, ενώ επιτρέπεται να είναι απλή σύνδεση τέμνουσας στην εγκάρσια διεύθυνση. Ορίζεται λοιπόν στο λογισμικό μία νέα στήριξη, η οποία δεσμεύει όλους τους βαθμούς ελευθερίας του κόμβου, αφήνοντας ελεύθερη την στροφή περί τον άξονα Υ. Η προσομοίωση της στήριξης αυτής φαίνεται στην Εικόνα 3.1.



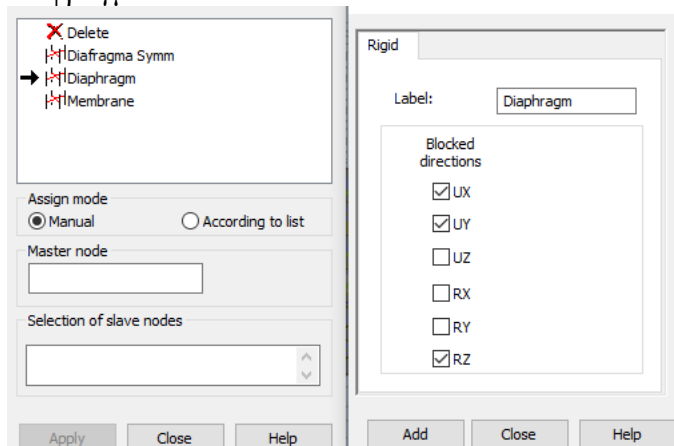
Εικόνα 3. 1 Στήριξη υποστυλωμάτων στο έδαφος

Οι δευτερεύουσες δοκοί που συνδέουν τα πλαίσια στην εγκάρσια διεύθυνση είναι και αυτές σύμμικτες, οπότε για την προσομοίωσή τους ακολουθείται η ίδια λογική με αυτή των κύριων δοκών. Επιπροσθέτως, οι διαδοκίδες συνδέονται στα πλαίσια με απλές συνδέσεις τέμνουσας, καθιστώντας τις αμφιαρθρωτές. Αυτό ορίζεται στο λογισμικό μέσω των εντολών *Geometry* → *Releases* → *Pinned- Pinned*. Η εντολή αυτή απελευθερώνει την στροφή περί τον ισχυρό άξονα του μέλους και στα δύο άκρα. Διευκρινίζεται πως όμοια παραμετροποίηση θα γίνει και στις τεγίδες των δικτυωμάτων.

Είναι δυνατόν να γίνει χρήση επιφανειακών στοιχείων -Claddings στο μοντέλο στα τμήματα όπου υπάρχουν σύμμικτες πλάκες. Τα φορτία που καταπονούν το μοντέλο στα τμήματα αυτά θα ασκηθούν ως επιφανειακές πιέσεις πάνω στα Claddings και από εκεί μεταβιβάζονται αρχικά στις διαδοκίδες και έπειτα στις κύριες δοκούς. Η προσομοίωση αυτή είναι πολύ κοντά στην πραγματικότητα καθώς έτσι λειτουργεί η σύμμικτη πλάκα. Για την σωστή όμως μοντελοποίηση των επιφανειακών αυτών στοιχείων πρέπει να οριστεί η διεύθυνση στην οποία μεταβιβάζουν τα επιφανειακά φορτία, και επιπλέον το βάρος της σύμμικτης πλάκας να προστεθεί στα επιφανειακά μόνιμα φορτία.

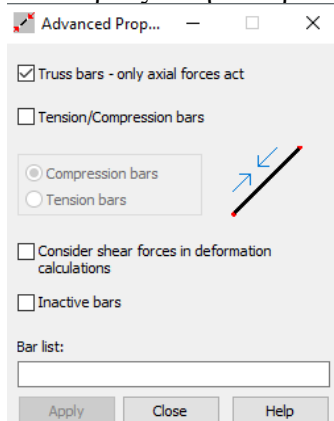
Διευκρινίζεται ότι στην υπόλοιπη κατασκευή όπου δεν υπάρχει σύμμικτη πλάκα τα φορτία ασκούνται απευθείας στα δομικά μέλη ως ομοιόμορφα γραμμικά φορτία ανάλογα με το πλάτος επιρροής τους.

Είναι απαραίτητο να οριστεί στο μοντέλο διαφραγματική λειτουργία στα τμήματα που υπάρχει σύμμικτη πλάκα. Αυτό γίνεται μέσω της εντολής Rigid Links, όπου αρχικά ορίζονται οι βαθμοί ελευθερίας που δεσμεύονται από το διάφραγμα (εδώ οι μετακινήσεις κατά X και Y και η στροφή περί Z) και μετά επιλέγονται οι κόμβοι που δεσμεύονται από το διάφραγμα.



Εικόνα 3. 2 Ορισμός διαφράγματος στο λογισμικό

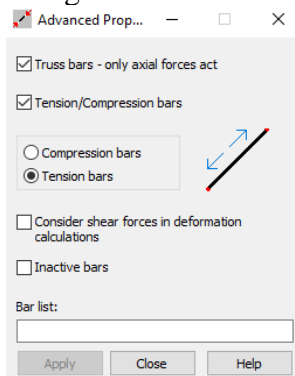
Τα πέλματα δικτυωμάτων προσομοιώνονται ως καμπτόμενα στοιχεία δοκού και εισάγεται αρχικά η διατομή HEA180. Οι εσωτερικές ράβδοι του δικτύωματος (αντηρίδες και ορθοστάτες) είναι στοιχεία που παραλαμβάνουν μόνο αξονική ένταση και όχι κάμψη. Επιλέγονται τα μέλη, και μέσω των καρτελών Geometry → Additional Attributes → Advanced Bar Properties ορίζονται ως μέλη δικτύωματος (Truss bars- only axial forces). Η εντολή αυτή αλλάζει τον τύπο του μέλους από δοκό σε δικτύωμα μειώνοντας τους βαθμούς ελευθερίας της αρχής και του τέλους τους που είναι δεσμευμένοι. Για τον λόγο αυτό, τα πέλματα δεν μπορούν να μοντελοποιηθούν και αυτά ως μέλη δικτύωματος διότι σε έναν κόμβο που θα συνέτρεχαν πάνω από δύο μέλη δικτυωμάτων, οι αδέσμευτοι βαθμοί ελευθερίας θα ήταν αρκετοί ώστε να μετατραπεί ο κόμβος σε μηχανισμό.



Εικόνα 3. 3 Προσομοίωση μελών δικτύωματος

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίζονται σε οριζόντιους και κατακόρυφους και βασικός σκοπός τους είναι να μεταφέρουν τις οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στα επίπεδα πλαίσια και δικτύωματα στα κατακόρυφα στοιχεία. Είναι και αυτά μέλη δικτύωματος, δεν κάμπτονται δηλαδή αλλά παραλαμβάνουν μόνο αξονικές δυνάμεις και συγκεκριμένα μόνο εφελκυσμό. Επίσης τα μέλη αυτά δεν παραλαμβάνουν ένταση από τα κατακόρυφα φορτία,

και για τον λόγο αυτό πρέπει να επιλεγούν και να τεθεί Ignore στο πεδίο Trapezoidal and triangular load distribution.



Εικόνα 3. 4 Παραμετροποίηση συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι μετωπικοί στύλοι είναι βοηθητικά υποστυλώματα τα οποία δεν παραλαμβάνουν ένταση από κατακόρυφα φορτία αλλά μόνο από τον άνεμο. Τοποθετούνται στην βόρεια και νότια πλευρά του κτιρίου όπου υπάρχουν λίγα υποστυλώματα προκειμένου να τα «βοηθήσουν» στην παραλαβή του ανέμου. Κατά την εισαγωγή τους πρέπει να τοποθετηθούν με τρόπο ώστε για άνεμο κατά τη διεύθυνση Y να κάμπτονται περί τον ισχυρό τους άξονα. Επίσης αρθρώνονται στο έδαφος και τέλος πρέπει να εισαχθεί μία εσωτερική απελευθέρωση, συγκεκριμένα η μετακίνηση στον άξονα X του μέλους σε ένα από τα δύο άκρα. Η απελευθέρωση αυτή εξασφαλίζει το ότι δεν θα παραλάβουν ένταση από τα κατακόρυφα φορτία.

3.3 Φορτία

3.3.1 Μόνιμες δράσεις

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται τα ίδια βάρη των μελών της σύμμικτης κατασκευής και η επικάλυψη δαπέδου [7].

1. Ιδίο Βάρος μεταλλικών στοιχείων: Υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό
2. Ιδίο Βάρος σύμμικτης πλάκας

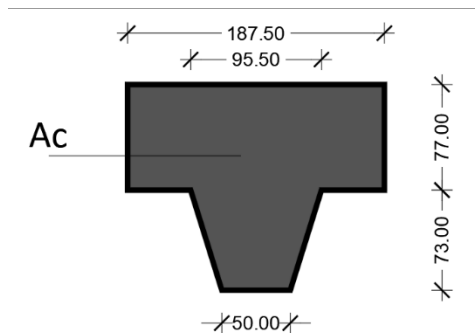
Το βάρος του χαλυβδόφυλλου είναι γνωστό από τους πίνακες του κατασκευαστή: $g_p = 13,08 \text{ kg/m}^2 = 0.131 \text{ kN/m}^2$.

Για το βάρος του σκυροδέματος θα υπολογιστεί η επιφάνεια του σκυροδέματος εντός γνωστού πλάτους χαλυβδόφυλλου και θα βρεθεί έτσι ένα ισοδύναμο ύψος σκυροδέματος. Σύμφωνα με το σκαρίφημα (Σχήμα 3.5) προκύπτει: $A_c = 18.75 \cdot 7.7 + \frac{5+9.55}{2} \cdot 7.30 = 197.4828 \text{ cm}^2$.

$$A_c = b \cdot h_{eq} \Rightarrow h_{eq} = \frac{A_c}{b} = 10.5324 \text{ cm}$$

Βάρος σκυροδέματος: $g_c = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.105324 = 2.633 \text{ kN/m}^2$

Συνολικά το βάρος της σύμμικτης πλάκας είναι: $g_s = 2.764 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 3.5 Εμβαδόν σκυροδέματος εντός ενός φατνώματος χαλυβδόφυλλου

3. Πρόσθετα μόνιμα φορτία. Τέτοιες είναι οι επικαλύψεις οι οποίες λαμβάνονται ως $g_k = 1.20 \text{ kN/m}^2$

3.3.2 Κινητό φορτίο πλακών

Σύμφωνα με τον Ευροκώδικα, Μέρος 1.1, [7] το κτίριο αυτό χαρακτηρίζεται ως κατηγορία C4, ως κτίριο δηλαδή συνάθροισης κοινού και ειδικότερα χώρος άθλησης. Σύμφωνα με αυτό, το κινητό φορτίο πλάκας οροφής ισογείου είναι $q_k = 5.00 \text{ kN/m}^2$.

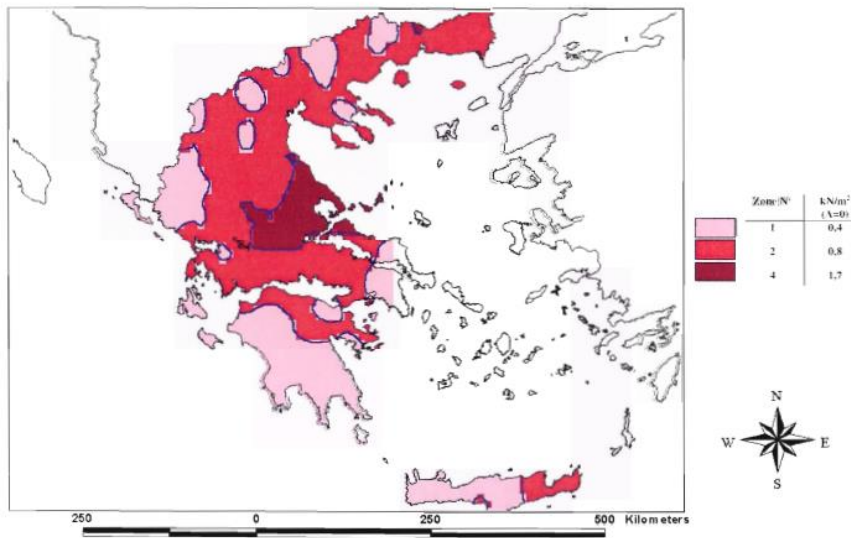
Η πλάκα οροφής Α' ορόφου δεν είναι βατή πλάκα από το κοινό. Παρόλα αυτά θα υπολογιστεί ένα ελάχιστο κινητό φορτίο $q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$ για περιπτώσεις επισκευών και συντήρησης.

3.3.3 Χιόνι

Για τον υπολογισμό του φορτίου του χιονιού στην παρούσα εργασία γίνεται η παραδοχή της φυσικής του εναπόθεσης πάνω στις στέγες, ομοιόμορφα κατανεμημένο επ' αυτών, αγνοώντας ακραίες καταστάσεις χιονοθύελλας ή ανθρώπινης παρέμβασης για απομάκρυνσή του. Θα γίνει θεώρηση πως είναι μία μεταβλητή στατική δράση, που δρα κατακόρυφα πάνω στις στέγες.

Η χαρακτηριστικές τιμές φορτίου χιονιού στο έδαφος στην Ελλάδα φαίνεται στον παρακάτω χάρτη του Ευροκώδικα 1 (Μέρος 1.3 Παράρτημα C) [8].

Greece: Snow Load at Sea Level



Εικόνα 3. 5 Χαρακτηριστικές τιμές φορτίου χιονιού στο έδαφος

Η τιμή του S_k για κάθε περιοχή δίνεται από τη σχέση:

$$S_k = S_{k,0} * (1 + (A/917)^2) \quad (3.1)$$

Όπου: $S_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$: Η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στο έδαφος στο επίπεδο της θάλασσας

$A = 130 \text{ m}$: Υψόμετρο περιοχής μελέτης

Για την εργασία υπολογίζεται: $S_k = 0,815 \text{ kN/m}^2$

Η τιμή του φορτίου του χιονιού πάνω στη στέγη εξαρτάται από αρκετούς παράγοντες, βασικότεροι των οποίων είναι το σχήμα της στέγης, η θερμικές ιδιότητες αυτής, το μέγεθος της έκθεσής της στα καιρικά φαινόμενα. Λαμβάνοντας τους παράγοντες αυτούς, η σχέση που δίνει το φορτίο χιονιού είναι:

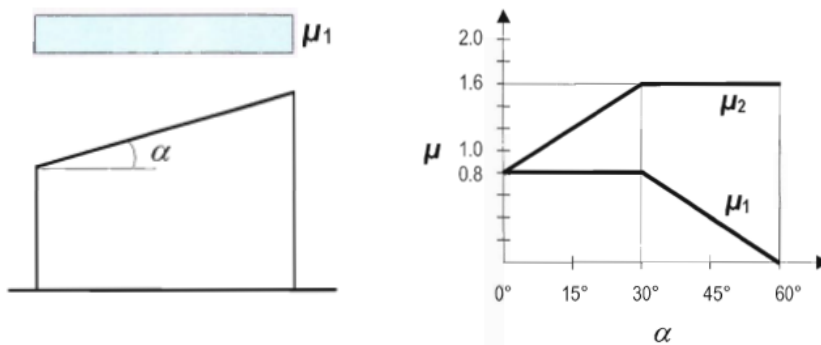
$$S = \mu * C_e * C_t * S_k \quad (3.2)$$

μ : Συντελεστής σχήματος στέγης

C_e : Συντελεστής έκθεσης = 1,00, για την εν λόγω περιοχή και τοποθεσία

C_t : Θερμικός συντελεστής = 1,00, για κανονικές στέγες με συνήθη θερμομόνωση

Για μονόριχτες στέγες, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, ισχύουν τα παρακάτω:



Angle of pitch of roof α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Εικόνα 3. 6 Συντελεστής σχήματος στέγης μ

Στην παρούσα μελέτη το κτίριο έχει δύο ανεξάρτητες μονόριχτες στέγες, όπου η κάθε μία έχει γωνία κλίσης μικρότερη από 10° .






Οπότε: $\mu=0,80$

Φορτίο χιονιού: $S=0.80*1.00*1.00*0.815= 0.652\text{kN/m}^2$

3.3.4 Άνεμος

Η δράση του ανέμου παρουσιάζει διακυμάνσεις με τον χρόνο και δρα απευθείας ως πίεση πάνω στις εξωτερικές επιφάνειες μίας κατασκευής. Επιπλέον, εξαιτίας αφενός του πορώδους των υλικών κατασκευής της εξωτερικής επιφάνειας και αφετέρου της παρουσίας ανοιγμάτων, εμφανίζεται μία πρόσθετη εσωτερική πίεση. Στην εργασία αυτή θεωρείται πως στην οριακή κατάσταση δράσης του ανέμου σχεδιασμού όλα τα ανοίγματα θα είναι κλειστά, επομένως δεν θα υπολογιστεί η εσωτερική πίεση, παρά μόνο η εξωτερική. Τέλος, εκτός από τις κατακόρυφες επιφάνειες, φορτίζονται και οι στέγες, είτε επίπεδες ή με κλίση.[9]

Η πίεση του ανέμου θα υπολογιστεί για πνοή ανέμου κατά τις 2 διευθύνσεις X και Y. Η πίεση του ανέμου εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως το ανάγλυφο, η τοπογραφία της περιοχής, η τραχύτητα του εδάφους, το ύψος της κατασκευής, η ένταση των στροβιλισμών κλπ. Όλοι αυτοί οι παράγοντες θα εξετασθούν και θα ληφθούν υπόψιν στους παρακάτω υπολογισμούς.

	Κατηγορία εδάφους 0 Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα.
	Κατηγορία εδάφους I Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμποδία.
	Κατηγορία εδάφους II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμποδία (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.
	Κατηγορία εδάφους III Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμποδία με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (χωριά, προάστια, μόνιμα δάση).
	Κατηγορία εδάφους IV Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ		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 (π.χ. χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m	1,0	10

Εικόνα 3. 7 Κατηγορίες εδάφους [9]

Η κατασκευή βρίσκεται εντός της Πολυτεχνειούπολης Ζωγράφου σε ανοικτό χώρο, για αυτό θα επιλεγεί κατηγορία III. Επίσης, όλες οι μονόριχτες στέγες της κατασκευής έχουν γωνία κλίσης 5°.

Θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου: $V_{b,0} = 27.00 \text{ m/s}$, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα. Η βασική ταχύτητα ανέμου δίνεται από τη σχέση:

$$V_b = C_{dir} * C_{seas} * V_{b,0} \quad (3.3)$$

$C_{dir} = 1.00$: Συντελεστής διεύθυνσης ανέμου

$C_{seas} = 1.00$: Συντελεστής εποχής

Η μέση ταχύτητα ανέμου δίνεται από τη σχέση:

$$V_m = C_r(z) * C_0(z) * V_b \quad (3.4)$$

Συντελεστής τραχύτητας εδάφους:

$$C_r(z) = K_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.5)$$

$$K_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.215 \quad (3.6)$$

z: Ύψος αναφοράς κατασκευής (Θα υπολογίζεται ανάλογα την κατεύθυνση του ανέμου)

$z_0 = 0,30$ Σύμφωνα με την Εικόνα 3.8 του Εθνικού Προσαρτήματος

$z_{0,II} = 0,05$ Σύμφωνα με την Εικόνα 3.8 του Εθνικού Προσαρτήματος

$$C_0(z) = 1.00$$

$$\text{Ένταση στροβιλισμών: } I_v(z) = \frac{k_1}{C_0 * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (3.7)$$

$k_1 = 1.00$: Συντελεστής στροβιλισμών

$C_0 = 1,00$: Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης εδάφους

Πίεση ταχύτητας αιχμής:

$$q_p = \left[(1 + 7 * I_v(z)) * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2 \right] \quad (3.8)$$

$I_v(z)$: Ένταση στροβιλισμών σε ύψος z

v_m : μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z

ρ : Πυκνότητα αέρα, εδώ λαμβάνουμε $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Πίεση εξωτερικής επιφάνειας:

$$w_e = q_p(z) * c_{pe} \quad (3.9)$$

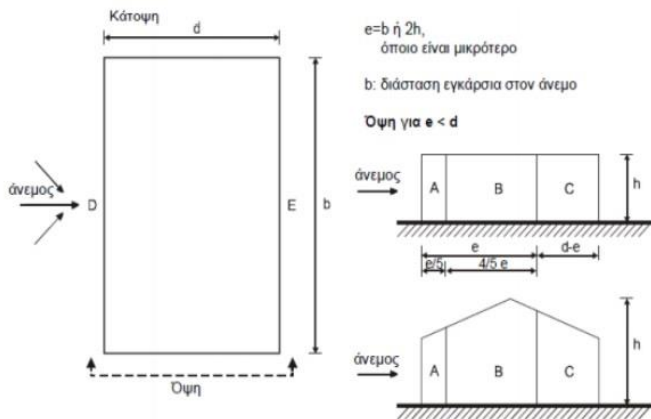
q_p : Πίεση ταχύτητας αιχμής

c_{pe} : Συντελεστής εξωτερικής πίεσης

z: Ύψος αναφοράς για την κατασκευή

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτάται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A . Ως φορτιζόμενη επιφάνεια, θεωρείται η επιφάνεια A , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Επειδή όλες οι επιφάνειες πάνω στις οποίες προσκρούει ο άνεμος είναι μεγαλύτερες από 10m^2 , θα χρησιμοποιείται ο συντελεστής C_{p10} .

Κατά την δράση του ανέμου, οι επιφάνειες των κατακόρυφων τοίχων της κατασκευής χωρίζονται σε επιμέρους ζώνες, στις οποίες αντιστοιχεί διαφορετικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης, c_{pe} . Οι ζώνες αυτές φαίνονται στην Εικόνα 3.8, και οι τιμές του συντελεστή στον Πίνακα 3.1.



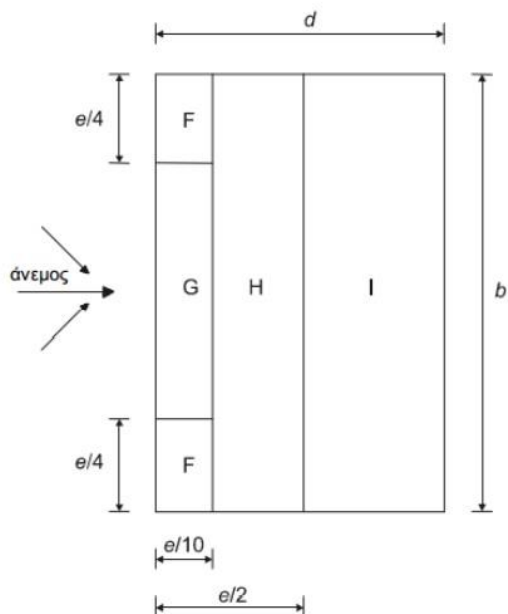
Εικόνα 3. 8 Ζώνες συντελεστή C_{pe} για κατακόρυφες επιφάνειες

ΖΩΝΗ	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
h/d										
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,5
≤ 0.25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,3

Πίνακας 3. 1 Τιμές συντελεστή C_{pe} για κατακόρυφες επιφάνειες

Η προσήνεμη πλευρά είναι η D και η υπήνεμη είναι η E. Οι επιφάνειες A, B και C είναι τμήματα των 2 πλαϊνών πλευρών.

Αντίστοιχα με τις πιέσεις στις κατακόρυφες επιφάνειες, έτσι και στις στέγες δημιουργούνται ζώνες διαφορετικής έντασης, οι οποίες εξαρτώνται από τη γεωμετρία της κατασκευής. Για οριζόντια στέγη:



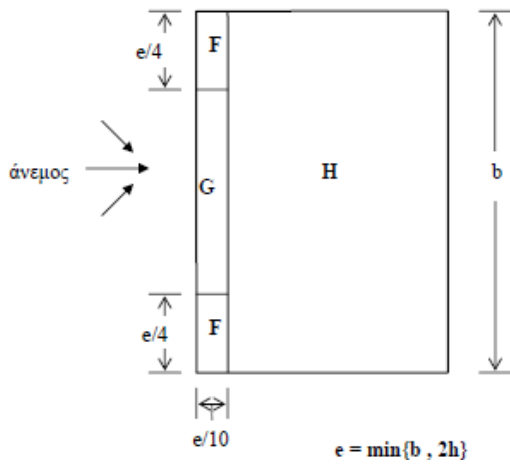
Εικόνα 3. 9 Ζώνες συντελεστή C_{pe} για οριζόντιες στέγες

ΤΥΠΟΣ ΣΤΕΓΗΣ		ΖΩΝΗ							
		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}
Ατζμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	±0,2	
Με στηθαία	$h/p=0.025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2		
	$h/p=0.05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2		
	$h/p=0.10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2		
Καμπύλα άκρα	$r/h=0.05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4			
	$r/h=0.10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3			
	$r/h=0.20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3			
Κεκλιμέν α άκρα	$\alpha=30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3			
	$\alpha=45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4			
	$\alpha=60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5			

Πίνακας 3. 2 Τιμές συντελεστή C_{pe} για οριζόντιες στέγες

$$e = \min\{b; 2h\} \quad (3.10)$$

Οι ζώνες που δημιουργούνται στις μονόριχτες στέγες φαίνονται παρακάτω: Για φορά ανέμου 0° ή 180° σε σχέση με την κλίση της στέγης:

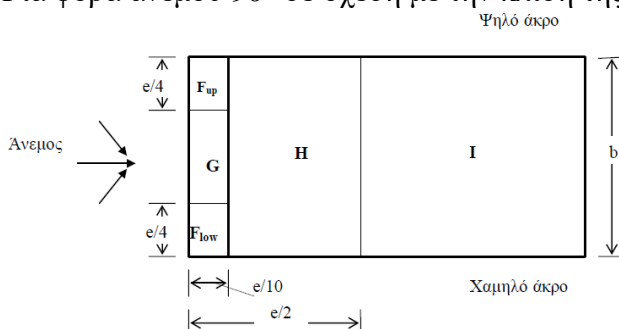


Εικόνα 3. 10 Ζώνες συντελεστή C_{pe} για μονοριχτες στέγες και διεύθυνση ανέμου 0° ή 180°

Γωνία κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$						Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	-0,3	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2	-0,2	-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Πίνακας 3. 3 Τιμές συντελεστή C_{pe} για μονοριχτες στέγες και διεύθυνση ανέμου 0° ή 180°

Για φορά ανέμου 90° σε σχέση με την κλίση της στέγης:



Εικόνα 3. 11 Ζώνες συντελεστή C_{pe} για μονοριχτες στέγες και διεύθυνση ανέμου 90°

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$									
	F _{up}		F _{low}		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}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

Πίνακας 3. 4 Τιμές συντελεστή C_{pe} για μονοριχτες στέγες και διεύθυνση ανέμου 90°

Άνεμος στην +X Διεύθυνση

Σύμφωνα με τη γεωμετρία του κτιρίου έχουμε μήκος προσκρουόμενης πλευράς b=34.00m και πλάτος d=40.00m. Το ύψος του κτιρίου θεωρείται το ύψος του υψηλότερου σημείου της προσκρουόμενης πλευράς, δηλαδή H= 12.00m. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα το ύψος αναφοράς για κτίρια με H<b είναι z=H=12.00m.

Για διεύθυνση ανέμου X+, η προσήνεμη πλευρά είναι η δυτική, υπήνεμη είναι η ανατολική, και θεωρώ ασκείται πίεση μόνο στην μονόριχτη στέγη του Α' ορόφου. (Η άλλη προστατεύεται από το κτίριο)

Υπολογίζονται σύμφωνα με το τυπολόγιο:

$$V_b=27.00\text{m/s}$$

$$C_r(z)=0.739$$

$$V_m=21.414\text{m/s}$$

$$I_v=0.2711$$

$$q_p(Z)=0.83\text{ kN/m}^2$$

	C _{pe}	q _p (kN/m ²)	w _e (kN/m ²)	
A	-1,2	0,83	-0,996	Πλανιές πλευρές
B	-0,8	0,83	-0,664	
C	-0,5	0,83	-0,415	
D	0,8	0,83	0,664	Προσήνεμη πλευρά
E	-0,313	0,83	-0,260	Υπήνεμη Πλευρά

Πίνακας 3. 5 C_{pe} σε κατακόρυφες επιφάνειες (H/d)= (12/40)= 0.30 | e= min{b;2h}= 24

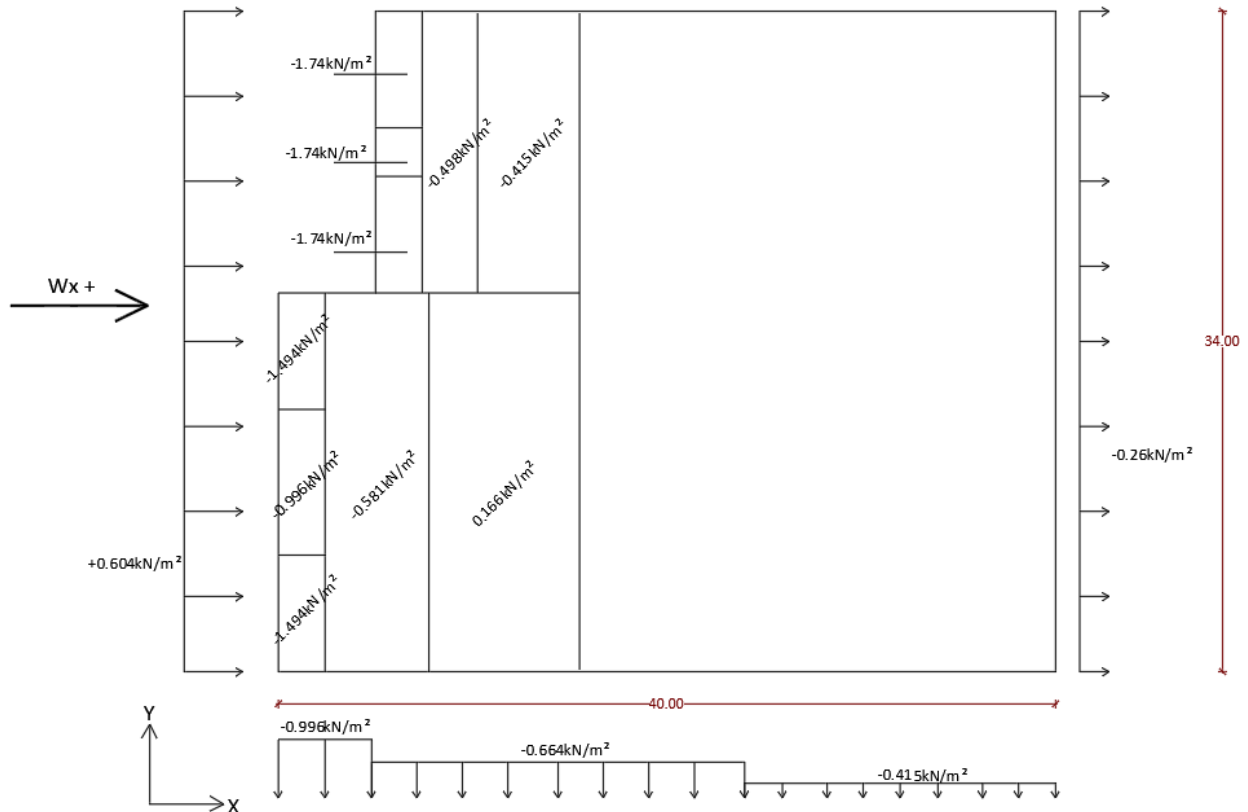
Σημ.: Η πίεση που έχει φορά προς την επιφάνεια χαρακτηρίζεται ως θετική ενώ αυτή που απομακρύνεται από την επιφάνεια ως αρνητική.

	C _{pe}	q _p (kN/m ²)	w _e (kN/m ²)
F	-1,8	0,83	-1,494
G	-1,2	0,83	-0,996
H	-0,7	0,83	-0,581
I	0,2	0,83	0,166

Πίνακας 3. 6 Τιμές C_{pe} για το οριζόντιο βατό δώμα

	Cpe	qp (kN/m ²)	we (kN/m ²)
Fup	-2,1	0,83	-1,743
Flow	-2,1	0,83	-1,743
G	-1,8	0,83	-1,494
H	-0,6	0,83	-0,498
I	-0,5	0,83	-0,415

Πίνακας 3. 7 Τιμές Cpe στη μονόριχτη στέγη Α' ορόφου



Εικόνα 3. 12 Τιμές πίεσης ανέμου επί της κατασκευής

Άνεμος στην -X Διεύθυνση

Σύμφωνα με τη γεωμετρία του κτιρίου έχουμε μήκος προσκρουόμενης πλευράς $b=34.00\text{m}$ και πλάτος $d=40.00\text{m}$. Το ύψος του κτιρίου θεωρείται το ύψος του υψηλότερου σημείου της προσκρουόμενης πλευράς, δηλαδή $H= 12.00\text{m}$. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα το ύψος αναφοράς για κτίρια με $H<b$ είναι $z=H=12.00\text{m}$.

Για διεύθυνση ανέμου X-, η προσήνεμη πλευρά είναι η ανατολική, υπήνεμη είναι η δυτική. Σε αυτή την περίπτωση άνεμος ασκείται πίεση και στις δυο μονόριχτες στέγες.

Υπολογίζονται σύμφωνα με το τυπολόγιο:

$$V_b=27.00\text{m/s}$$

$$C_r(z)= 0.739$$

$$V_m= 21.414\text{m/s}$$

$$I_v=0.2711$$

$$Q_p(Z)= 0.83 \text{ kN/m}^2$$

	Cpe	qp (kN/m ²)	we (kN/m ²)	
A	-1,2	0,83	-0,996	Πλαινές πλευρές
B	-0,8	0,83	-0,664	
C	-0,5	0,83	-0,415	
D	0,8	0,83	0,664	Προσήνεμη πλευρά
E	-0,313	0,83	-0,260	Υπήνεμη Πλευρά

Πίνακας 3. 8 Cpe σε κατακόρυφες επιφάνειες $(H/d) = (12/40) = 0.30$ | $e = \min\{b; 2h\} = 24m$

	Cpe	qp (kN/m ²)	we (kN/m ²)
F	-1,8	0,83	-1,494
G	-1,2	0,83	-0,996
H	-0,7	0,83	-0,581
I	0,2	0,83	0,166

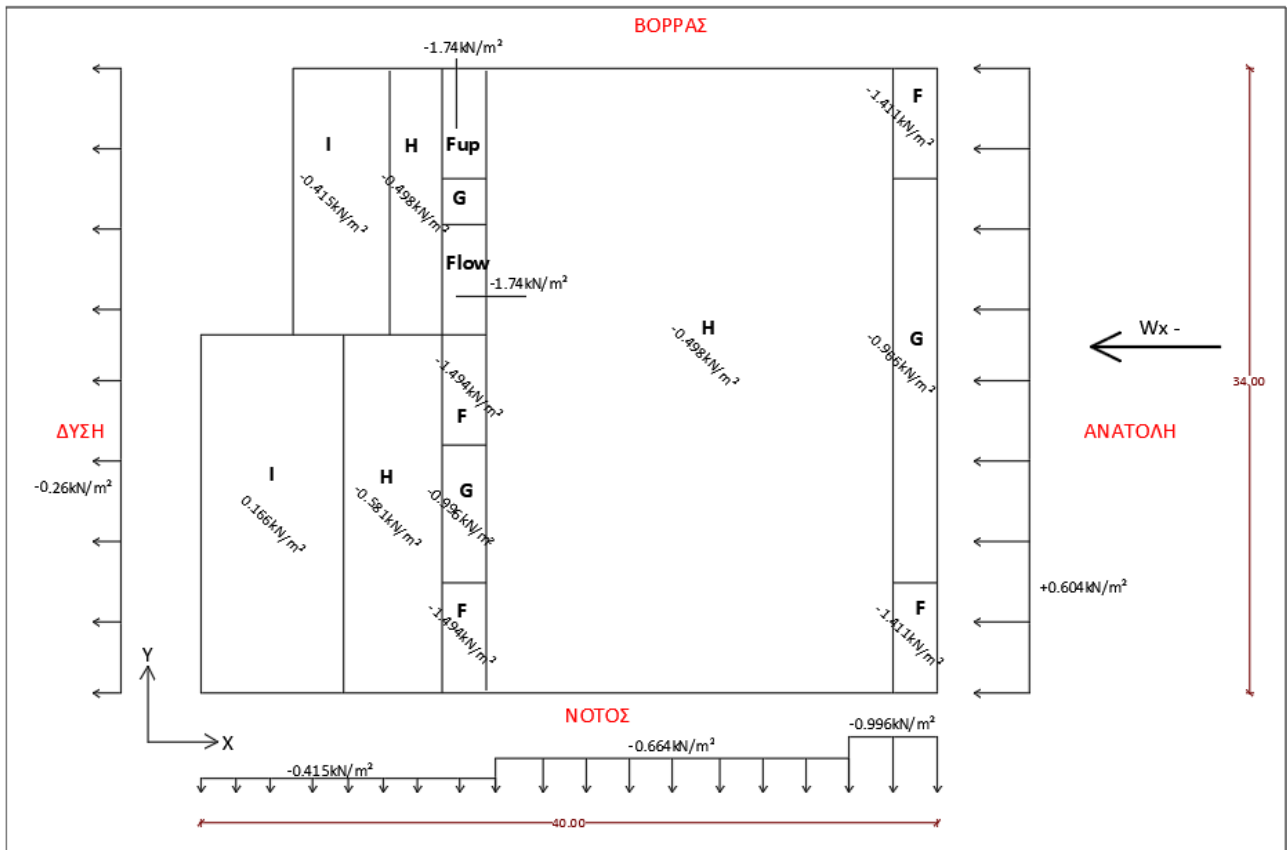
Πίνακας 3. 9 Cpe στο οριζόντιο βατό δώμα

	Cpe	qp (kN/m ²)	we (kN/m ²)
F	-1,7	0,83	-1,411
G	-1,2	0,83	-0,996
H	-0,6	0,83	-0,498

Πίνακας 3. 10 Cpe στην μονόριχτη στέγη ισογείου

	Cpe	qp (kN/m ²)	we (kN/m ²)
Fup	-2,1	0,83	-1,743
Flow	-2,1	0,83	-1,743
G	-1,8	0,83	-1,494
H	-0,6	0,83	-0,498
I	-0,5	0,83	-0,415

Πίνακας 3. 11 Cpe στην μονόριχτη στέγη Α' ορόφου



Εικόνα 3. 13 Τιμές πίεσης ανέμου επί της κατασκευής

Άνεμος στην +Y Διεύθυνση

Σύμφωνα με τη γεωμετρία του κτιρίου έχουμε μήκος προσκρουόμενης πλευράς $b=40.00\text{m}$ και πλάτος $d=34.00\text{m}$. Το ύψος του κτιρίου θεωρείται το ύψος του υψηλότερου σημείου της προσκρουόμενης πλευράς, δηλαδή $H= 12.00\text{m}$. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα το ύψος αναφοράς για κτίρια με $H<b$ είναι $z=H=12.00\text{m}$.

Για διεύθυνση ανέμου $Y+$, η προσήνεμη πλευρά είναι η νότια, ενώ η υπήνεμη είναι η βορινή. Σε αυτή την περίπτωση άνεμος ασκείται πίεση και στις δυο μονόριχτες στέγες.

Υπολογίζονται σύμφωνα με το τυπολόγιο:

$$V_b=27.00\text{m/s}$$

$$C_r(z)= 0.739$$

$$V_m= 21.414\text{m/s}$$

$$I_v=0.2711$$

$$Q_p(Z)= 0.83 \text{ kN/m}^2$$

	C_{pe}	$q_p \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$w_e \text{ (kN/m}^2\text{)}$	
A	-1,2	0,83	-0,996	Πλαινές πλευρές
B	-0,8	0,83	-0,664	
C	-0,5	0,83	-0,415	
D	0,8	0,83	0,664	Προσήνεμη πλευρά
E	-0,327	0,83	-0,271	Υπήνεμη Πλευρά

Πίνακας 3. 12 C_{pe} σε κατακόρυφες επιφάνειες $(H/d)= (12/34)= 0.353 \mid e= \min\{b;2h\}= 24\text{m}$

	Cpe	qp (kN/m ²)	we (kN/m ²)
F	-1,8	0,83	-1,494
G	-1,2	0,83	-0,996
H	-0,7	0,83	-0,581
I	0,2	0,83	0,166

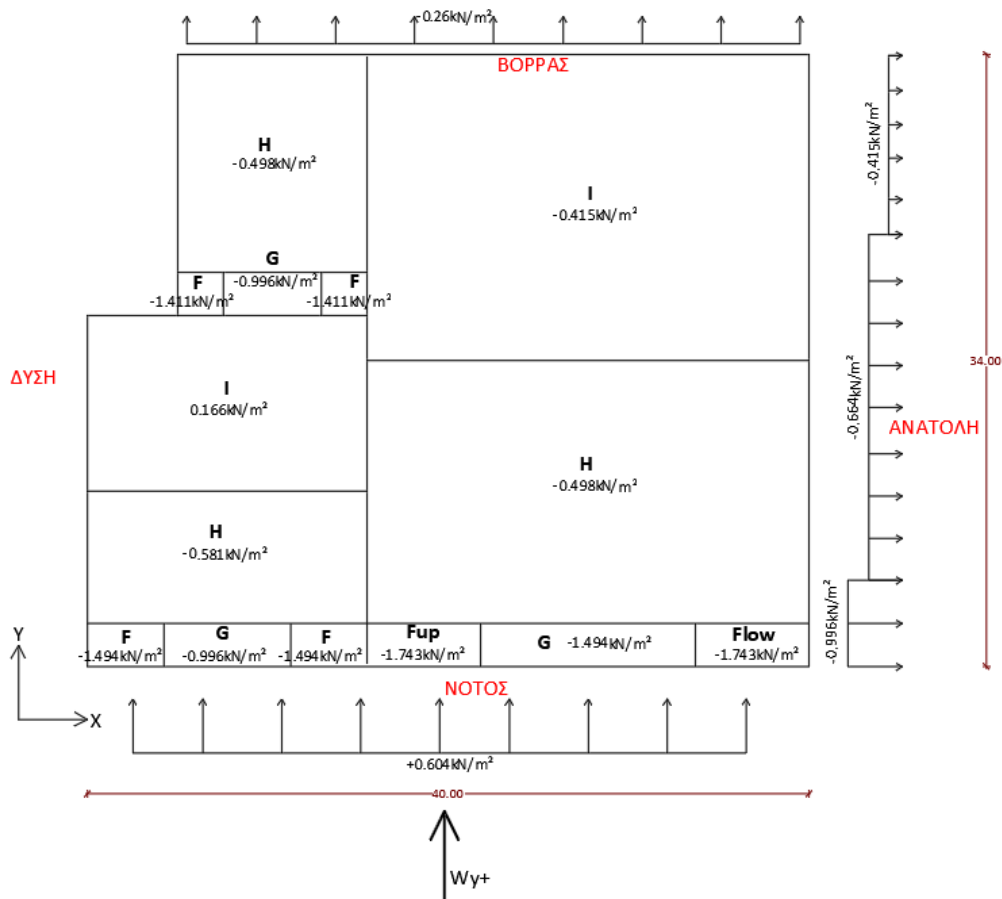
Πίνακας 3. 13 Cpe στο οριζόντιο βατό δώμα

	Cpe	qp (kN/m ²)	we (kN/m ²)
Fup	-2,1	0,83	-1,743
Flow	-2,1	0,83	-1,743
G	-1,8	0,83	-1,494
H	-0,6	0,83	-0,498
I	-0,5	0,83	-0,415

Πίνακας 3. 14 Cpe στην μονόριχτη στέγη ισογείου

	Cpe	qp (kN/m ²)	we (kN/m ²)
F	-1,7	0,83	-1,411
G	-1,2	0,83	-0,996
H	-0,6	0,83	-0,498

Πίνακας 3. 15 Cpe στην μονόριχτη στέγη Α' ορόφου



Εικόνα 3. 14 Τιμές πίεσης ανέμου επί της κατασκευής

Εφαρμογή πίεσης ανέμου στην κατασκευή

Γίνεται η θεώρηση πως το φορτίο του ανέμου των κατακόρυφων επιφανειών το παραλαμβάνουν τα μόνο τα υποστυλώματα και οι μετωπικοί στύλοι, ως γραμμικό φορτίο σε όλο τους το ύψος. Το γραμμικό φορτίο αυτό θα προκύψει πολλαπλασιάζοντας την πίεση που υπολογίστηκε σε κάθε ζώνη για κάθε διεύθυνση ανέμου, με το πλάτος επιρροής του υποστυλώματος ανάλογα με την ζώνη στην οποία βρίσκεται.

Άνεμος κατά +X											
	A/A	Ζώνη	we ζώνης (kN/m ²)	Πλ. επιρροής (m)	Γραμμικό φορτίο (kN/m)		A/A	Ζώνη	we ζώνης (kN/m ²)	Πλ. επιρροής (m)	Γραμμικό φορτίο (kN/m)
Προσήνεμη πλευρά	K1	D	0,664	2,5	1,66	Υπήνεμη πλευρά	K3	E	0,26	2,5	0,65
	K4	D	0,664	5	3,32		K6	E	0,26	5	1,3
	K7	D	0,664	5	3,32		K9	E	0,26	5	1,3
	K10	D	0,664	5	3,32		K13	E	0,26	5	1,3
	K14	D	0,664	5	3,32		K16	E	0,26	5	1,3
	K17	D	0,664	5	3,32		K19	E	0,26	5	1,3
	K20	D	0,664	5	3,32		K22	E	0,26	5	1,3
	K23	D	0,664	2,5	1,66		K25	E	0,26	2,5	0,65
Βορινή	K1	B	0,664	1,3375	0,89	Νότια	K23	A	0,996	2,5	2,49
	K2	B	0,664	3,3375	2,22		K24	B	0,664	3,3375	2,22
	K3	C	0,415	2	0,83		K25	C	0,415	2	0,83
	M1	B	0,664	2,675	1,78		M9	A	0,996	2,5	2,49
	M2	B	0,664	2,675	1,78		M10	B	0,664	2,5875	1,72
	M3	B	0,664	2,675	1,78		M11	B	0,664	2,675	1,78
	M4	B	0,664	4	2,66		M12	B	0,664	2,675	1,78
	M5	B	0,664	4	2,66		M13	B	0,664	2,675	1,78
	M6	C	0,415	4	1,66		M14	B	0,664	4	2,66
	M7	C	0,415	4	1,66		M15	B	0,664	4	2,66
M8	C	0,415	4	1,66	M16	C	0,415	4	1,66		
						M17	C	0,415	4	1,66	
						M18	C	0,415	4	1,66	

Πίνακας 3. 16 Ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο στα υποστυλώματα για άνεμο κατά +X

Άνεμος κατά -X											
	A/A	Ζώνη	we ζώνης (kN/m ²)	Πλ. επιρροής (m)	Γραμμικό φορτίο (kN/m)		A/A	Ζώνη	we ζώνης (kN/m ²)	Πλ. επιρροής (m)	Γραμμικό φορτίο (kN/m)
Προσήνεμη πλευρά	K3	D	0,664	2,5	1,66	Υπήνεμη πλευρά	K1	E	0,26	2,5	0,65
	K6	D	0,664	5	3,32		K4	E	0,26	5	1,3
	K9	D	0,664	5	3,32		K7	E	0,26	5	1,3
	K13	D	0,664	5	3,32		K10	E	0,26	5	1,3
	K16	D	0,664	5	3,32		K14	E	0,26	5	1,3
	K19	D	0,664	5	3,32		K17	E	0,26	5	1,3
	K22	D	0,664	5	3,32		K20	E	0,26	5	1,3
	K25	D	0,664	2,5	1,66		K23	E	0,26	2,5	0,65
Βορινή	K1	C	0,415	1,3375	0,56	Νότια	K23	C	0,415	2,5	1,04
	K2	C	0,415	3,3375	1,39		K24	C	0,415	3,3375	1,39
	K3	A	0,996	2	1,99		K25	A	0,996	2	1,99
	M1	C	0,415	2,675	1,110125		M9	C	0,415	2,5	1,0375
	M2	C	0,415	2,675	1,110125		M10	C	0,415	2,5875	1,0738125
	M3	C	0,415	2,675	1,110125		M11	C	0,415	2,675	1,110125
	M4	B	0,664	4	2,656		M12	C	0,415	2,675	1,110125
	M5	B	0,664	4	2,656		M13	C	0,415	2,675	1,110125
	M6	B	0,664	4	2,656		M14	B	0,664	4	2,656
	M7	B	0,664	4	2,656		M15	B	0,664	4	2,656
M8	B	0,664	4	2,656	M16	B	0,664	4	2,656		
						M17	B	0,664	4	2,656	
						M18	B	0,664	4	2,656	

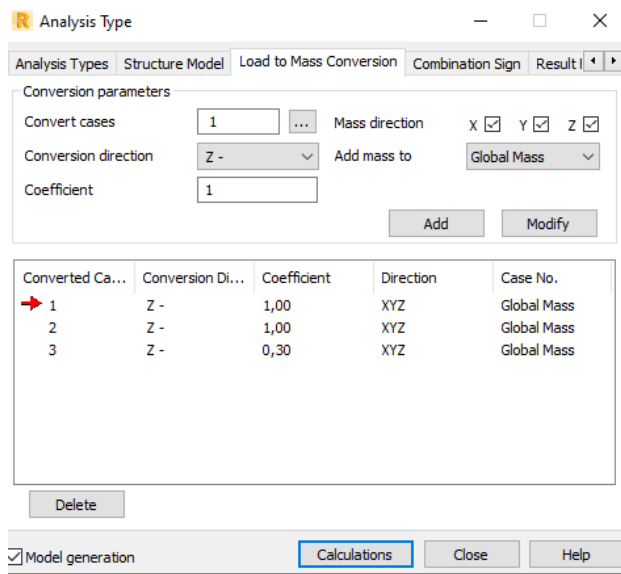
Πίνακας 3. 17 Ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο στα υποστυλώματα για άνεμο κατά -X

Άνεμος κατά +Y													
	A/A	Ζώνη	we ζώνης (kN/m ²)	Πλ. επιρροής (m)	Γραμμικό φορτίο (kN/m)		A/A	Ζώνη	we ζώνης (kN/m ²)	Πλ. επιρροής (m)	Γραμμικό φορτίο (kN/m)		
Προσήνεμη	K23	D	0,664	2,5	1,66	Υπήνεμη	K1	E	0,271	1,3375	0,3624625		
	K24	D	0,664	3,3375	2,2161		K2	E	0,271	3,3375	0,9044625		
	K25	D	0,664	2	1,328		K3	E	0,271	2	0,542		
	M9	D	0,664	2,5	1,66		M1	E	0,271	2,675	0,724925		
	M10	D	0,664	2,5875	1,7181		M2	E	0,271	2,675	0,724925		
	M11	D	0,664	2,675	1,7762		M3	E	0,271	2,675	0,724925		
	M12	D	0,664	2,675	1,7762		M4	E	0,271	4	1,084		
	M13	D	0,664	2,675	1,7762		M5	E	0,271	4	1,084		
	M14	D	0,664	4	2,656		M6	E	0,271	4	1,084		
	M15	D	0,664	4	2,656		M7	E	0,271	4	1,084		
	M16	D	0,664	4	2,656		M8	E	0,271	4	1,084		
	M17	D	0,664	4	2,656			3	C	0,415	2,5	1,0375	
	M18	D	0,664	4	2,656			6	C	0,415	5	2,075	
	Δυτική πλευρά	1	C	0,415	2,5		1,0375	Ανατολική πλευρά	9	B	0,664	5	3,32
		4	C	0,415	5		2,075		13	B	0,664	5	3,32
		7	B	0,664	5		3,32		16	B	0,664	5	3,32
		10	B	0,664	5		3,32		19	B	0,664	5	3,32
		14	B	0,664	5		3,32		22	B	0,664	5	3,32
17		B	0,664	5	3,32	25	A		0,996	2,5	2,49		
20		B	0,664	5	3,32								
23		A	0,996	2,5	2,49								

Πίνακας 3. 18 Ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο στα υποστυλώματα για άνεμο κατά +Y

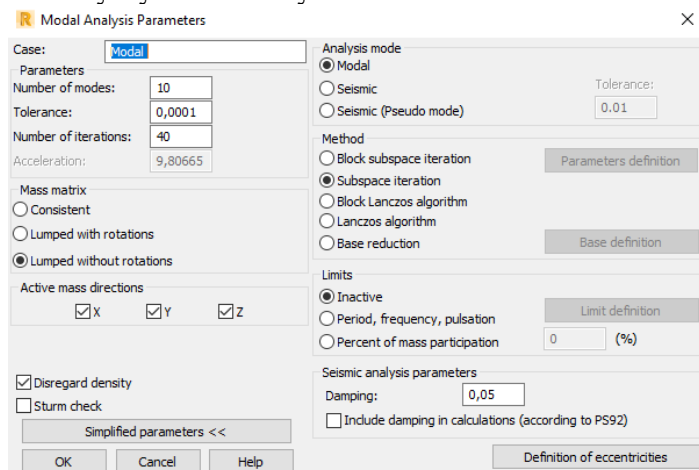
3.3.5 Σεισμική διέγερση

Η απόκριση της κατασκευής στη σεισμική δράση υπολογίζεται από το λογισμικό με την μέθοδο ανάλυσης φάσματος απόκρισης όπου γίνεται πλήρης ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής, υπολογίζονται τα σεισμικά μεγέθη απόκρισης για κάθε ιδιομορφή και τέλος επαλληλίζονται μεταξύ τους. Για τον υπολογισμό της σεισμικής δράσης γίνεται χρήση του φάσματος σχεδιασμού για δεδομένη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, σημαντικότητα της κατασκευής, συντελεστή συμπεριφοράς και τον τύπο εδάφους. Το πρώτο βήμα της μεθόδου είναι ο ορισμός της μάζας της κατασκευής. Στην πραγματικότητα η μάζα της κατασκευής δεν αποτελείται μόνο από τα ίδια βάρη της κατασκευής αλλά από τον σεισμικό συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων, δηλαδή ΣG+ 0.30Q. [12],[3], [4]



Εικόνα 3. 15 Ορισμός μάζας κατασκευής για σεισμική ανάλυση

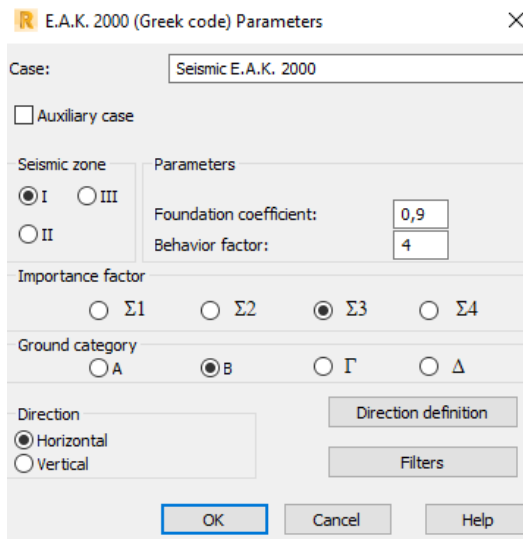
Επόμενο βήμα αποτελεί ο ορισμός της ιδιομορφικής ανάλυσης (Modal Analysis). Το βήμα αυτό είναι απαραίτητο ώστε το λογισμικό να μπορέσει να υπολογίσει τις ιδιομορφές του κτιρίου οι οποίες είναι ανεξάρτητες της σεισμικής διέγερσης. Στο στάδιο αυτό επιλέγεται το πλήθος των ιδιομορφών που πρόκειται να υπολογιστούν και οι διευθύνσεις στις οποίες η μάζα της κατασκευής θεωρείται ενεργή. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην επιλογή και των τριών διευθύνσεων της ενεργού μάζας. Αυτό δεν σημαίνει πως υπολογίζεται συνιστώσα σεισμού στην κατακόρυφη διεύθυνση, αλλά ότι η μάζα μπορεί να μετακινηθεί σε όλες τις διευθύνσεις.



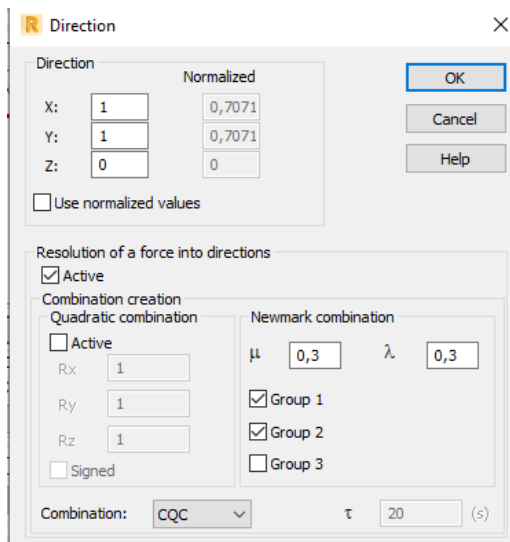
Εικόνα 3. 16 Καθορισμός ιδιομορφικής ανάλυσης

Τέλος εισάγονται στο λογισμικό τα δεδομένα του φάσματος απόκρισης βάσει του οποίου θα υπολογιστούν οι δράσεις του σεισμού σε κάθε διεύθυνση. Η κατασκευή θα βρίσκεται στον δήμο Ζωγράφου όπου σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ανήκει στην Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I. Ο συντελεστής θεμελίωσης ορίζεται 0,90 καθώς μέρος του κτιρίου διαθέτει ένα υπόγειο και το υπόλοιπο θεμελιώνεται σε πλάκα γενικής κοιτόστρωσης. Συντελεστής συμπεριφοράς σε κτίρια με πλαίσια ροπή και έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι $q=4.00$. Η σπουδαιότητα του κτιρίου είναι Σ3, ως χώρος συνάθροισης

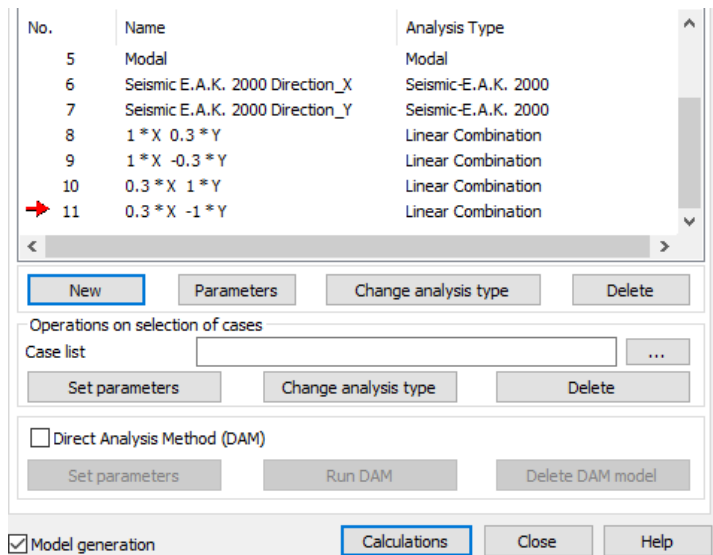
κοινού και το έδαφος θεωρείται κατηγορίας Β. Για τους σεισμικούς συνδυασμούς που θα δημιουργηθούν, δεν υπολογίζεται η κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού, και χρησιμοποιείται μέθοδος επαλληλίας σεισμικών δράσεων Newmark. Με αυτά τα δεδομένα παράγονται δύο συνιστώσες σεισμού βάσει του φάσματος απόκρισης κατά X και Y, και τέσσερις συνδυασμοί, 2 με κύρια την X διεύθυνση και 2 με κύρια την Y.



Εικόνα 3. 17 Καθορισμός παραμέτρων φάσματος σχεδιασμού



Εικόνα 3. 18 Καθορισμός παραμέτρων σεισμικού συνδυασμού



Εικόνα 3. 19 Σεισμικοί συνδυασμοί

3.3.6 Συνδυασμοί φόρτισης

Μη σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης

G: Μόνιμα φορτία- Ιδία βάρη

Gk: Πρόσθετα μόνιμα φορτία

Qk: Κινητό φορτίο ορόφων- Στεγών

SN: Χιόνι

Wx+: Άνεμος στην +X διεύθυνση

Wx-: Άνεμος στην -X διεύθυνση

Wy+: Άνεμος στην -Y διεύθυνση

Στην Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ- ULS) ο βασικός τύπος συνδυασμού δράσεων είναι:

$$\text{COMB: } \sum \gamma G_i * G_i + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q_i} * \psi_{0,I} * Q_{k,I} \text{ , όπου:}$$

$\gamma G_i = 1,35$: Συντελεστής μόνιμων δράσεων

$\gamma_{Q,1} = 1,50$: Συντελεστής μεταβλητών δράσεων

$Q_{k,1}$: Επικρατέστερη μεταβλητή δράση (ανάλογα με τον συνδυασμό)

$\psi_{0,I}$: Συντελεστής συνδυασμού μεταβλητών δράσεων (ανάλογα με τον συνδυασμό)

$Q_{k,I}$: Μεταβλητή δράση

Στο μοντέλο έχουμε τρεις μη σεισμικές μεταβλητές δράσεις, το κινητό φορτίο ορόφων, το χιόνι και τον άνεμο. Το κινητό φορτίο ορόφων είναι πάντα δυσμενέστερο του χιονιού, καθώς δρα στις ίδιες επιφάνειες και έχει πάντα μεγαλύτερη τιμή από το χιόνι. Παρόλα αυτά, δεν μπορούμε να είμαστε σίγουροι για την επικρατέστερη μεταβλητή δράση μεταξύ του Qk και του ανέμου. Έτσι θα δημιουργηθούν τόσοι συνδυασμοί ώστε να λάβουν αυτές τις 2 δράσεις ως επικρατέστερες.

Για Qk: $\psi_{01} = 0,70$, για το χιόνι: $\psi_{01} = 0,50$ και για τον άνεμο $\psi_{01} = 0,60$

Συνδυασμοί με κύρια μεταβλητή δράση το ωφέλιμο φορτίο ορόφων

COMB1_ULS: $1.35G + 1.35Gk + 1.50Qk$

COMB2_ULS:: 1.35G + 1.35Gk + 1.50Qk + 0.50*1.50*SN + 0.60*1.50*Wx+
 COMB3_ULS:: 1.35G + 1.35Gk + 1.50Qk + 0.50*1.50*SN + 0.60*1.50*Wx-
 COMB4_ULS:: 1.35G + 1.35Gk + 1.50Qk + 0.50*1.50*SN + 0.60*1.50*Wy+

Συνδυασμοί με κύρια μεταβλητή δράση τον άνεμο:

COMB5_ULS:: 1.35G + 1.35Gk + 1.50Wx+ + 0.70*1.50*Qk + 0.50*1.50*SN
 COMB6_ULS:: 1.35G + 1.35Gk + 1.50Wx- + 0.70*1.50*Qk + 0.50*1.50*SN
 COMB7_ULS: 1.35G + 1.35Gk + 1.50Wy+ + 0.70*1.50*Qk + 0.50*1.50*SN

Στην Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (OKΛ- SLS) ο βασικός τύπος συνδυασμού δράσεων είναι:

$$\text{COMB: } \sum G_i + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,I} * Q_{k,I}$$

Συνδυασμοί με κύρια μεταβλητή δράση το ωφέλιμο φορτίο ορόφων

COMB1_SLS: G + Gk + Qk
 COMB2_SLS: G + Gk + Qk + 0.5SN + 0.6Wx+
 COMB3_SLS: G + Gk + Qk + 0.5SN + 0.6Wx-
 COMB4_SLS: G + Gk + Qk + 0.5SN + 0.6Wy+

Συνδυασμοί με κύρια μεταβλητή δράση τον άνεμο

COMB5_SLS: G + Gk + Wx+ + 0.7Qk + 0.50SN
 COMB6_SLS: G + Gk + Wx- + 0.7Qk + 0.50SN
 COMB7_SLS: G + Gk + Wy- + 0.7Qk + 0.50SN

Όπως είδαμε παραπάνω, το λογισμικό δημιουργεί αυτόματα 4 συνδυασμούς διεύθυνσης σεισμού. Αυτές είναι όμως μόνο σεισμικές δράσεις, και έτσι για μία πλήρη μελέτη απαιτείται ο συνδυασμός αυτών με τα υπόλοιπα κατακόρυφα φορτία.

Για καταστάσεις σεισμού ο τύπος συνδυασμού είναι ο παρακάτω:

$$\text{COMB: } \sum G_i + A_{Ed} + \sum \psi_{2,I} * Q_{k,I} \text{ , όπου:}$$

A_{Ed} : ο εκάστοτε συνδυασμός διεύθυνσης σεισμού που έχει δημιουργηθεί από το λογισμικό

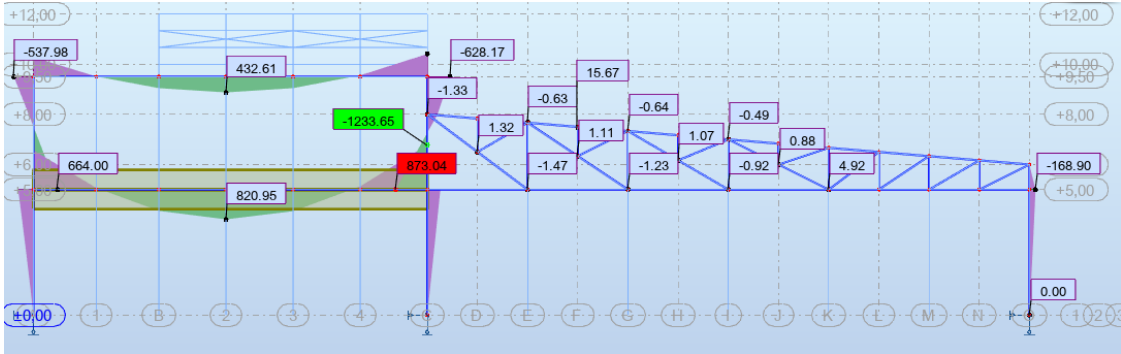
$\psi_{2,I}$: Συντελεστής συνδυασμού μεταβλητών δράσεων για καταστάσεις σεισμού

Ο συντελεστής για τα ωφέλιμα φορτία ορόφου σε κτίρια κατηγορίας C είναι $\psi_2=0.30$, ενώ για τον άνεμο και το χιόνι είναι $\psi_2=0.00$.

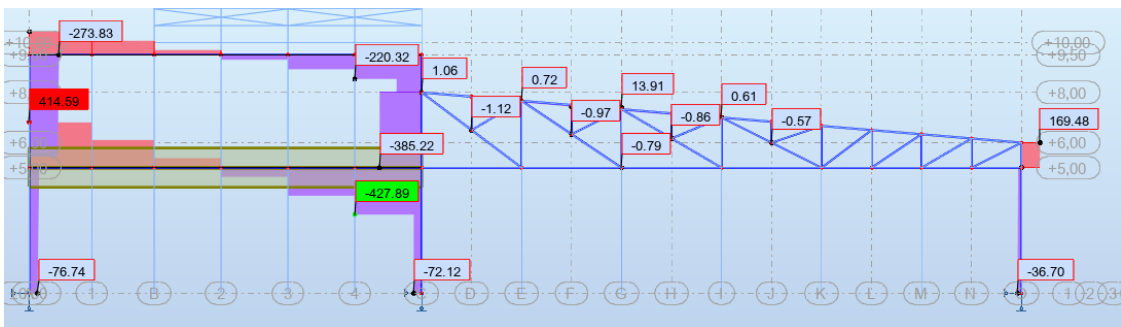
COMB1_SESM: G + Gk + 0.30Qk + Ex + 0.30Ey
 COMB2_SESM: G + Gk + 0.30Qk + Ex - 0.30Ey
 COMB3_SESM: G + Gk + 0.30Qk + 0.30Ex + Ey
 COMB4_SESM: G + Gk + 0.30Qk + 0.30Ex - Ey

3.4 Επίλυση και Αποτελέσματα

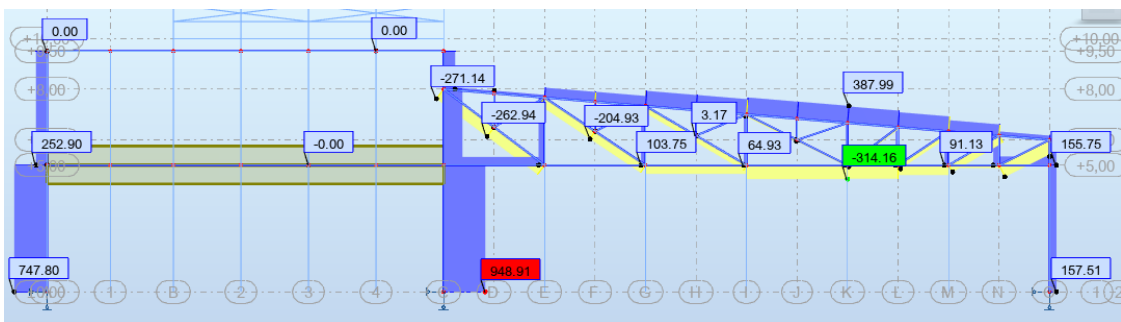
Μετά την επίλυση, το λογισμικό έχει έτοιμα προς ανάγνωση αποτελέσματα σε μορφή διαγραμμάτων πάνω στα μέλη της κατασκευής και σε μορφή αναλυτικών πινάκων. Παρουσιάζονται συνοπτικά κάποια αποτελέσματα έντασης (ροπή- τέμνουσα- αξονική) και παραμόρφωσης για διαφορετικούς συνδυασμούς.



Εικόνα 3. 20 Διάγραμμα ροπής κάμψης για μη σεισμικό συνδυασμό φόρτισης



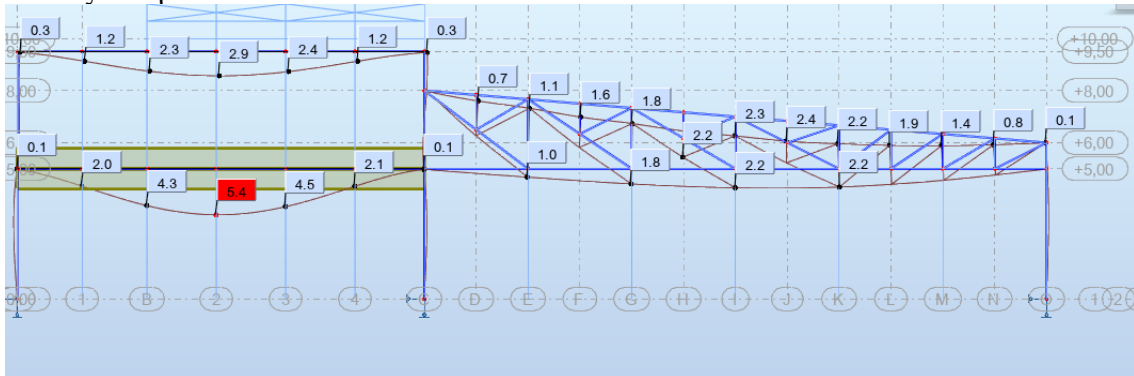
Εικόνα 3. 21 Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης για μη σεισμικό συνδυασμό φόρτισης



Εικόνα 3. 22 Διάγραμμα αξονικής δύναμης για μη σεισμικό συνδυασμό φόρτισης

Στις παραπάνω εικόνες φαίνεται η ένταση στο δυσμενέστερο πλαίσιο της κατασκευής για τον δυσμενέστερο συνδυασμό. Να σημειωθεί πως στη φάση της διαστασιολόγησης θα γίνει έλεγχος για τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον εκάστοτε δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης. Η ένταση φαίνεται σωστά κατανοημένη καθώς η κύρια δοκός καταπονείται κυρίως από κάμψη (μεγάλου μεγέθους πράγμα αναμενόμενο λόγω αυξημένων κινητών φορτίων) και τέμνουσα. Τα υποστυλώματα φαίνεται να έχουν

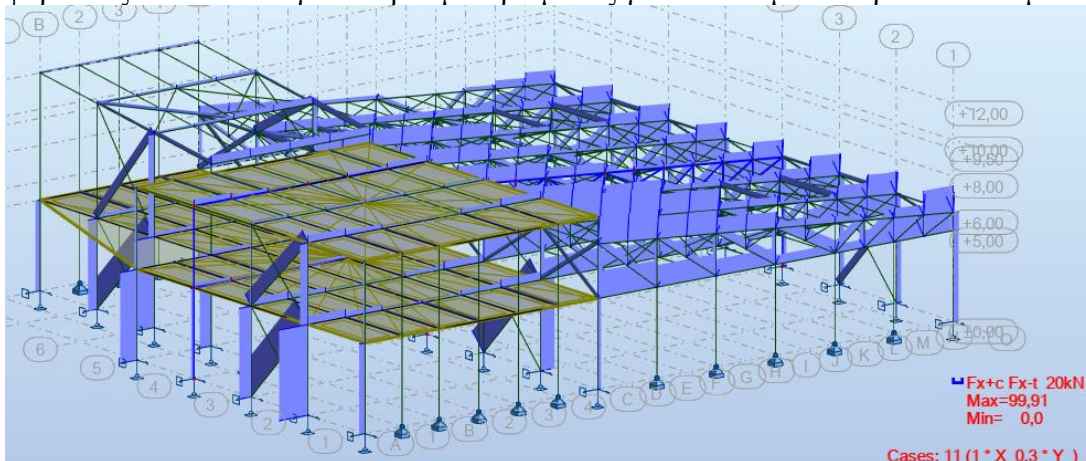
σωστή κατανομή έντασης καθώς παραλαμβάνουν τόσο αξονική όσο κάμψη και τέμνουσα. Τέλος η συμπεριφορά του δικτύματος είναι η αναμενόμενη καθώς καταπονείται κυρίως από αξονική.



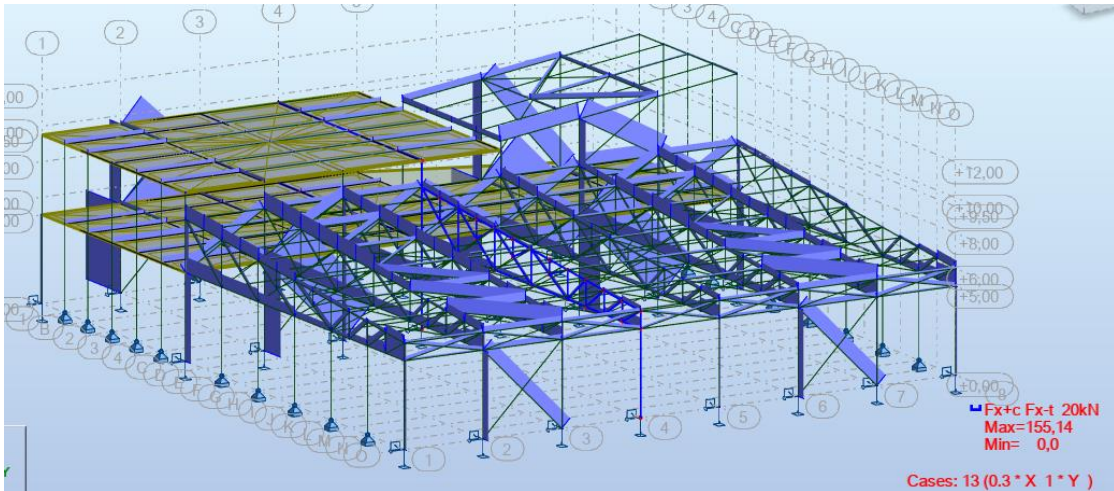
Εικόνα 3. 23 Βέλη κάμψης για κατακόρυφα φορτία

Τα βέλη κάμψης υπό τα κατακόρυφα φορτία για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης στην ΟΚΛ ακολουθούν και αυτά την αναμενόμενη μορφή. Να σημειωθεί εδώ πως τα βέλη κάμψης της κύριας δοκού του πλαισίου είναι μεγαλύτερα από την πραγματικότητα καθώς η μεταλλική δοκός που έχει εισαχθεί έχει πολύ μικρότερη δυσκαμψία από την πραγματική σύμμικτη δοκό. Τα βέλη ομοίως θα εξετασθούν στο πεδίο των ελέγχων. Για το δικτύωμα, όπου οι έλεγχοι θα πραγματοποιηθούν μέσω του λογισμικού, σε περίπτωση αλλαγής διατομής (και άρα δυσκαμψίας του δικτύματος) ενδέχεται να μεταβληθούν και τα βέλη. Αυτό θα εξετασθεί με επαναληπτική διαδικασία ελέγχου επάρκειας της διατομής στο πεδίο των ελέγχων.

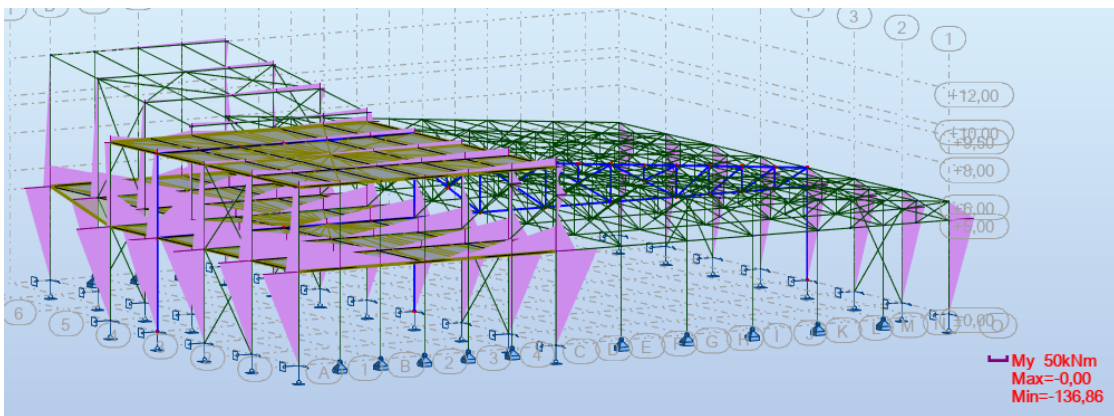
Για τον σεισμό και τους σεισμικούς συνδυασμούς ενδιαφέρον έχει κυρίως η κατανομή της αξονικής και της ροπής κάμψης στα μέλη του φορέα. Παρακάτω φαίνονται ενδεικτικά χωρίς τιμές οι αξονικές δυνάμεις και ροπές που καταπονούν τον φορέα κατά τη σεισμική δράση. Να σημειωθεί πως για τη διαστασιολόγηση κάθε μέλους θα ληφθούν υπόψιν όλες οι φορτίσεις και θα επιλεγεί το κρισιμότερο μέλος για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.



Εικόνα 3. 24 Κατανομή αξονικής δύναμης για κύρια διεύθυνση σεισμού X

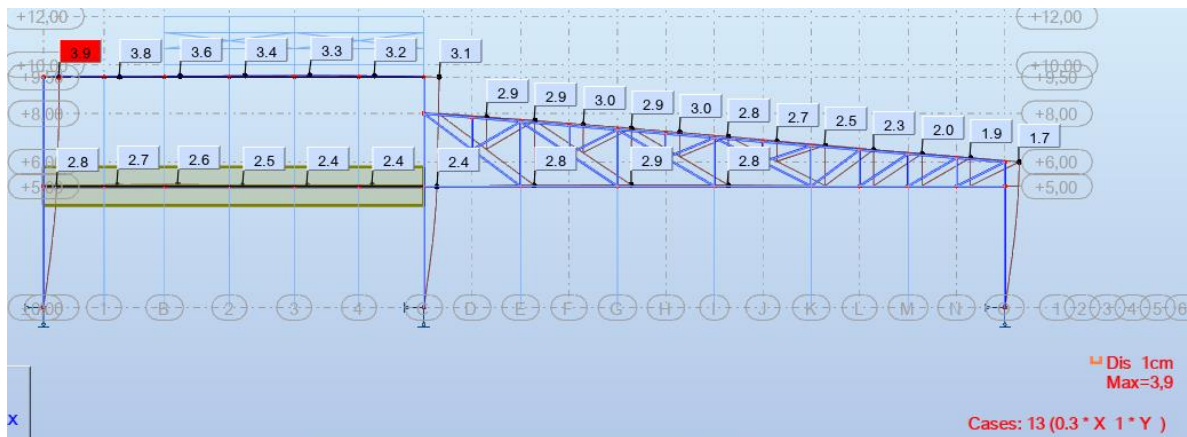


Εικόνα 3. 25 Κατανομή αξονικής δύναμης για κύρια διεύθυνση σεισμού Y

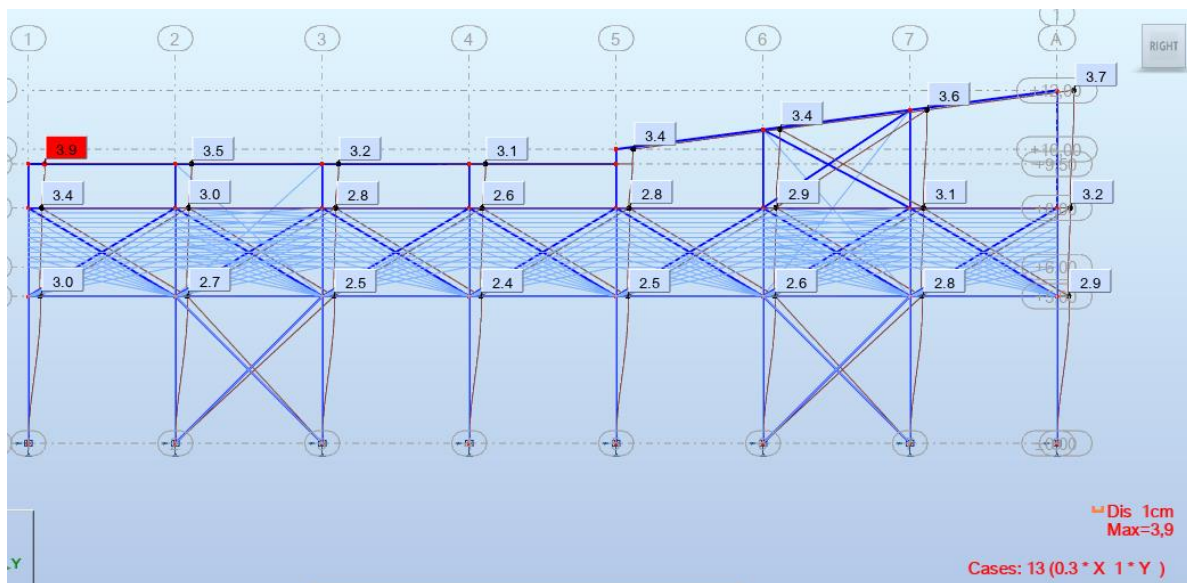


Εικόνα 3. 26 Κατανομή ροπών κάμψης για κύρια διεύθυνση σεισμού X

Για κύρια σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X, η αξονική ένταση κατανέμεται κυρίως στα υποστυλώματα της πλαισιωτής κατασκευής και στα επίπεδα δικτύωματα. Η συμπεριφορά αυτή είναι απόλυτα φυσιολογική καθώς η μη ύπαρξη συνδέσμων δυσκαμψίας στον X άξονα «εξαναγκάζει» τα υποστυλώματα των πλαισίων και τα επίπεδα δικτύωματα να παραλάβουν την σεισμική διέγερση. Όσον αφορά την σεισμική διέγερση στη διεύθυνση Y, ομοίως τα αποτελέσματα είναι αναμενόμενα. Η αξονική ένταση έχει αναληφθεί σε μεγάλο βαθμό από τους συνδέσμους δυσκαμψίας (κατακόρυφους και οριζόντιους) ενώ παράλληλα υπάρχει και αξονική ένταση των υποστυλωμάτων που βρίσκονται εκατέρωθεν των φατνωμάτων που περιέχουν τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Επίσης το διάφραγμα εξασφαλίζει την ομοιόμορφη επίπεδη κίνηση και στροφή κάθε κόμβου του και συνεπώς δεν παρατηρείται αξονική δύναμη στις κύριες δοκούς πλαισίων. Τέλος σημειώνεται πως η ροπή που εμφανίζεται είναι ανάλογη με την αναμενόμενη μορφή της, ενώ για τη σεισμική διέγερση κατά Y εμφανίζεται και ροπή περί τον ασθενή άξονα των υποστυλωμάτων πολύ μικρής όμως έντασης.



Εικόνα 3. 27 Παραμόρφωση φορέα για κύρια διεύθυνση σεισμού X



Εικόνα 3. 28 Παραμόρφωση φορέα για κύρια διεύθυνση σεισμού Y

Ομοίως η παραμόρφωση του φορέα για τις δύο διευθύνσεις σεισμού είναι ανάλογη με την αναμενόμενη, με το διάφραγμα να λειτουργεί επιθυμητά, δεσμεύοντας δηλαδή τους κόμβους που ανήκουν σε αυτό να έχουν την ίδια μετακίνηση.

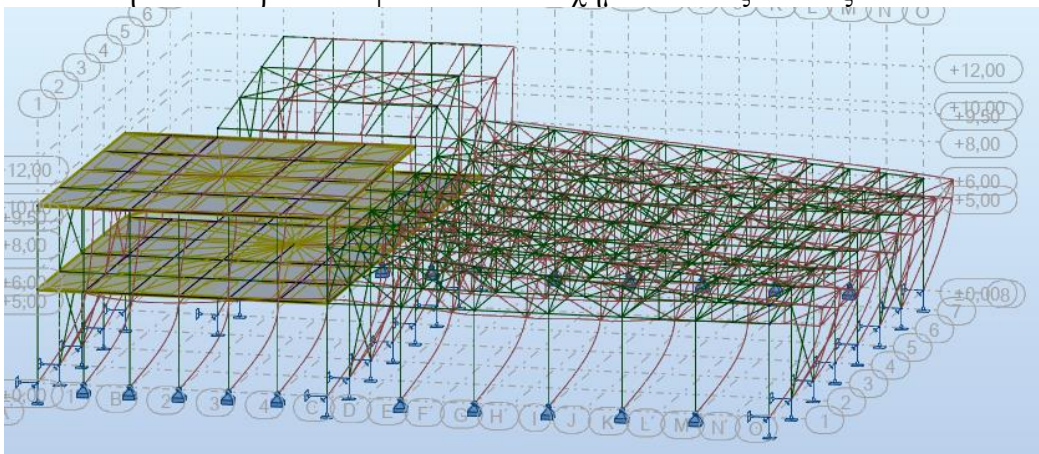
Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Αρχικά εξετάζεται εάν το πλήθος των ιδιομορφών που ορίστηκαν στο πεδίο δημιουργίας της Modal Analysis είναι επαρκές ώστε να ενεργοποιηθεί το 90% τουλάχιστον της ενεργού μάζας στις διευθύνσεις X και Y. Αυτό γίνεται πολύ εύκολα μέσω ενός πίνακα που δημιουργεί το λογισμικό.

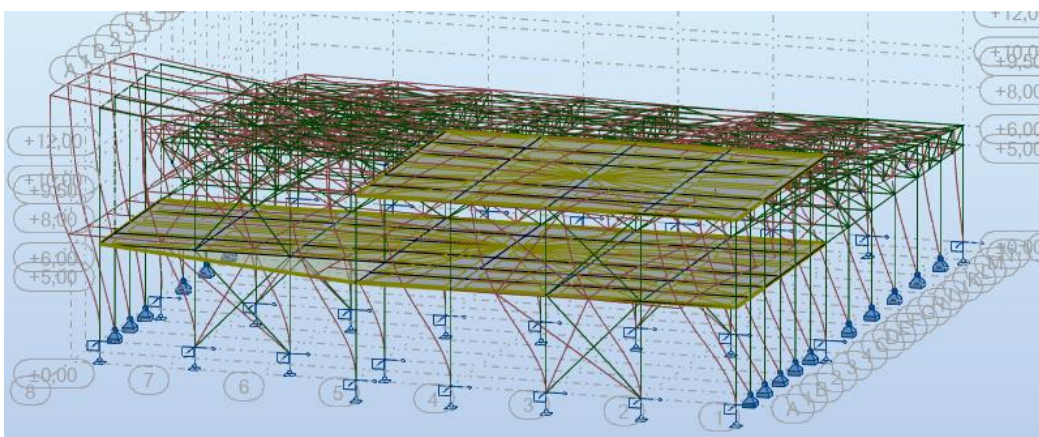
Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
8/ 1	1,38	0,72	96,38	0,02	0,00	96,38	0,02	0,00	533950,97	533950,97	533950,97
8/ 2	2,04	0,49	97,21	75,01	0,01	0,83	74,98	0,00	533950,97	533950,97	533950,97
8/ 3	2,20	0,45	99,27	95,43	0,01	2,05	20,42	0,01	533950,97	533950,97	533950,97
8/ 4	2,92	0,34	99,31	95,43	2,54	0,05	0,00	2,53	533950,97	533950,97	533950,97
8/ 5	2,94	0,34	99,31	95,43	2,54	0,00	0,00	0,00	533950,97	533950,97	533950,97
8/ 6	2,95	0,34	99,31	95,44	2,55	0,00	0,01	0,01	533950,97	533950,97	533950,97
8/ 7	3,26	0,31	99,37	95,65	2,60	0,05	0,21	0,05	533950,97	533950,97	533950,97
8/ 8	3,31	0,30	99,38	95,66	33,22	0,01	0,01	30,62	533950,97	533950,97	533950,97
8/ 9	3,32	0,30	99,38	95,66	33,24	0,00	0,00	0,03	533950,97	533950,97	533950,97
8/ 10	3,39	0,30	99,41	95,70	33,34	0,03	0,04	0,09	533950,97	533950,97	533950,97

Πίνακας 3. 19 Τιμές ιδιοπεριόδου και ενεργοποιημένης μάζας κάθε ιδιομορφής

Σημειώνεται πως η 1^η ιδιομορφή είναι δεσπάζουσα στον άξονα X καθώς ενεργοποιεί το 96,40% της μάζας της κατασκευής σε αυτή τη διεύθυνση. Η 2^η ιδιομορφή είναι δεσπάζουσα στην διεύθυνση Y καθώς ενεργοποιεί το 74,98% της μάζας. Μέχρι την 3^η ιδιομορφή έχει ενεργοποιηθεί το 99,3% της μάζας στην διεύθυνση X και το 95,4% της μάζας στην διεύθυνση Y. Τα παραπάνω φαίνονται και σχηματικά στις εικόνες που ακολουθούν.



Εικόνα 3. 29 1η Ιδιομορφή



Εικόνα 3. 30 2η Ιδιομορφή

4 Διαστασιολόγηση

4.1 Σύμμικτη πλάκα

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών περιλαμβάνει δύο στάδια, τη φάση κατασκευής και την φάση λειτουργίας. Κατά τη φάση κατασκευής η ένταση δημιουργείται από το βάρος του νωπού σκυροδέματος και ο φορέας παραλαβής είναι το χαλυβδόφυλλο που στηρίζεται στις μεταλλικές δοκούς. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά την σύμμικτη πλάκα. Στη φάση κατασκευής ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης από το χαλυβδόφυλλο καθώς και ο περιορισμός του βέλους κάμψης εντός των αποδεκτών ορίων. Στη φάση λειτουργίας ο έλεγχος αφορά την αστοχία λόγω κάμψης, κατακόρυφης και διαμήκους διάτμησης καθώς και οι παραμορφώσεις της πλάκας.

Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση των πλακών θα γίνει χρήση του προγράμματος Symdeck Designer 2 ένα πρόγραμμα που αναπτύχθηκε από την εταιρεία ΕΛΑΣΤΡΟΝ [17].

Τα φορτία στη φάση κατασκευής χωρίζονται σε μόνιμα και κινητά. Το μόνιμο φορτίο είναι το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου, και τα κινητά είναι το βάρος του νωπού σκυροδέματος καθώς και κάποια κατασκευαστικά φορτία που ορίζονται από των Ευρωκώδικα ως:

Ομοιόμορφα κατανεμημένο κατασκευαστικό φορτίο: $q_k=0.75\text{kN/m}^2$

Συγκεντρωμένο κατασκευαστικό φορτίο σε επιφάνεια (3x3m): $Q_k= 0.75\text{kN}$

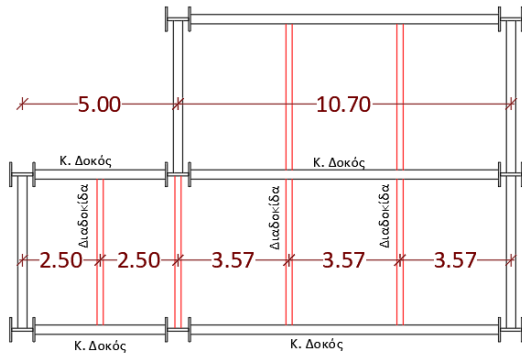
Στη φάση λειτουργίας τα φορτία που καταπονούν την πλάκα χωρίζονται ομοίως σε μόνιμα και μεταβλητά. Ως μόνιμο θεωρείται το ίδιο βάρος της σύμμικτης πλέον πλάκας (βάρος χαλυβδόφυλλου και σκληρωμένου σκυροδέματος), ένα πρόσθετο μόνιμο φορτίο $g_k=1.20\text{kN/m}^2$ λόγω επικάλυψης δαπέδου, και ένα κινητό φορτίο $q=5.00\text{kN/m}^2$.

Η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιεί το πρόγραμμα Symdeck Designer 2 είναι ελαστική ανάλυση με ή χωρίς ανακατανομή ροπών. Οι έλεγχοι που γίνονται είναι:

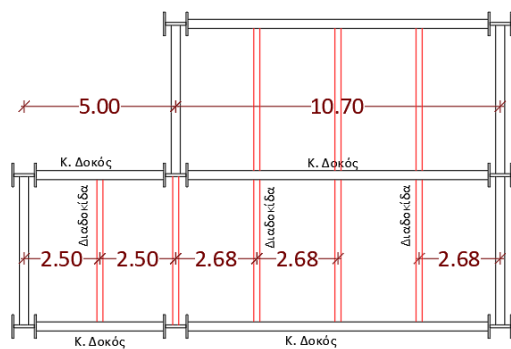
Στη φάση κατασκευής: Έλεγχος ροπής αντοχής χαλυβδόφυλλου και έλεγχος μέγιστου βέλους κάμψης.

Στη φάση λειτουργίας: Έλεγχος ροπής αντοχής (Θετικής και αρνητικής), έλεγχος έναντι κατακόρυφης διάτμησης (ορισμός ελαφρού σπλισμού πλάκας), έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση, και έλεγχος τελικών βελών κάμψης.

Έπειτα από εξέταση πλήθους εναλλακτικών για τη διάταξη των διαδοκίδων και λαμβάνοντας υπόψιν παράγοντες κατασκευασσιμότητας, οικονομίας και στατικής επάρκειας, επιλέγονται δύο πιθανές διατάξεις διαδοκίδων. Έτσι θα γίνουν δύο αναλύσεις και θα επιλεγεί η βέλτιστη.



Εικόνα 4. 1 Πρώτη διάταξη διαδοκίδων



Εικόνα 4. 2 Δεύτερη διάταξη διαδοκίδων

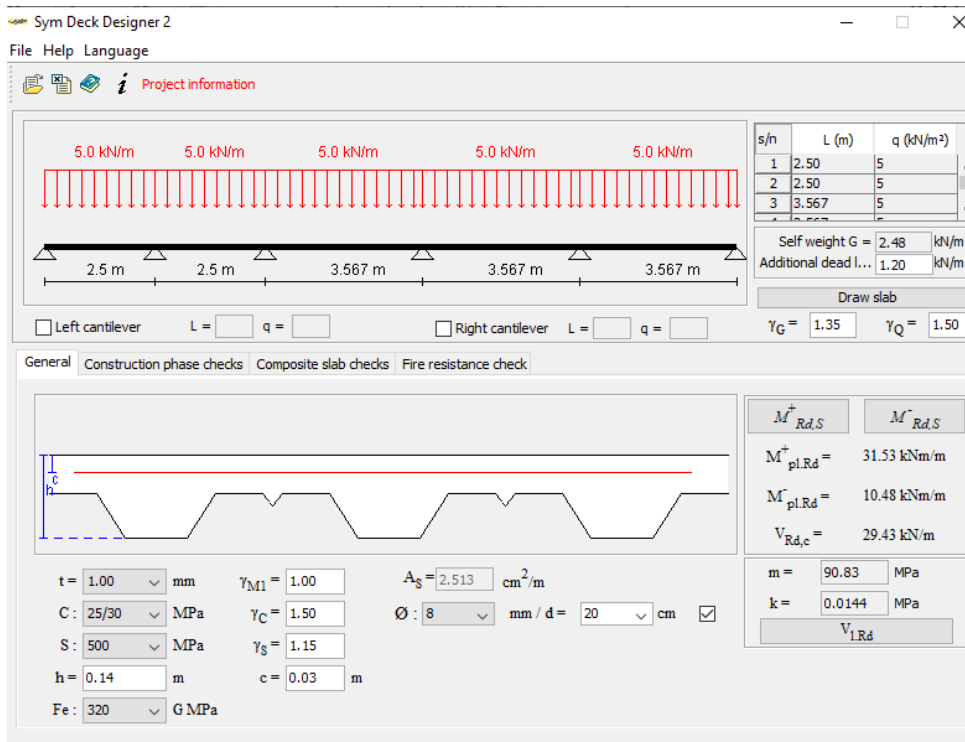
Στην Εικόνα 4.1 παρουσιάζεται η πρώτη διάταξη, όπου στο άνοιγμα των 10.70m τοποθετούνται δύο διαδοκίδες, χωρίζοντάς το σε 3 ίσα ανοίγματα. Στην Εικόνα 4.2 παρουσιάζεται η δεύτερη λύση, όπου στο άνοιγμα των 10.70m τοποθετούνται τρεις διαδοκίδες, χωρίζοντάς το σε 4 ίσα ανοίγματα.

Επιλέγεται χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 – πάχους $t=1.00\text{mm}$ με τα ακόλουθα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά:

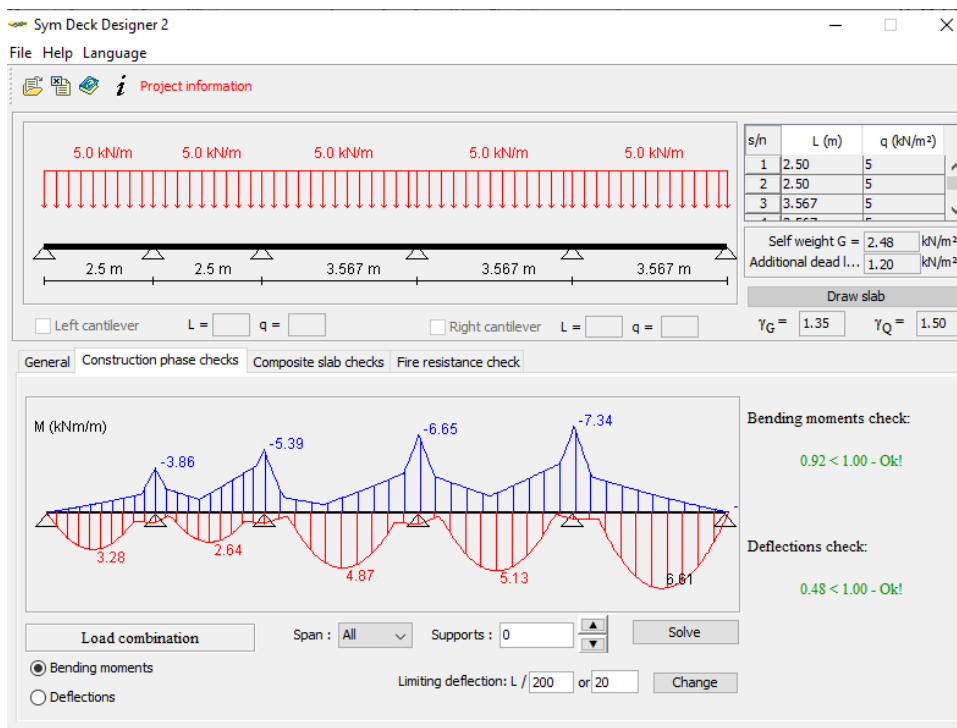


Εικόνα 4. 3 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου SYMDECK-73

Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν είναι σκυρόδεμα C25/30, χάλυβας οπλισμού B500C και χάλυβας χαλυβδόφυλλου Fe320G. Η πρώτη επίλυση για την αραιή διάταξη διαδοκίδων δίνει τα παρακάτω αποτελέσματα.



Εικόνα 4. 4 Εισαγωγή σταθερών στο λογισμικό



Εικόνα 4. 5 Έλεγχοι στη φάση κατασκευής

Στην φάση κατασκευής, οι έλεγχοι ροπής κάμψης και βέλους ικανοποιούνται.

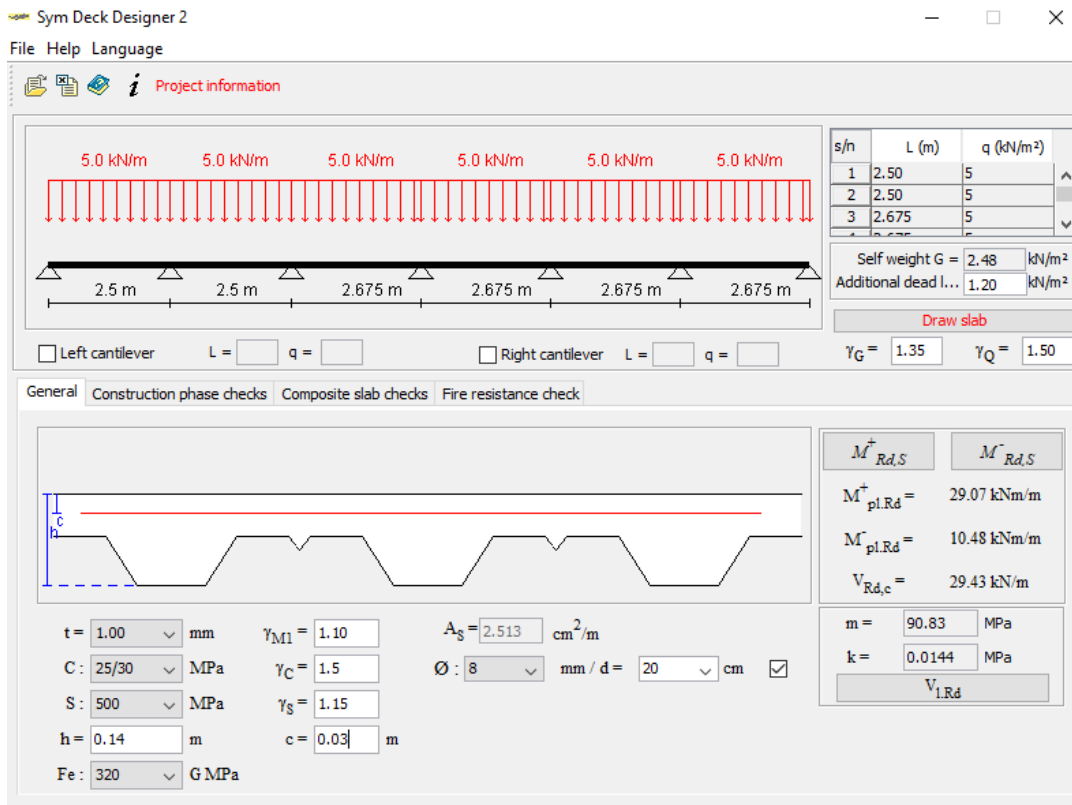


Εικόνα 4. 6 Έλεγχοι στη φάση λειτουργίας

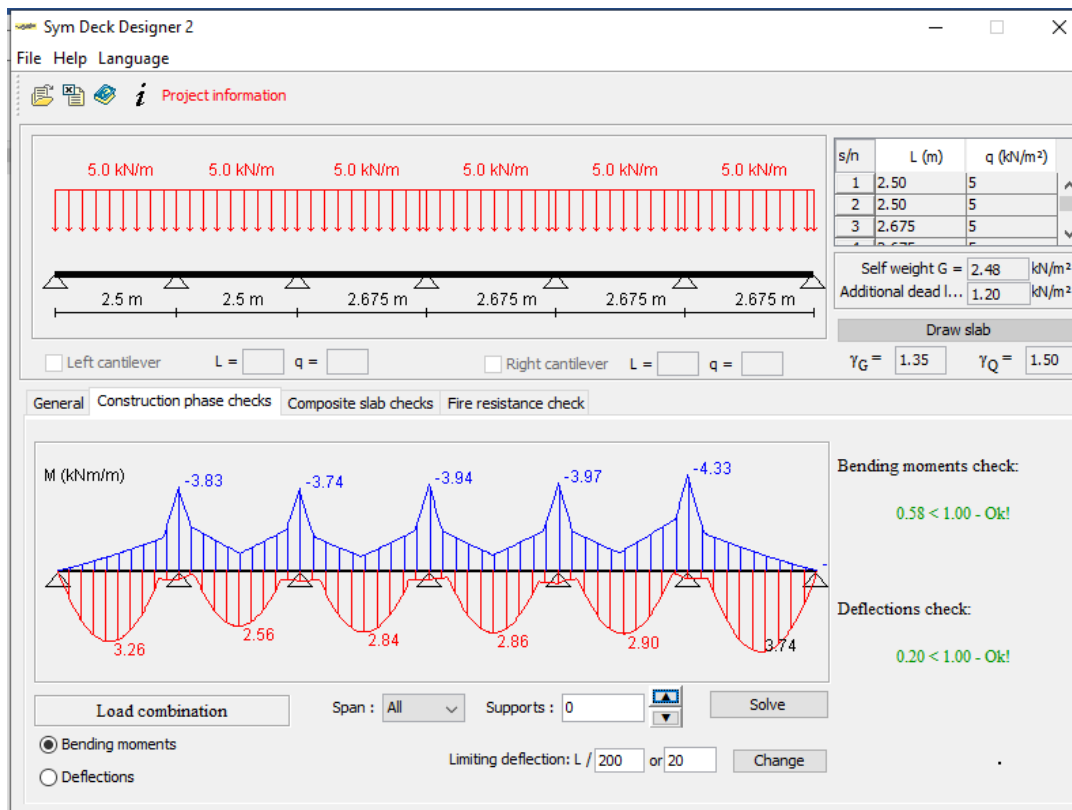
Στη φάση λειτουργίας, για τα δεδομένα χαρακτηριστικά, η πλαστική αρνητική ροπή αντοχής είναι μικρότερη από την μέγιστη αναπτυσσόμενη αρνητική ροπή, και επίσης, δεν ικανοποιείται ο έλεγχος της διαμήκου διάτμησης.

Είναι γνωστό πως η ροπή αντοχής της πλάκας εξαρτάται κυρίως από το πάχος της πλάκας, και από τον οπλισμό. Συνεπώς εάν μεγαλώσουν οι παράγοντες αυτοί πιθανότατα να ικανοποιείται ο έλεγχος. Η διαμήκης διάτμηση όμως εξαρτάται κυρίως από το χαλυβδόφυλλο, και το διατμητικό άνοιγμα της πλάκας, δηλαδή την απόσταση των διαδοκίδων. Πράγματι μετά από δοκιμές που έγιναν, αυξάνοντας το πάχος πλάκας από 0,14m σε 0,15 και τον οπλισμό σε Φ10/20, ο έλεγχος ροπής ικανοποιείται. Για να ικανοποιηθεί όμως ο έλεγχος της διαμήκου διάτμησης με τη δεδομένη γεωμετρία, απαιτείται αφενός αύξηση του πάχους χαλυβδόφυλλου σε 1,25mm από 1,00mm, και αφετέρου αύξηση του πάχους της πλάκας σε 0,21cm. Οι αυξήσεις αυτές στο πάχος της πλάκας του σκυροδέματος είναι πολύ πιο αντιοικονομικές καθώς αυξάνουν κατά πολύ τον συνολικό όγκο του σκυροδέματος (Η επιφάνεια της πλάκας συνολικά στον όροφο προσεγγίζει τα 1000τ.μ!, και επίσης, το επιπλέον- μη αμελητέο- βάρος του σκυροδέματος θα οδηγήσει σε μεγαλύτερες διατομές δοκών και διαδοκίδων).

Συνεπώς απορρίπτεται η διάταξη αυτή και ελέγχεται η δεύτερη, πιο πυκνή διάταξη. Ο έλεγχος της πλάκας φαίνεται παρακάτω.



Εικόνα 4. 7 Εισαγωγή νέων σταθερών στο λογισμικό

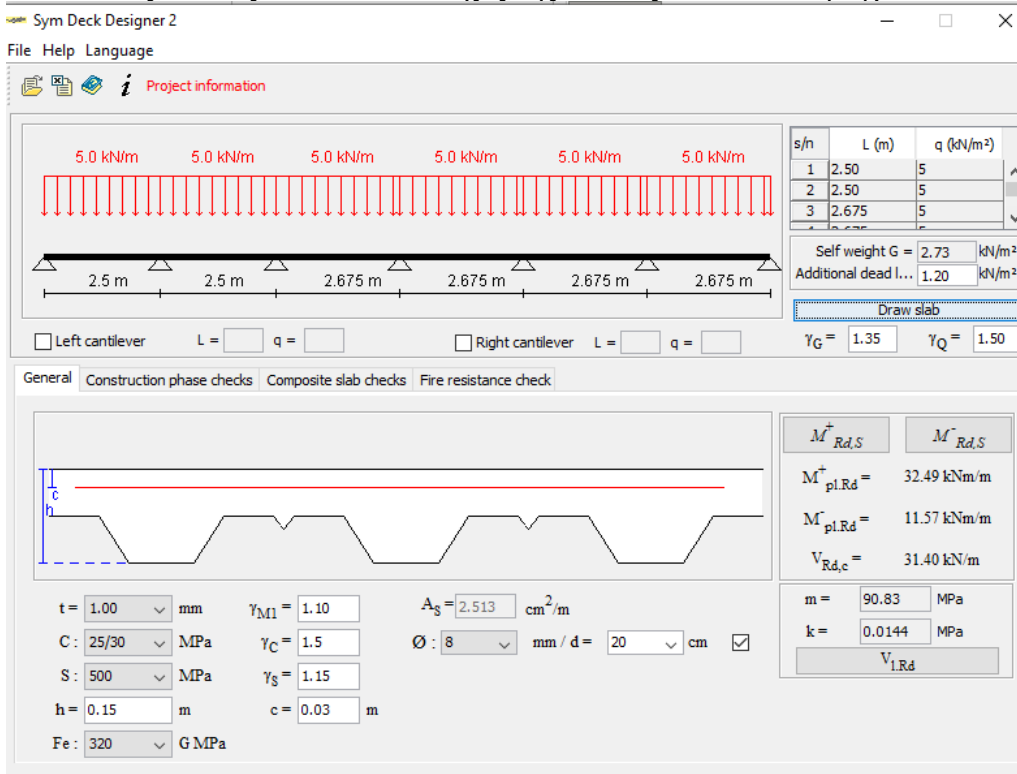


Εικόνα 4. 8 Έλεγχοι στη φάση κατασκευής



Εικόνα 4. 9 Έλεγχοι στη φάση λειτουργίας

Παραπάνω φαίνεται πως και στην προκειμένη περίπτωση ο έλεγχος της διαμήκουσ διάτμησης δεν ικανοποιείται για πολύ λίγο. Το πρόβλημα όμως αυτό ξεπερνιέται πολύ εύκολα αυξάνοντας το συνολικό πάχος της πλάκας σε 0,15m. Πράγματι:



Εικόνα 4. 10 Εισαγωγή τελικών δεδομένων στο λογισμικό



Εικόνα 4. 11 Έλεγχοι στη φάση λειτουργίας

Τα τελικά γεωμετρικά στοιχεία της πλάκας είναι:
 Χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους $t=1.00\text{mm}$
 Συνολικό πάχος πλάκας $h=0.15\text{m}$
 Διαμήκης οπλισμός: $\Phi 8/20$

Σημειώνεται πως ο οπλισμός της πλάκας ενδέχεται να μεταβληθεί καθώς εκκρεμεί ο έλεγχος διατμητικής κάλυψης πλάκας σκυροδέματος ο οποίος θα πραγματοποιηθεί στους ελέγχους των σύμμικτων δοκών.

4.2 Σύμμικτες δοκοί

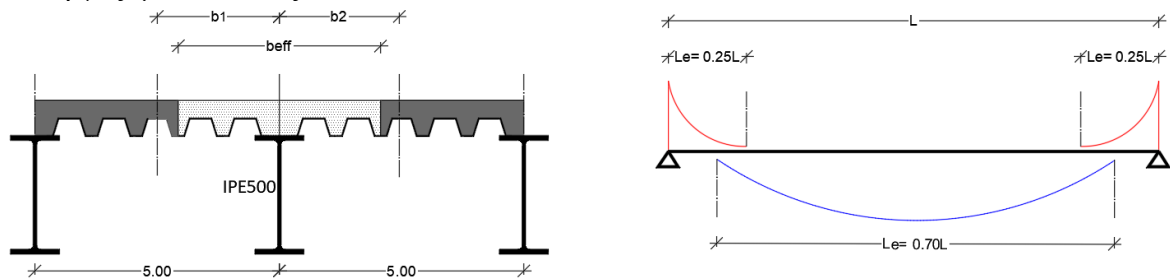
Η μέθοδος ανάλυσης που θα χρησιμοποιηθεί για την διαστασιολόγηση των κύριων σύμμικτων δοκών είναι Ελαστική – Πλαστική. Η μέθοδος αυτή αφορά φορείς που συμπεριφέρονται ελαστικά εκτός από μία διατομή που πλαστικοποιείται πλήρως. Σε αυτή, τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται με ελαστικό τρόπο, ενώ οι αντοχές αντιστοιχούν στα πλαστικά μεγέθη. Υπάρχει μία ασυμβατότητα σε αυτή τη μέθοδο, καθώς η πλαστικοποίηση της διατομής αυτής δεν γίνεται στιγμιαία αλλά βαθμιδωτά. Η πρώτη διαρροή συμβαίνει όταν η ένταση φτάσει την ελαστική ροπή αντοχής, ενώ η συνολική στην πλαστική ροπή αντοχής. Στις σύμμικτες δοκούς όπου η διαφορά μεταξύ των δύο αυτών ροπών δεν είναι σημαντική, μπορεί να αγνοηθεί η ασυμφωνία. Η μέθοδος αυτή επιτρέπει υπό προϋποθέσεις ανακατανομή των εντατικών μεγεθών. Η ανακατανομή της έντασης γίνεται από τις στηρίξεις προς το άνοιγμα, και επιτρέπεται επειδή η πλαστικοποίηση γίνεται στις διατομές της στήριξης.[2]

Η δυσμενέστερη κύρια δοκός έχει άνοιγμα $15,70\text{m}$, και βρίσκεται στην οροφή του ισογείου όπου τα φορτία είναι μεγαλύτερα από τις δοκούς της οροφής Α' ορόφου και έτσι εμφανίζονται και τα μέγιστα εντατικά μεγέθη. Για λόγους όμως οικονομίας και ασφάλειας, αφού οι δοκοί οροφής Α' ορόφου καταπονούνται με πολύ μικρότερα φορτία, και άρα έχουν μικρότερη ένταση, θα γίνει μία δεύτερη διαστασιολόγηση για τις δοκούς αυτές.

4.2.1 Κύρια δοκός Ισογείου

Οι κύριες δοκοί στατικά συμπεριφέρονται ως αμφίπακτες, σημειώνοντας μεγάλες αρνητικές ροπές στα άκρα τους. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, επιτρέπεται να γίνει ανακατανομή της έντασης από τις στηρίξεις προς το άνοιγμα, το ποσοστό της οποίας διαφέρει ανάλογα με την κατηγορία της διατομής. Επιλέγεται αρχικά πρότυπη μεταλλική διατομή IPE500 της οποίας η επάρκεια θα ελεγχθεί παρακάτω.

Συνεργαζόμενο πλάτος



Εικόνα 4. 12 Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους κύριας δοκού

Το συνεργαζόμενο πλάτος δίνεται από τη σχέση:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei} \quad (4.1)$$

Όπου: $b_0 = 0.00$

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,25 \frac{L_e}{b_i} \right) \quad (4.2)$$

$$b_{ei} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_i \right\} \quad (4.3)$$

Στηρίξεις:

Μήκος $L_e = 0.25 \cdot 15.70 = 3.925\text{m}$

Γεωμετρική απόσταση δοκών: $b_i = 2.50\text{m}$

Μειωτικός Συντελεστής: $\beta_i = 0.9425$

Απόσταση $b_{ei} = \min \left\{ \frac{3.925}{8}; 2.50 \right\} = 0.491\text{m}$

Συνεργαζόμενο πλάτος: $b_{eff, supp} = 2 \cdot 0.9425 \cdot 0.491 = 0.925\text{m}$

Άνοιγμα:

Μήκος $L_e = 0.70 \cdot 15.70 = 10,99\text{m}$

Γεωμετρική απόσταση δοκών: $b_i = 2.50\text{m}$

Απόσταση $b_{ei} = \min \left\{ \frac{10,99}{8}; 2.50 \right\} = 1,37375\text{m}$

Συνεργαζόμενο πλάτος: $b_{eff, span} = 2 \cdot 1,37375 = 2,75\text{m}$

	h(cm)	b(cm)	tw(cm)	tf(cm)	r(cm)	hw(cm)	A(cm ²)	Iy(cm ⁴)	Wy(cm ³)	Iz(cm ⁴)	Wz(cm ³)
IPE500	50	20	1,02	1,6	2,1	42,6	116	48200	1930	2140	214

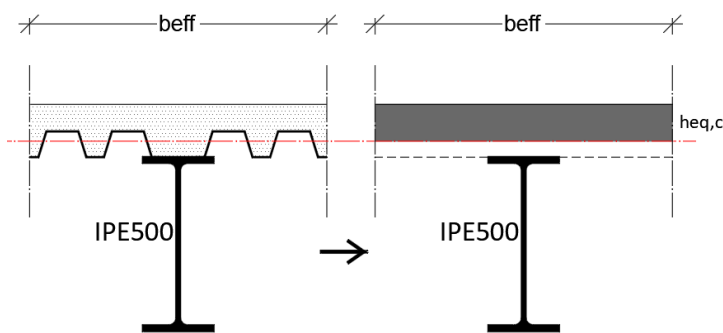
Πίνακας 4. 1 Χαρακτηριστικά μεταλλικής διατομής

Χαλυβδόφυλλο SYMDECK-73 πάχους $t_p=1.00\text{mm}$

Η σύμμικτη πλάκα έχει συνολικό ύψος $h_{tot}=15.00\text{cm}$. Στους υπολογισμούς της αντοχής υπολογίζεται ένα ισοδύναμο ύψος σκυροδέματος h_{eq} όπου αντιστοιχεί στην συνολική επιφάνεια σκυροδέματος εντός πλάτους b_{eff} . Αυτό γίνεται διότι λόγω των κυψελών του χαλυβδόφυλλου δεν υπάρχει παντού σε όλο το ύψος σκυροδέμα.

Επιφάνεια σκυροδέματος εντός μίας κυψέλης: $A_{cp}=197.4828\text{cm}^2$.

Ισοδύναμο ύψος: $h_{eq,c} = \frac{A_{cp}}{18.75} = 10.5324\text{cm}$



Εικόνα 4. 13 Υπολογισμός ισοδύναμου ύψους σκυροδέματος

Υλικά							
Χάλυβας S355		Σκυρόδεμα C25/30			Οπλισμός		
E	210 Gpa	E	30,5 Gpa	fys	50 kN/cm ²		
fy	35,5 kN/cm ²	fck	2,5 kN/cm ²	ys	1,15		
		γc	1,5	fysd	43,47826		
		0,85fcd	1,416667 kN/cm ²				
		Htot	15 cm				

Πίνακας 4. 2 Χαρακτηριστικά υλικών

Τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της σύμμικτης διατομής υπολογίζονται με τη μέθοδο της ισοδύναμης μεταλλικής διατομής, για κάθε b_{eff} . Στο άνοιγμα το σκυρόδεμα (όλο ή τμήμα αυτού) βρίσκεται υπό θλίψη, και συνεπώς μετέχει στα αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής ενώ στα τμήματα στηρίξεων το σκυρόδεμα βρίσκεται υπό εφελκυσμό και άρα αυτό δεν μετέχει στα αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής.

Κατάταξη διατομής σιδηροδοκού:

Κορμός- Υπό κάμψη

$$c=hw=42.6\text{cm}$$

$$t=tw=1.02\text{cm}$$

$$c/t=41.764 < 72 \cdot \epsilon = 72 \cdot 0,81=58,32 \rightarrow \text{Κορμός Κατηγορία 1}$$

Πέλωματα- Υπό θλίψη

$$c = \frac{b-tw}{2} - r = 7.39 \text{ cm}$$

$$t = t_f = 1.60 \text{ cm}$$

$c/t = 4.62 < 9 * \epsilon = 9 * 0.81 = 7.29 \rightarrow$ Πέλωματα Κατηγορίας 1

Συνολικά Διατομή Κατηγορίας 1

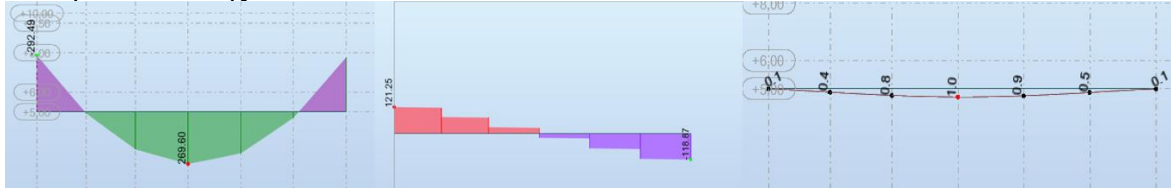
ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ- ΑΝΟΙΓΜΑ				
n	6,885246			
beff	2,7475	m		
Μεταλλική Διατομή				
Aa	116	cm2		
Iya	48200	cm3		
Iza	2140	cm3		
Zya	40	cm		
Σκυρόδεμα				
beff	274,5	cm		
hc	10,5324	cm		
Ac	2891,144	cm2	Ac,n	419,9042
Iy,c	26726,56	cm3	Iy,cn	3881,715
Iz,c	18154034	cm3	Iz,cn	2636657
Zy,c	5,2662	cm		
Οπλισμός				
D	1	cm		
d	15	cm		
c	4	cm		
As	14,37279	cm2		
Ισοδύναμη Σύμμικτη				
Ae	550,277	cm2		
Zye	12,55511	cm		
Iye	162816,2	cm4		
Ize	2638797	cm4		

ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ			
n	6,885246		
beff	0,925	m	
Μεταλλική Διατομή			
Aa	116	cm2	
Iya	48200	cm3	
Iza	2140	cm3	
Zya	40	cm	
Οπλισμός			
As	5,137813	cm2	
ds	4	cm	
N	6	Πλήθος εντός beff	
I	0,785398	cm4	
Ισοδύναμη Σύμμικτη			
Ae	121,1378	cm2	
Zye	38,47313	cm	
Iye	54576,19	cm4	
Ize	5232,505	cm4	

Πίνακας 4. 3 Αδρανειακά χαρακτηριστικά σύμμικτης διατομής

Οι έλεγχοι για την φέρουσα ικανότητα των σύμμικτων δοκών θα γίνει σε δύο φάσεις. Στην φάση κατασκευής, όπου όλα τα φορτία καλείται να τα παραλάβει η μεταλλική δοκός, και στη φάση λειτουργίας όπου τα φορτία είναι μεγαλύτερα και τα παραλαμβάνει η σύμμικτη πλέον δοκός. Τα φορτία στη φάση κατασκευής είναι το ίδιο βάρος της δοκού και το βάρος της πλάκας νωπού σκυροδέματος. Στη φάση λειτουργίας είναι όσα υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο Φορτία.

Φάση Κατασκευής



Εικόνα 4. 14 Ένταση και παραμόρφωση κύριας δοκού στη φάση κατασκευής

Μέγιστη θετική ροπή: $M_{ed+} = 269.60 \text{ kNm}$
 Μέγιστη αρνητική ροπή: $M_{ed-} = -292.49 \text{ kNm}$
 Μέγιστη τέμνουσα δύναμη: $V_{ed} = 121.25 \text{ kN}$
 Μέγιστο βέλος κάμψης: $\delta = 1.00 \text{ cm}$

Καθώς η χαλύβδινη διατομή είναι κατηγορίας 1, επιτρέπεται ο έλεγχος με τα πλαστικά μεγέθη αντοχής.

Μέγιστη θετική/ αρνητική ροπή αντοχής:

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2194 \cdot 35.5}{1.00 \cdot 100} = 778.87 \text{ kNm} \quad (4.4)$$

$$M_{ed+} = 269.60 \text{ kNm} < 778.87 \text{ kNm} = M_{pl,rd}$$

$$M_{ed-} = -292.49 \text{ kNm} < 778.87 \text{ kNm} = M_{pl,rd}$$

Πλαστική τέμνουσα αντοχής:

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = 1236.97 \text{ kN} \quad (4.5)$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w - 2r) \cdot t_f = 60.352 \text{ cm}^2 \quad (4.6)$$

$$V_{ed} = 121.25 \text{ kN} < 1236.97 = V_{pl,rd}$$

Έλεγχος ευστάθειας- στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Η κύρια δοκός στην φάση κατασκευής εξασφαλίζεται πλευρικά από τις δευτερεύουσες δοκούς- διαδοκίδες, οι οποίες είναι τοποθετημένες ανά 2,675m. Έτσι το μήκος μεταξύ σημείων εξασφάλισης και συνεπώς το κρίσιμο μήκος δεν είναι το μήκος όλου του φορέα (15,70m) αλλά $L = 2.675 \text{ m}$.

Η ροπή αντοχής προσδιορίζεται από τον τύπο:

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad (4.7)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad (4.8)$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] \quad (4.9)$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (4.10)$$

Ο συντελεστής aLT εξαρτάται από την καμπύλη λυγισμού της μεταλλικής διατομής. Συγκεκριμένα, για ελατή συμμετρική διατομή διπλού “ταυ”, με $h/b= 2.50 > 2.00$, ο συντελεστής $aLT= 0.34$.

Στην περίπτωση δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας, με συνήθεις στρεπτικές στηρίξεις υποκείμενης σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, η κρίσιμη ροπή λυγισμού M_{cr} δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$M_{cr} = C1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C2 z_g - C3 z_j)^2} - (C2 z_g - C3 z_j) \right\} \quad (4.11)$$

$C1, C2, C3$: Συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης
 I_t : Σταθερά στρέψης

I_w : Σταθερά στρέβλωσης

I_z : Ροπή αδράνειας ως προς ασθενή άξονα

$k=1.00$: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψιν τις συνθήκες στήριξης μεταξύ πλευρικών εξασφαλίσεων. Στην συγκεκριμένη περίπτωση όπου οι συνδέσεις της διαδοκίδας με την κύρια δοκό είναι απλές συνδέσεις που επιτρέπουν στρέψη, ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα

$k_w=1.00$: Συντελεστής που αφορά τη στρέβλωση. Στη συγκεκριμένη περίπτωση απλών πλευρικών εξασφαλίσεων λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα

$z_g = z_j = 0.00$: Καθώς η διατομή είναι διπλά συμμετρική και τα φορτία ασκούνται στον κεντροβαρικό άξονα.

Λαμβάνοντας τις τιμές των $C1, C2$ και $C3$ από τον Πίνακα 3.13, $C1=1.132, C2= 0.459, C3= 0.525$, για $L=2.675$, και $I_t=89.7\text{cm}^4$ και $I_w= 1249000\text{cm}^6$ υπολογίζεται $M_{cr}= 1857.582\text{kNm}$

Ανηγμένη λυγηρότητα: $\lambda_{LT}= 0.64753$

$\Phi_{LT}= 0.785726$

$X_{LT}= 0.8125$

$M_{b,rd}= 0.8125 * 778.87 = 632.83\text{kNm}$

$M_{ed}= 292.49\text{kNm} < 632.83\text{kNm} = M_{b,rd}$

Έλεγχος μέγιστου βέλους κάμψης

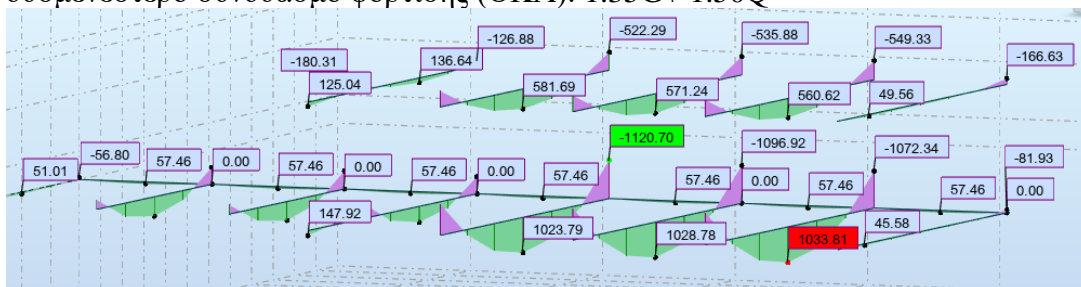
Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης για πατώματα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα είναι:

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{15,70 * 100}{250} = 6,28\text{cm}$$

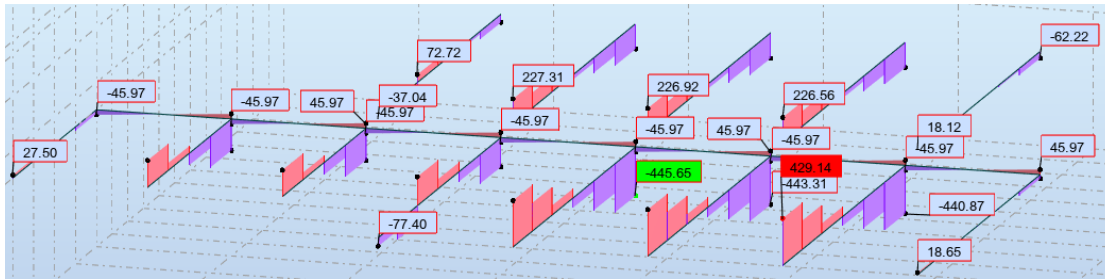
$$\delta_{ed} = 1.00\text{cm} < 6.28\text{cm} = \delta_{max}$$

Φάση Λειτουργίας

Τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που φαίνονται παρακάτω προκύπτουν από τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης (OKA): $1.35G + 1.50Q$



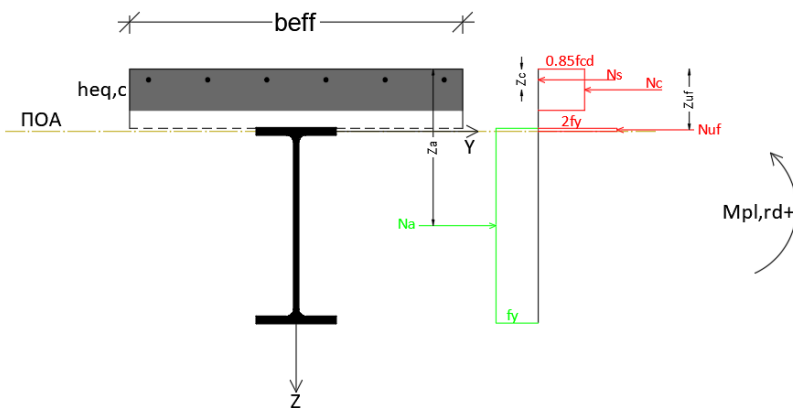
Εικόνα 4. 15 Διαγράμματα ροπών κάμψης



Εικόνα 4. 16 Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων

Όπως έχει αναφερθεί παραπάνω επιτρέπεται ο Ελαστικός- Πλαστικός σχεδιασμός με μερική ανακατανομή ροπών κάμψης. Η ανακατανομή των ροπών κάμψης γίνεται από το στήριγμα προς το άνοιγμα και το ποσοστό αυτής εξαρτάται από την κατηγορία της διατομής. Συνεπώς πρέπει πρώτα για τη δεδομένη ένταση να βρεθεί η κατηγορία της διατομής, έπειτα να επιλεγεί το κατάλληλο ποσοστό ανακατανομής και τέλος να γίνει ο έλεγχος επάρκειας αντοχής.

Σύμμικτη διατομή- Θετικές ροπές ανοίγματος- $b_{eff} = 2.7475m$



Εικόνα 4. 17 Εσωτερικές δυνάμεις αλληλεπίδρασης για θετικές ροπές

Θλιπτική δύναμη Σκυροδέματος:

$$N_c = 0.85 * f_{cd} * b_{eff} * h_{eq,c} = 4095.79 \text{ kN} \quad (4.12)$$

Εφελκυστική δύναμη χάλυβα:

$$N_a = A_a * f_y = 4118 \text{ kN} > N_c \quad (4.13)$$

Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός χαλύβδινης διατομής. Έστω ΠΟΑ εντός άνω πέλατος:

$$N_a = N_c + 2 * f_y * b * (Z - H_{tot}) \Rightarrow Z = 15.0156 \text{ cm} \text{ Πράγματι εντός άνω πέλατος IPE500}$$

$$\text{Ύψος θλιβόμενου άνω πέλατος: } z_{uf} = Z - H_{tot} = 0.0156 \text{ m}$$

$$\text{Εξίσωση ισοδυναμίας: } M_{pl,rd+} = N_a * Z_a - N_c * Z_c - N_{uf} * Z_{uf} = 1428.17 \text{ kNm, όπου:}$$

$$Z_a = H_{tot} + \frac{h_a}{2}$$

$$Z_c = \frac{h_{eq,c}}{2}$$

$$Z_{uf} = H_{tot} + \frac{z_{uf}}{2}$$

Σημ.: Στις θετικές ροπές αντοχής, για λόγους ασφαλείας αγνοείται η θλιπτική φέρουσα ικανότητα του οπλισμού της πλάκας.

Κατηγορία διατομής:

Κορμός και κάτω πέλμα: Κατηγορία 1 ως εφελκόμενα στοιχεία

Άνω πέλμα:

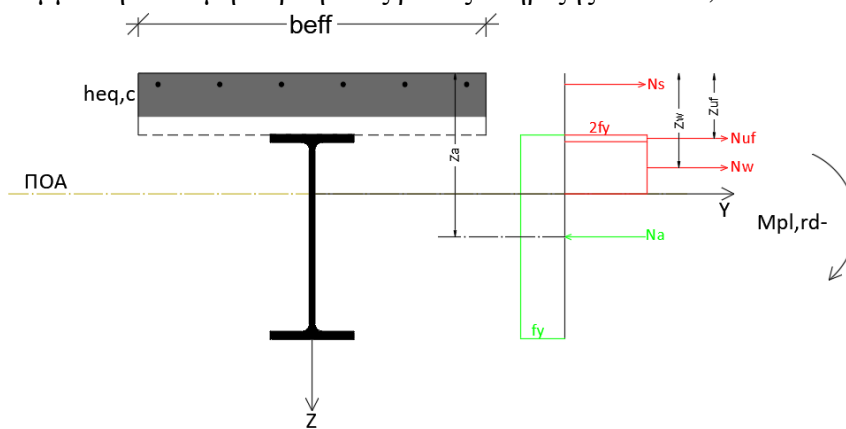
$$c = \frac{b-t_w}{2} - r = 7.39\text{cm}$$

$$t = t_f = 1.60\text{cm}$$

$$c/t = 4.62 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0.81 = 7.29 \rightarrow \text{Πέλμα Κατηγορίας 1}$$

Διατομή ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 1 στις θετικές ροπές

Σύμμικτη διατομή- Αρνητικές ροπές στήριξης- $b_{eff} = 0.925\text{m}$



Εικόνα 4. 18 Εσωτερικές δυνάμεις αλληλεπίδρασης για αρνητικές ροπές

Οπλισμός $\Phi 10/15$:

$$A_s = \frac{\pi D^2}{4} \frac{b_{eff}}{ds} = 5.138\text{cm}^2/b_{eff} \quad (4.14)$$

$$N_s = A_s \cdot f_{ysd} = 223.383\text{kN} \quad (4.15)$$

Δύναμη χάλυβα: $N_a = 4118\text{kN} > N_s$.

Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός χαλύβδινης διατομής. Έστω εντός κορμού.

Θα πρέπει να ισχύει ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων:

$$N_a = N_s + N_{uf} + N_w = N_s + 2f_y \cdot b \cdot t_f + 2f_y \cdot t_w \cdot (Z - H_{tot} - t_f) \Rightarrow Z = 39.0056\text{cm}, \text{ πράγματι εντός κορμού.}$$

$$\text{Ύψος εφελκόμενης ζώνης κορμού: } z_w = Z - H_{tot} - t_f = 22.4056\text{cm}$$

$$\text{Δύναμη κορμού: } N_w = 2 \cdot f_y \cdot t_w \cdot z_w = 1622.62\text{kN}$$

$$\text{Εξίσωση ισοδυναμίας: } M_{pl,rd-} = N_s \cdot Z_s - N_{uf} \cdot Z_{uf} - N_w \cdot Z_w = 828.155\text{kNm}, \text{ όπου:}$$

$$Z_s = 4\text{cm}$$

$$Z_{uf} = H_{tot} + \frac{t_f}{2}$$

$$Z_w = H_{tot} + t_f + \frac{z_w}{2}$$

Κατηγορία διατομής:

Άνω πέλμα: Κατηγορία 1 ως εφελκόμενο

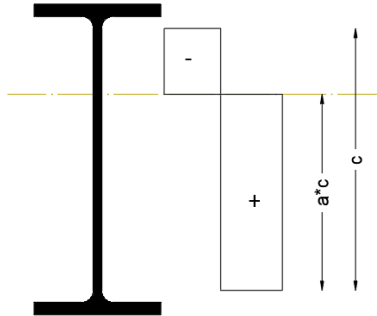
Κάτω πέλμα:

$$c = \frac{b-tw}{2} - r = 7.39\text{cm}$$

$$T=tw= 1.60\text{cm}$$

$c/t = 4.62 < 9 \cdot \epsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29 \rightarrow$ Πέλμα Κατηγορίας 1

Κορμός- Τμήμα υπό κάμψη και θλίψη



Εικόνα 4. 19 Κατανομή τάσης στον κορμό της μεταλλικής διατομής

$$\alpha = \frac{hw}{hw-zw} = 0.47405 < 0.50$$

$$c = hw = 42.6\text{cm}$$

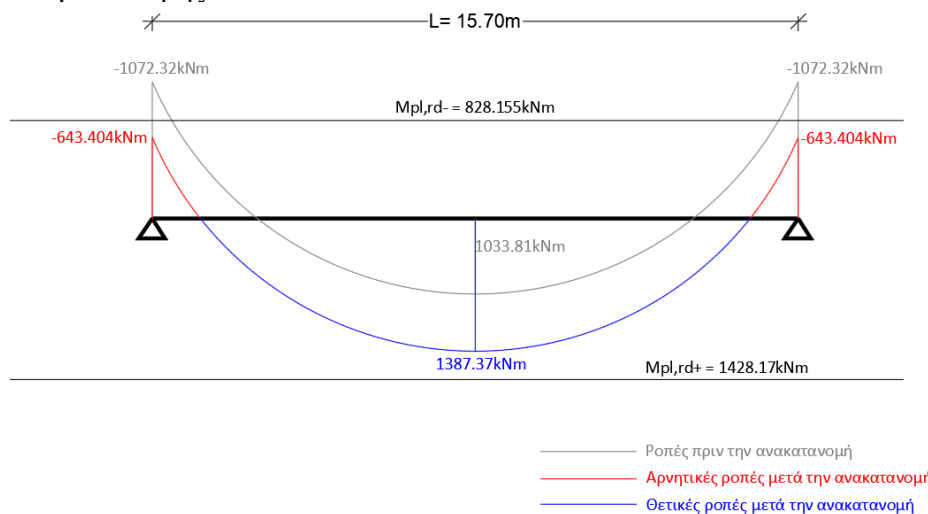
$$t = tw = 1.02\text{cm}$$

$c/t = 41.765 < \frac{36 \cdot \epsilon}{\alpha} = \frac{36 \cdot 0,81}{0,47405} = 61,512 \rightarrow$ Κορμός κατηγορίας 1

Διατομή ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 1 στις αρνητικές ροπές.

Ανακατανομή έντασης

Αφού η διατομή στο σημείο της στήριξης είναι Κατηγορίας 1, επιτρέπεται ανακατανομή 40%. Στο παρακάτω σχέδιο φαίνονται οι ροπές πριν και μετά την ανακατανομή της δυσμενέστερης δοκού:



Εικόνα 4. 20 Ανακατανομή ροπών κάμψης για την κύρια δοκό

Έλεγχος ροπών κάμψης:

$$M_{pl,rd+} = 1428.17 \text{ kNm} > M_{ed+} = 1387.37 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,rd-} = 828.155 \text{ kNm} > M_{ed-} = 643.404 \text{ kNm}$$

Έλεγχος Τέμνουσας δύναμης

$$\text{Πλαστική τέμνουσα αντοχής σύμφωνα με εξίσωση (4.5): } V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1236.97 \text{ kN},$$

όπου $A_v = 60.352 \text{ cm}^2$ σύμφωνα με εξίσωση (4.6).

$$\text{Μέγιστη τέμνουσα δύναμη } V_{ed} = 445.65 \text{ kN} < 1236.97 = V_{pl,rd}$$

Βασική προϋπόθεση εφαρμογής αυτού του ελέγχου είναι να μην θεωρείται ο κορμός λεπτότοιχος. Για μη ενισχυμένο κορμό, ο Ευρωκώδικας προβλέπει το παρακάτω όριο λυγηρότητας κορμού, ώστε να απαλλάσσεται από ελέγχους κύρτωσης (τοπικού λυγισμού):

$$\frac{hw}{tw} < 72 \cdot \epsilon$$

$$\text{Εδώ: } \frac{hw}{tw} = \frac{42.6}{1.02} = 41.765 < 58.32$$

Αλληλεπίδραση ροπών κάμψης- τέμνουσών δυνάμεων

Ο έλεγχος αυτός αφορά μέλη όπου σε μία διατομή μπορούν να συνυπάρξουν μεγάλες τιμές ροπών κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις. Στην προκειμένη περίπτωση, η διατομή αυτή είναι η άκρη- το στηρίγμα καθώς η δοκός θεωρείται αμφίπακτη. Απαλλασσόμαστε από τον έλεγχο της αλληλεπίδρασης βέβαια όταν η δρώσα τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, και πιο συγκεκριμένα όταν:

$$\frac{V_{ed}}{V_{pl,rd}} < 0.50$$

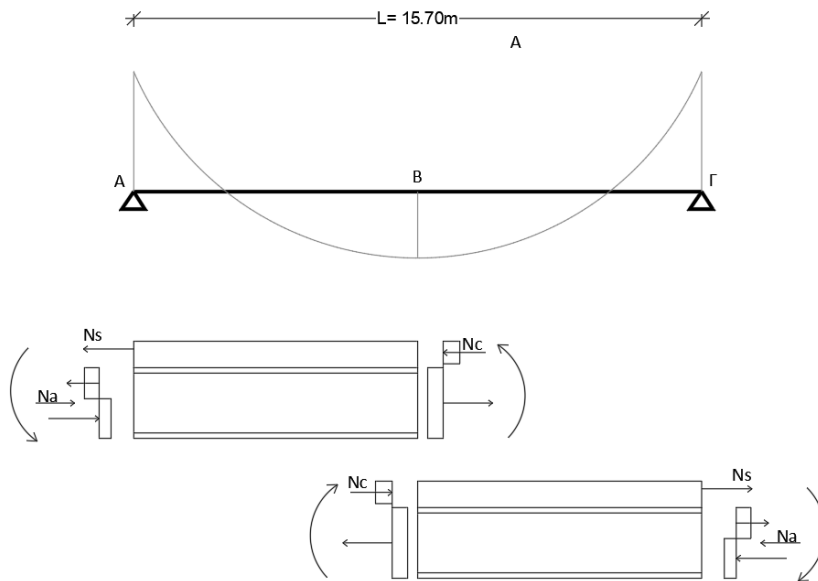
$$\text{Εδώ ισχύει: } \frac{V_{ed}}{V_{pl,rd}} = \frac{455.65}{1236.97} = 0,368 < 0,5. \text{ Άρα δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχος αλληλεπίδρασης.}$$

Διαμήκης Διάτμηση

Ο προσδιορισμός της διαμήκουσ διάτμησης μπορεί να υπολογιστεί με πλαστική ανάλυση όταν η αντοχή των διατομών προσδιορίζεται με πλαστική ανάλυση και επιπλέον ισχύουν οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

1. Οικοδομικά Έργα
2. Κατηγορία διατομής 1 ή 2
3. Όλκιμη συμπεριφορά διατμητικών ήλων
4. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Η διαμήκης διάτμηση στην περίπτωση της πλαστικής ανάλυσης βρίσκεται ξεχωριστά για διαφορετικά τμήματα της δοκού, μεταξύ χαρακτηριστικών διατομών αυτής. Οι διατομές αυτές είναι ακραίες στηρίξεις, θέσεις μέγιστων θετικών ή μέγιστων αρνητικών ροπών.



Εικόνα 4. 21 Δύναμη διαμηκούς διάτμησης

Τμήμα A-B:

Η διαμήκης διάτμηση είναι ίση με το σύνολο των δυνάμενων που δρουν στο σκυρόδεμα, συνεπώς $V_I = N_s + N_c = 223.383 + 4095.79 = 4319.35 \text{ kN}$

Τμήμα Β-Γ:

Η διαμήκης διάτμηση είναι ίση με το σύνολο των δυνάμενων που δρουν στο σκυρόδεμα, συνεπώς $V_I = N_s + N_c = 223.383 + 4095.79 = 4319.35 \text{ kN}$

Τοποθέτηση ήλων- Πλήρης διατμητική σύνδεση

Θα γίνει χρήση ήλων διαμέτρου $d=22 \text{ mm}$ και ύψους $h=125 \text{ mm}$ ποιότητας χάλυβα S235. Το ύψος τους καθορίζεται μερικώς από την ελάχιστη υπερκάλυψη σκυροδέματος που απαιτείται η οποία βάσει κανονισμού είναι $c_{\min} = \min\{20 \text{ mm}; c_{\text{con}} - 5\} = \min\{20; 30 - 5\} = 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm}$. Αφού το πάχος της πλάκας είναι $H_{\text{tot}} = 150 \text{ mm}$, το μέγιστο ύψος ήλου που μπορεί να τοποθετηθεί είναι: $h_{\max} = H_{\text{tot}} - c_{\min} = 150 - 20 = 130 \text{ mm}$. Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να παραλάβει ένας ήλος εξαρτάται από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και από την αντοχή του σκυροδέματος σε «σύνθλιψη άντυγας». Έτσι έχουμε:

$$Prd, v = \frac{0.80 f_u * (\frac{\pi d^2}{4})}{\gamma_v} \quad (4.16)$$

$$Prd, \text{αντ} = k_1 * \frac{0.29 a * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (4.17)$$

$$Prd = \min\{Prd, v ; Prd, \text{αντ}\}$$

$d=2.20 \text{ cm}$: Διάμετρος ήλου

$f_u = 360 \text{ MPa} = 36 \text{ kN/cm}^2$

E_{cm}, f_{ck} : Χαρακτηριστικές τιμές μέτρου ελαστικότητας και αντοχής σκυροδέματος. Εδώ για C25/30 $E_{cm} = 30.5 \text{ GPa} = 3050 \text{ kN/cm}^2$ και $f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 2.50 \text{ kN/cm}^2$

$\gamma_v = 1.25$

Για $h/d = 125/22 = 5.682 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

$k_1 = 0.6 \frac{b_o}{h_p} (\frac{h_{sc}}{h_p} - 1) < 1.00$: μειωτικός συντελεστής

$b_o = 175\text{mm}$ μέση απόσταση κυψέλων τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου στην περιοχή του ήλου (δοκού)
 $h_p = 73\text{mm}$: Ύψος τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου
 $h_{sc} = 125\text{mm}$: Ύψος ήλου

Η αντοχή ενός ήλου που βρίσκεται εντός σύμμικτης πλάκας με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο είναι μικρότερη από την Pr_d , που αφορά ήλους εντός συμπαγών σύμμικτων πλακών. Αυτό, διότι η ύπαρξη της κυψέλης του χαλυβδόφυλλου μειώνει τον «όγκο» του σκυροδέματος πίσω από τον ήλο και συνεπώς την αντοχή του. Αυτό προσομοιώνεται με τον συντελεστή k_1 .

Υπολογίζεται $k_1 = 1.02 > 1.00$ άρα $k_1 = 1.00$

$Pr_d = \min\{87.58; 98.05\} = 87.58\text{kN}$

Για πλήρη διατμητική σύνδεση απαιτούνται: $n = \frac{Vl}{Pr_d} = \frac{4319.35}{87.58} = 49.312 = 50$ ήλοι στη μισή δοκό.

Διαμήκης απόσταση ήλων: $eL = \frac{0.5 \cdot 15.70}{50} = 0.157\text{m} = 15.70\text{cm}$

Γεωμετρικές διατάξεις διατμητικών ήλων:

Ελάχιστη απόσταση: $eL_{\min} = 5d = 5 \cdot 2.20 = 11\text{cm}$

Μέγιστη διαμήκης απόσταση: $eL_{\max} = \min\{6(h_c + h_p); 800\} = \min\{6 \cdot 150; 800\} = 80\text{cm}$

Ελάχιστη εγκάρσια απόσταση: $eT_{\min} = 4 \cdot d = 8.80\text{cm}$

Ελάχιστο πλάτος κυψέλης χαλυβδόφυλλου $\min b_o = 50\text{mm}$

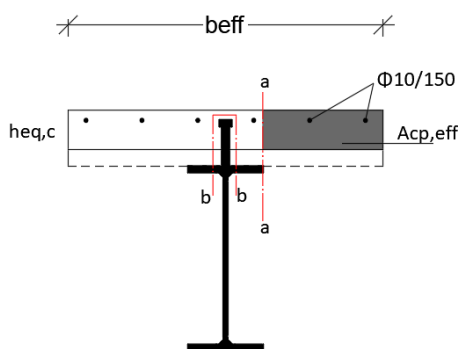
Πρέπει: $h_{sc} - h_p > 2 \cdot d$

Τοποθετούνται ήλοι $\Phi 22$, $h = 125\text{mm}$, S235, ένας ανά διατομή ανά αποστάσεις $eL = 15\text{cm}$. Το πλάτος της κυψέλης του χαλυβδόφυλλου είναι $b_o = 175\text{mm}$ και έχουμε $h_{sc} - h_p = 125 - 73 = 52 > 2 \cdot 22 = 44 = 2d$.

Συνολική διατμητική αντοχή: $Pr_{d,tot} = Pr_d \cdot \frac{L}{eL} = 87.58 \cdot 7.85 / 0.15 = 4583.35\text{kN} > V_{l,ed}$

Έλεγχος διατμητικής κάλυψης πλάκας σκυροδέματος

Δρώσα διατμητική ροή: $v_{l,ed} = V_{led} / (L/2) = 137.56\text{kN/m}$. Θα γίνει έλεγχος σε δύο κρίσιμες τιμές που φαίνονται παρακάτω:



Εικόνα 4. 22 Διατομές ελέγχου a-a και b-b

Στηρίζεις- Άνω πέλμα εφελκυσμένο: $be_{ff} = 0.925\text{m}$

Τομή a-a

$v_{l,ed,a-a} = v_{led} \cdot \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot}} = 137.56 \cdot \frac{0.3625}{0.925} = 53.885\text{kN/m}$

Αντοχή λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος:

$$v_{c,rd} = \frac{0.75 L_v * f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (4.18)$$

$$L_v = H_{tot} - H_p = 15 - 7.3 = 7.5 \text{ cm}$$

Για εφελκόμενο πέλμα: $\cot\theta = 1,00 - \tan\theta = 1,00$

Υπολογίζεται: $v_{c,rd} = 468.78 \text{ kN/m} > v_{led,a-a}$

Αντοχή εγκάρσιων οπλισμών:

$$v_{s,rd} = \frac{A_{sf}}{s_f} * f_{sd} * \cot\theta. \quad (4.19)$$

Η δύναμη αυτή εξετάζει το ποσοστό οπλισμού στην εγκάρσια προς την διατομή κατεύθυνση. Το ποσοστό του οπλισμού $\frac{A_{sf}}{s_f}$, εξετάζεται ανά μέτρο μήκους και θα έχει μονάδες cm^2/m .

$$\text{Έχει γίνει παραδοχή οπλισμού άνω } \Phi 10/150 \rightarrow \frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{\pi * d^2}{4 * 0.15} = 5.236 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$v_{s,rd} = 5.236 * \frac{50}{1.15} * 1 = 227.65 \text{ kN/m} > v_{led,a-a}$$

Τομή b-b

$$v_{l,ed,b-b} = v_{led} = 137.56 \text{ kN/m}$$

Αντοχή λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος σύμφωνα με εξίσωση (4.18) $v_{c,rd} = 2012.5 \text{ kN/m} > v_{led,b-b}$

$$L_v = 2 * h_c + d = 2 * 15 + 2.2 = 32.2 \text{ cm}$$

Αντοχή εγκάρσιων οπλισμών σύμφωνα με εξίσωση (4.19) $v_{s,rd} = 523,60 \text{ kN/m} > v_{led,b-b}$. Η δύναμη αυτή εξετάζει το ποσοστό οπλισμού στην εγκάρσια προς την διατομή κατεύθυνση. Το ποσοστό του οπλισμού $\frac{A_{sf}}{s_f}$, εξετάζεται ανά μέτρο μήκους και θα έχει μονάδες cm^2/m , αλλά στην τομή b-b ο εγκάρσιος οπλισμός κόβεται δύο φορές, έτσι το ποσοστό διπλασιάζεται.

Ανοιγμα- Άνω πέλμα θλιβόμενο: $b_{eff} = 2,7475 \text{ m}$

Τομή a-a

$$v_{l,ed,a-a} = v_{led} * \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot}} = 137.56 * \frac{1,274}{2,7475} = 63,77 \text{ kN/m}$$

Αντοχή λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος σύμφωνα με εξίσωση (4.18): $v_{c,rd} = 461,14 \text{ kN/m} > v_{led,a-a}$

$$L_v = H_{tot} - H_p = 15 - 7.3 = 7.5 \text{ cm}$$

Για θλιβόμενο πέλμα: $\cot\theta = 1,20 - \tan\theta = 0,833$

Για οπλισμό άνω: $\Phi 10/150 \rightarrow \frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{\pi * d^2}{4 * 0.15} = 5.236 \text{ cm}^2/\text{m}$ και σύμφωνα με την εξίσωση (4.19) υπολογίζεται $v_{s,rd} = 227.65 \text{ kN/m} > v_{led,a-a}$

Τομή b-b

$$v_{l,ed,b-b} = v_{led} = 137.56 \text{ kN/m}$$

Αντοχή λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος σύμφωνα με εξίσωση (4.18): $v_{c,rd} = 1979,8 \text{ kN/m} > v_{led,b-b}$

$$L_v = 2 * h_c + d = 2 * 15 + 2.2 = 32.2 \text{ cm}$$

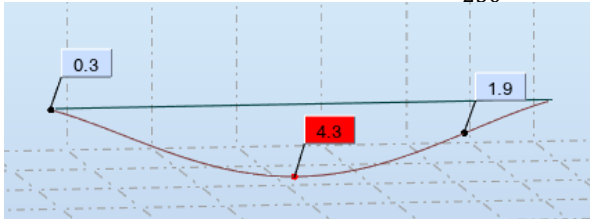
Για εφελκόμενο πέλμα: $\cot\theta = 1,20 - \tan\theta = 0,833$

Για οπλισμό άνω: $\Phi 10/150 \rightarrow \frac{Asf}{sf} = \frac{\pi \cdot d^2}{0.15} = 5.236 \text{ cm}^2/\text{m}$ και σύμφωνα με την εξίσωση (4.19) υπολογίζεται $v_{s,rd} = 523,60 \text{ kN/m} > v_{led,b-b}$

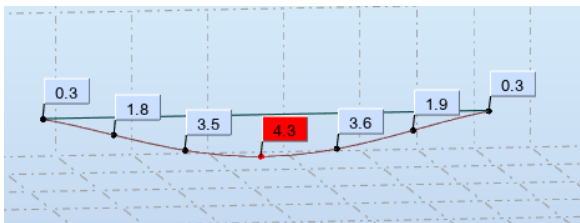
Έλεγχος βέλους κάμψης

Ο έλεγχος γίνεται για δύο βέλη, το δ_{max} που είναι το τελικό βέλος όλων των φορτίων στον δυσμενέστερο συνδυασμό ΟΚΛ και το δ_2 όπου είναι το πρόσθετο βέλος λόγω κινητών φορτίων.

Τα επιμέρους όρια είναι $\delta_{max} \leq \frac{L}{250}$ και $\delta_2 \leq \frac{L}{300}$



Εικόνα 4. 23 Βέλος κάμψης για όλα τα φορτία στην ΟΚΛ



Εικόνα 4. 24 βέλος κάμψης για κινητά φορτία στην ΟΚΛ

$$\delta_{max} = 4.3 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 6.28 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 4,30 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 5.23 \text{ cm}$$

4.2.2 Κύρια δοκός Ορόφου

Επιλέγεται αρχικά διατομή IPE360 της οποίας η επάρκεια θα ελεγχθεί παρακάτω. Συνεργαζόμενο πλάτος

Αφού οι κύριες δοκοί του ορόφου έχουν το ίδιο άνοιγμα και τις ίδιες αποστάσεις μεταξύ τους, τα συνεργαζόμενα πλάτη είναι τα ίδια με αυτά που υπολογίστηκαν προηγουμένως. Επομένως:

Άνοιγμα: $b_{eff} = 2.7475 \text{ m}$

Στηρίξεις: $b_{eff} = 0.925 \text{ m}$

	h(cm)	b(cm)	tw(cm)	tf(cm)	r(cm)	hw(cm)	A(cm ²)	Iy(cm ⁴)	Wy(cm ³)	Iz(cm ⁴)	Wz(cm ³)
IPE360	36	17	0,8	1,27	1,8	29,8	72,7	16270	904	1140	123

Πίνακας 4. 4 Χαρακτηριστικά μεταλλικής διατομής

Γίνεται χρήση χαλυβδόφυλλου SYMDECK-73 πάχους $t_p=1.00\text{mm}$. Η σύμμικτη πλάκα είναι ίδια με την πλάκα οροφής ισογείου οπότε τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά καθώς και ο οπλισμός είναι ίδια με αυτά που έχουν υπολογιστεί παραπάνω: Ισοδύναμο ύψος: $h_{eq,c} = \frac{A_{cp}}{18.75} = 10.5324\text{cm}$. Τα υλικά ομοίως είναι ίδια και φαίνονται στον Πίνακα 4.2. Ομοίως με την κύρια δοκό ισογείου τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της σύμμικτης δοκού ορόφου υπολογίζονται με τη μέθοδο της ισοδύναμης μεταλλικής διατομής και παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.5.

ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ- ΑΝΟΙΓΜΑ				
n	6,885246			
beff	2,7475	m		
Μεταλλική Διατομή				
Aa	72,7	cm ²		
Iya	16270	cm ³		
Iza	1140	cm ³		
Zya	33	cm		
Σκυρόδεμα				
beff	274,5	cm		
hc	10,5324	cm		
Ac	2891,144	cm ²	Ac,n	419,9042
Iy,c	26726,56	cm ³	Iy,cn	3881,715
Iz,c	18154034	cm ³	Iz,cn	2636657
Zy,c	5,2662	cm		
Οπλισμός				
D	1	cm		
d	15	cm		
c	4	cm		
As	14,37279	cm ²		
Ισοδύναμη Σύμμικτη				
Ae	506,977	cm ²		
Zye	9,207303	cm		
Iye	68218,44	cm ⁴		
Ize	2637797	cm ⁴		

ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ			
n	6,885246		
beff	0,925	m	
Μεταλλική Διατομή			
Aa	72,7	cm ²	
Iya	16270	cm ³	
Iza	1140	cm ³	
Zya	33	cm	
Οπλισμός			
As	5,137813	cm ²	
ds	4	cm	
N	6	Πλήθος εντός beff	
I	0,785398	cm ⁴	
Ισοδύναμη Σύμμικτη			
Ae	77,83781	cm ²	
Zye	31,08581	cm	
Iye	20305,69	cm ⁴	
Ize	4232,505	cm ⁴	

Πίνακας 4. 5 Αδρανειακά χαρακτηριστικά σύμμικτης διατομής ορόφου

Κατάταξη διατομής σιδηροδοκού IPE360

Κορμός- Υπό κάμψη

$$c=hw= 29.8\text{cm}$$

$$t= tw= 0.8\text{cm}$$

$$c/t= 37.25 < 72*\epsilon= 72*0,81=58,32 \rightarrow \text{Κορμός Κατηγορία 1}$$

Πέλματα- Υπό θλίψη

$$c= \frac{b-tw}{2}-r = 6.30\text{cm}$$

$$t=tf= 1.27\text{cm}$$

$$c/t= 4.96 < 9*\epsilon= 9*0,81 = 7,29 \rightarrow \text{Πέλματα Κατηγορίας 1}$$

Συνολικά Διατομή Κατηγορίας 1

Φάση Κατασκευής- Μεταλλική δοκός IPE360

Υπολογίζονται από το λογισμικό οι παρακάτω εντάσεις:

Μέγιστη θετική ροπή: $M_{ed+} = 313,18 \text{ kNm}$

Μέγιστη αρνητική ροπή: $M_{ed-} = -250,55 \text{ kNm}$

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη: $V_{ed} = 120,14 \text{ kN}$

Μέγιστο βέλος κάμψης: $\delta = 1.30 \text{ cm}$

Με βάση τις εξισώσεις (4.4) και (4.5) υπολογίζεται ροπή αντοχής: $M_{pl,rd} = 361,75 \text{ kNm} > M_{ed+}$, M_{ed-} και τέμνουσα αντοχής $V_{pl,rd} = 532,156 \text{ kN} > V_{ed} = 120,14 \text{ kN}$.

Έλεγχος ευστάθειας- στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Η κύρια δοκός στην φάση κατασκευής εξασφαλίζεται πλευρικά από τις δευτερεύουσες δοκούς- διαδοκίδες, οι οποίες είναι τοποθετημένες ανά $2,675 \text{ m}$. Έτσι το μήκος μεταξύ σημείων εξασφάλισης και συνεπώς το κρίσιμο μήκος δεν είναι το μήκος όλου του φορέα ($15,70 \text{ m}$) αλλά $L = 2.675 \text{ m}$.

Υπολογίζονται βάσει σχέσεων (4.7), (4.8), (4.9), (4.10) και (4.11) $M_{cr} = 716,146 \text{ kNm}$, $\lambda_{LT} = 0.71073$, $\Phi_{LT} = 0.839393$, $X_{LT} = 0,8687$ και τέλος $M_{b,rd} = 314,24 \text{ kNm} > M_{ed} = 313,18 \text{ kNm}$

Ο συντελεστής α_{LT} εξαρτάται από την καμπύλη λυγισμού της μεταλλικής διατομής. Συγκεκριμένα, για ελατή συμμετρική διατομή διπλού “ταυ”, με $h/b = 2.50 > 2.00$, ο συντελεστής $\alpha_{LT} = 0.34$.

Έλεγχος μέγιστου βέλους κάμψης

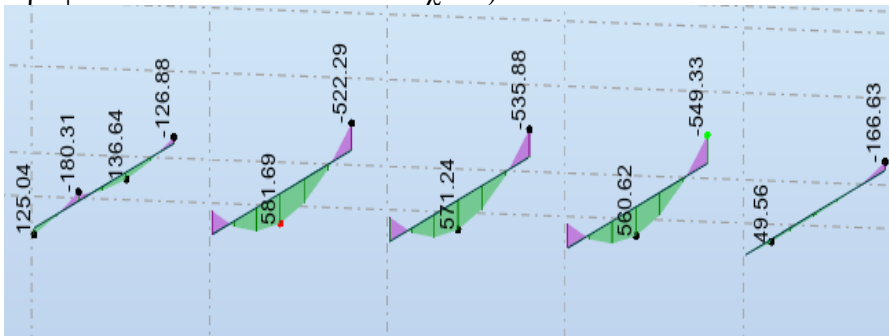
Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης για πατώματα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα είναι:

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{15,70 \cdot 100}{250} = 6,28 \text{ cm}$$

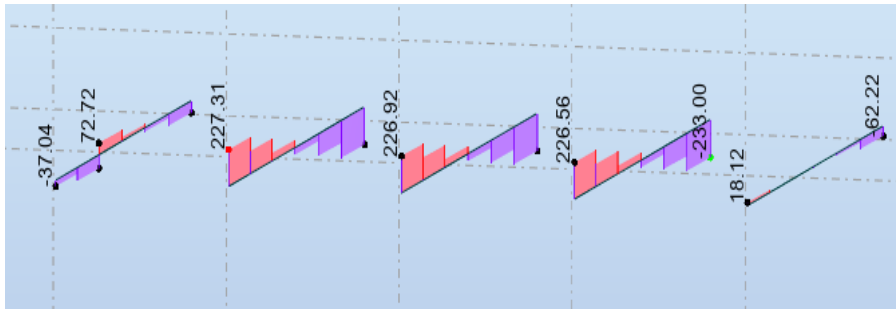
$$\delta_{ed} = 1.30 \text{ cm} < 6.28 \text{ cm} = \delta_{\max}$$

Φάση Λειτουργίας

Τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που φαίνονται παρακάτω προκύπτουν από τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης (OKA): $1.35G + 1.50Q + 0.75SN$ (οι δοκοί του Α' Ορόφου καταπονούνται και από χιόνι)

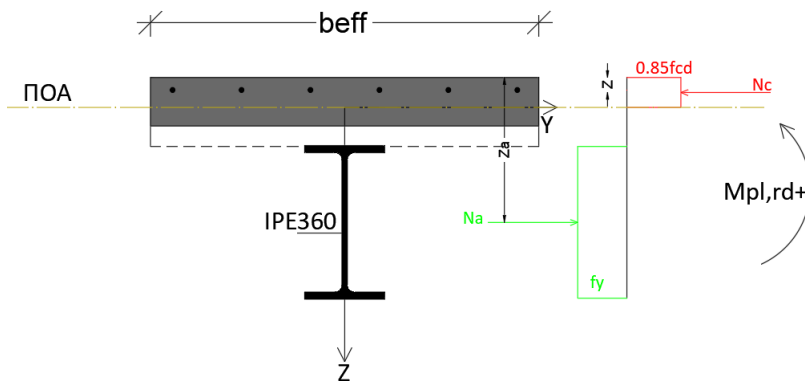


Εικόνα 4. 25 Διαγράμματα ροπών κάμψης



Εικόνα 4. 26 Διαγράμματα τερνουσών δυνάμεων

Σύμμικτη διατομή- Θετικές ροπές ανοίγματος- $b_{eff} = 2.7475m$



Εικόνα 4. 27 Εσωτερικές δυνάμεις αλληλεπίδρασης για θετικές ροπές

Θλιπτική δύναμη Σκυροδέματος βάσει σχέσης (4.12): $N_c = 4095.79kN$

Εφελκυστική δύναμη χάλυβα βάσει σχέσης (4.13): $N_a = 2582.85kN < N_c$

Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός ενεργού ύψους σκυροδέματος.

$N_a = 0.85f_{cd} * b_{eff} * Z \Rightarrow Z = 6.637cm$: Ύψος ΠΟΑ από άνω ίνα σκυροδέματος

$N_a = 2582.85kN$, με $Z_a = H_{tot} + h_a/2 = 33cm$: από άνω ίνα σκυροδέματος

$N_c = 2582.85kN$, με $Z_c = Z/2 = 3.3185cm$: από άνω ίνα σκυροδέματος

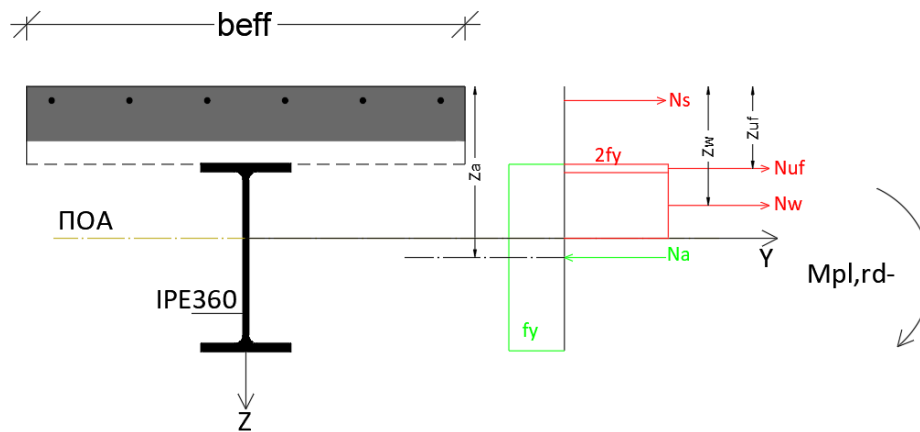
Εξίσωση ισοδυναμίας: $M_{pl,rd+} = N_a * Z_a - N_c * Z_c = 937.32kNm$

Σημ.: Στις θετικές ροπές αντοχής, για λόγους ασφαλείας αγνοείται η θλιπτική φέρουσα ικανότητα του οπλισμού της πλάκας.

Κατηγορία διατομής:

Όλη η χαλύβδινη διατομή εφελκύεται οπότε είναι Κατηγορία 1 στις θετικές ροπές.

Σύμμικτη διατομή- Αρνητικές ροπές στήριξης- beff= 0,925m



Εικόνα 4. 28 Εσωτερικές δυνάμεις αλληλεπίδρασης για αρνητικές ροπές

Για οπλισμό Φ10/15 με βάση τη σχέση (4.14): $A_s = 5.138 \text{ cm}^2 / \text{beff}$ και σύμφωνα με τη (4.15) υπολογίζεται $N_s = 223.383 \text{ kN}$

Δύναμη χάλυβα: $N_a = 2580.85 \text{ kN} > N_s$.

Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός χαλύβδινης διατομής. Έστω εντός κορμού. Θα πρέπει να ισχύει ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων:

$N_a = N_s + N_{uf} + N_w = N_s + 2f_y * b * t_f + 2f_y * t_w * (Z - H_{tot} - t_f) \Rightarrow Z = 30,787 \text{ cm}$, πράγματι εντός κορμού.

Ύψος εφελκόμενης ζώνης κορμού: $z_w = Z - H_{tot} - t_f = 14,517 \text{ cm}$

Δύναμη κορμού: $N_w = 2 * f_y * t_w * z_w = 824,577 \text{ kN}$

Εξίσωση ισοδυναμίας: $M_{pl,rd-} = N_s * Z_s - N_{uf} * Z_{uf} - N_w * Z_w = 828.155 \text{ kNm}$, όπου:

$Z_s = 4 \text{ cm}$

$Z_{uf} = H_{tot} + \frac{t_f}{2} = 15,635 \text{ cm}$

$Z_w = H_{tot} + t_f + \frac{z_w}{2} = 23.529 \text{ cm}$

Κατηγορία διατομής:

Άνω πέλμα: Κατηγορία 1 ως εφελκόμενο

Κάτω πέλμα

$$c = \frac{b - t_w}{2} - r = 6.30 \text{ cm}$$

$$t = t_f = 1.27 \text{ cm}$$

$c/t = 4.96 < 9 * \epsilon = 9 * 0,81 = 7,29 \rightarrow$ Πέλμα Κατηγορίας 1

Κορμός- Τμήμα υπό κάμψη και θλίψη (βλέπε Εικόνα 4.19)

$$\alpha = \frac{h_w}{h_w - z_w} = 0.512846 > 0.50$$

$$c = h_w = 29.8 \text{ cm}$$

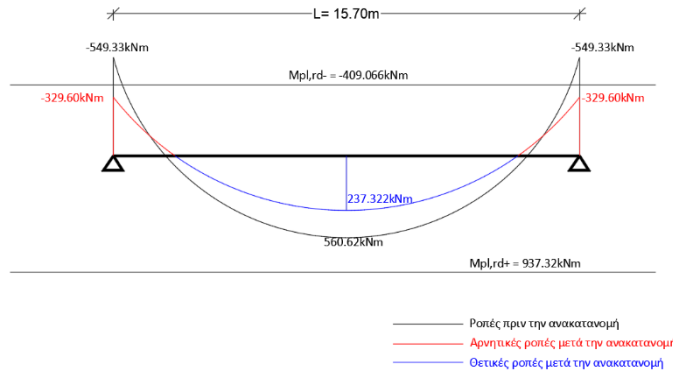
$$t = t_w = 0.80 \text{ cm}$$

$c/t = 37.25 < \frac{396 * \epsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 * 0,81}{13 * 0.512846 - 1} = 56.6 \rightarrow$ Κορμός κατηγορίας 1

Διατομή ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 1 στις αρνητικές ροπές.

Ανακατανομή έντασης

Αφού η διατομή στο σημείο της στήριξης είναι Κατηγορίας 1, επιτρέπεται ανακατανομή 40%. Επιλέγεται η δυσμενέστερη δοκός και η ανακατανομή φαίνεται παρακάτω.



Εικόνα 4. 29 Ανακατανομή ροπών κάμψης της κύριας δοκού

Έλεγχος ροπών κάμψης:

$$M_{pl,rd+} = 937.32\text{kNm} > M_{ed+} = 237.32\text{kNm}$$

$$M_{pl,rd-} = 409.066\text{kNm} > M_{ed-} = 329.60\text{kNm}$$

Πλαστική τέμνουσα αντοχής:

$$\text{Υπολογίζεται } V_{pl,rd} = 719.57\text{kN} > V_{ed} = 144.44\text{kN} \text{ σύμφωνα με την σχέση (4.5)}$$

Βασική προϋπόθεση εφαρμογής αυτού του ελέγχου είναι να μην θεωρείται ο κορμός λεπτότοιχος. Για μη ενισχυμένο κορμό, ο Ευρωκώδικας προβλέπει το παρακάτω όριο λυγηρότητας κορμού, ώστε να απαλλάσσεται από ελέγχους κύρτωσης (τοπικού λυγισμού):

$$\frac{hw}{tw} < 72 * \epsilon$$

$$\text{Εδώ έχουμε: } \frac{hw}{tw} = \frac{29.8}{0.80} = 37.25 < 58.32$$

Αλληλεπίδραση ροπών κάμψης- τεμνουσών δυνάμεων

Ο έλεγχος αυτός αφορά μέλη όπου σε μία διατομή μπορούν να συνυπάρξουν μεγάλες τιμές ροπών κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις. Στην προκειμένη περίπτωση, η διατομή αυτή είναι η άκρη- το στήριγμα καθώς η δοκός θεωρείται αμφίπακτη. Απαλασσόμαστε από τον έλεγχο της αλληλεπίδρασης βέβαια όταν η δρώσα τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, και πιο συγκεκριμένα όταν:

$$\frac{V_{ed}}{V_{pl,rd}} < 0.50$$

$$\text{Εδώ ισχύει: } \frac{V_{ed}}{V_{pl,rd}} = \frac{144.44}{719.57} = 0,20 < 0,5. \text{ Άρα δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχος αλληλεπίδρασης.}$$

Διαμήκης Διάτμηση

Ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία με την κύρια δοκό ισογείου, και σύμφωνα με την Εικόνα 4.21 προκύπτει:

Τμήμα Α-Β:

Η διαμήκης διάτμηση είναι ίση με το σύνολο των δυνάμεων που δρουν στο σκυρόδεμα, συνεπώς $V_I = N_s + N_c = 223.383 + 2580,85 = 2804,233\text{kN}$

Τμήμα Β-Γ:

Η διαμήκης διάτμηση είναι ίση με το σύνολο των δυνάμεων που δρουν στο σκυρόδεμα, συνεπώς $V_I = N_s + N_c = 223.383 + 2580,85 = 2804,233\text{kN}$

Τοποθέτηση ήλων- Πλήρης διατμητική σύνδεση

Θα γίνει χρήση ήλων διαμέτρου $d=22\text{mm}$ και ύψους $h=125\text{mm}$ ποιότητας χάλυβα S235. Το ύψος τους καθορίζεται μερικώς από την ελάχιστη υπερκάλυψη σκυροδέματος που απαιτείται η οποία βάσει κανονισμού είναι $c_{\min}=\min\{20\text{mm}; c_{\text{con}}-5\}=\min\{20;30-5\}=20\text{mm}=2\text{cm}$. Αφού το πάχος της πλάκας είναι $H_{\text{tot}}=150\text{mm}$, το μέγιστο ύψος ήλου που μπορεί να τοποθετηθεί είναι: $h_{\max}=H_{\text{tot}}-c_{\min}=150-20=130\text{mm}$. Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να παραλάβει ένας ήλος εξαρτάται από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και από την αντοχή του σκυροδέματος σε «σύνθλιψη άντυγας». Έτσι έχουμε σύμφωνα με τη σχέση (4.16) και (4.17) $Prd=\min\{87.58; 98.05\}=87.58\text{kN}$

Ομοίως και στην περίπτωση αυτή ο μειωτικός συντελεστής λόγω ύπαρξης του χαλυβδόφυλλου k_1 είναι ίσος με 1.00 οπότε δεν υπάρχει απομείωση αντοχής των διατμητικών ήλων.

Για πλήρη διατμητική σύνδεση απαιτούνται: $n=\frac{Vl}{Prd}=\frac{2804,233}{87.58}=32,02=33$ ήλοι στη μισή δοκό.

Διαμήκης απόσταση ήλων: $eL=\frac{0,5*15,70}{33}=0,238\text{m}=23,80\text{cm}$

Γεωμετρικές διατάξεις διατμητικών ήλων:

Ελάχιστη απόσταση: $eL_{\min}=5d=5*2,20=11\text{cm}$

Μέγιστη διαμήκης απόσταση: $eL_{\max}=\min\{6(hc+hp); 800\}=\min\{6*150; 800\}=80\text{cm}$

Ελάχιστη εγκάρσια απόσταση: $eT_{\min}=4*d=8,80\text{cm}$

Ελάχιστο πλάτος κυψέλης χαλυβδόφυλλου $\min b_o=50\text{mm}$

Πρέπει: $hsc-hp > 2*d$

Τοποθετούνται ήλοι $\Phi 22$, $h=125\text{mm}$, S235, ένας ανά διατομή ανά αποστάσεις $eL=23\text{cm}$. Το πλάτος της κυψέλης του χαλυβδόφυλλου είναι $b_o=175\text{mm}$ και έχουμε $hsc-hp=125-73=52 > 2*22=44=2d$.

Συνολική διατμητική αντοχή: $Prd_{\text{tot}}=Prd*\frac{L}{eL}=87.58*7,85/0,23=2989,231\text{kN} > V_{l,ed}$

Έλεγχος διατμητικής κάλυψης πλάκας σκυροδέματος

Δρώσα διατμητική ροή: $v_{l,ed}=V_{led}/(L/2)=357,23\text{kN/m}$. Θα γίνει έλεγχος στις ίδιες διατομές με αυτές που φαίνονται στην Εικόνα 4.22.

Στηρίζεις- Άνω πέλμα εφελκόμενο: $b_{\text{eff}}=0,925\text{m}$

Τομή a-a

$v_{l,ed,a-a}=v_{led}*\frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot}}=357,23*\frac{0,3775}{0,925}=145,8\text{kN/m}$

Αντοχή λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος σύμφωνα με σχέση (4.18): $v_{c,rd}=468,78\text{kN/m} > v_{led,a-a}$

$L_v=H_{\text{tot}}-H_p=15-7,3=7,5\text{cm}$

Για εφελκόμενο πέλμα: $\cot\theta=1,00 - \tan\theta=1,00$

Για οπλισμό $\Phi 10/150 \rightarrow \frac{A_{sf}}{s_f}=\frac{\pi*d^2}{0,15}=5,236\text{ cm}^2/\text{m}$ και σύμφωνα με την εξίσωση (4.19)

υπολογίζεται: $v_{s,rd}=227,65\text{kN/m} > v_{led,a-a}$.

Τομή b-b

$v_{l,ed,b-b}=v_{led}=357,23\text{ kN/m}$

Αντοχή λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος σύμφωνα με σχέση (4.18): $v_{c,rd}=2012,5\text{kN/m} > v_{led,b-b}$

Για εφελκόμενο πέλμα: $\cot\theta=1,00 - \tan\theta=1,00$

Για σπλισμό Φ10/150 $\rightarrow \frac{Asf}{sf} = 2 * \frac{\pi * d^2}{4 * 0.15} = 2 * 5.236 \text{ cm}^2/\text{m}$ και σύμφωνα με την εξίσωση (4.19) υπολογίζεται: $v_{s,rd} = 523,60 \text{ kN/m} > v_{led,b-b}$.

Ανοιγμα- Άνω πέλμα θλιβόμενο: $b_{eff} = 2,7475 \text{ m}$

Τομή a-a

$$v_{l,ed,a-a} = v_{led} * \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot}} = 357.23 * \frac{1,28875}{2,7475} = 167.56 \text{ kN/m}$$

Αντοχή λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος σύμφωνα με σχέση (4.18): $v_{c,rd} = 461,14 \text{ kN/m} > v_{led,a-a}$

$$L_v = H_{tot} - H_r = 15 - 7.3 = 7.5 \text{ cm}$$

Για θλιβόμενο πέλμα: $\cot\theta = 1,20 - \tan\theta = 0,833$

Για σπλισμό Φ10/150 $\rightarrow \frac{Asf}{sf} = \frac{\pi * d^2}{4 * 0.15} = 5.236 \text{ cm}^2/\text{m}$ και σύμφωνα με την εξίσωση (4.19) υπολογίζεται: $v_{s,rd} = 227.65 \text{ kN/m} > v_{led,a-a}$.

Τομή b-b

$$v_{l,ed,b-b} = v_{led} = 357.23 \text{ kN/m}$$

Αντοχή λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος σύμφωνα με σχέση (4.18): $v_{c,rd} = 1979,8 \text{ kN/m} > v_{led,b-b}$

$$L_v = 2 * h_c + d = 2 * 15 + 2.2 = 32.2 \text{ cm}$$

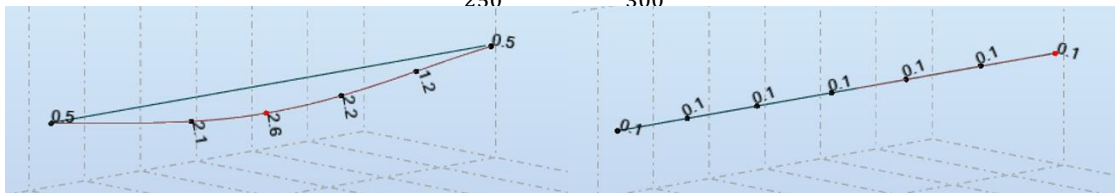
Για εφελκόμενο πέλμα: $\cot\theta = 1,20 - \tan\theta = 0,833$

Για σπλισμό Φ10/150 $\rightarrow \frac{Asf}{sf} = \frac{\pi * d^2}{4 * 0.15} = 5.236 \text{ cm}^2/\text{m}$ και σύμφωνα με την εξίσωση (4.19) υπολογίζεται: $v_{s,rd} = 227.65 \text{ kN/m} > v_{led,a-a}$.

Έλεγχος βέλους κάμψης

Ο έλεγχος γίνεται για δύο βέλη, το δ_{max} που είναι το τελικό βέλος όλων των φορτίων στον δυσμενέστερο συνδυασμό ΟΚΛ και το δ_2 όπου είναι το πρόσθετο βέλος λόγω κινητών φορτίων.

Τα επιμέρους όρια είναι $\delta_{max} \leq \frac{L}{250}$ και $\delta_2 \leq \frac{L}{300}$



Εικόνα 4. 30 Αριστερά: Βέλος κάμψης δ_{max} και Δεξιά: Βέλος κάμψης δ_2

$$\delta_{max} = 2.60 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 6.28 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0.10 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 5.23 \text{ cm}$$

4.2.3 Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες είναι δευτερεύουσες δοκοί που τοποθετούνται κάθετα στις κύριες δοκούς ανά αποστάσεις 2,675m στο άνοιγμα των 15,70m και ο σκοπός τους είναι αφενός να μεταφέρουν τα επιφανειακά φορτία από την πλάκα σκυροδέματος στις κύριες δοκούς και αφετέρου να εξασφαλίζουν αυτές έναντι πλευρικού λυγισμού. Η σύνδεσή τους με τις κύριες δοκούς είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας, με δυνατότητα στροφής και έτσι μοντελοποιούνται και επιλύονται ως αμφιέριστες. Επιλέγεται αρχικά μεταλλική διατομή IPE300 για την οποία οι έλεγχοι επάρκειας αντοχής θα γίνουν στη συνέχεια.

Συνεργαζόμενο πλάτος- beff

Διατάσσονται ανά $b_i=2,675m$. Υπολογίζεται από τις σχέσεις (4.1) και (4.2) για $L_e=L=5.00m$, $beff= 1.25m$

IPE300	h(cm)	b(cm)	tw(cm)	tf(cm)	r(cm)	hw(cm)	A(cm ²)
	30	15	0,71	1,07	1,5	24,8	53,8
	Iy(cm ⁴)	Wy(cm ³)	Iz(cm ⁴)	Wz(cm ³)	Wpl(kN/cm ²)	It(cm ⁴)	Iw(cm ⁶)
	8360	557	604	80,5	628	20,2	125900

Πίνακας 4. 6 Χαρακτηριστικά μεγέθη μεταλλικής διατομής IPE300

Κατηγορία διατομής

Κορμός- Υπό κάμψη

$$c=hw= 24,8cm$$

$$t= tw= 0,71cm$$

$$c/t= 34,93 < 72*\epsilon= 72*0,81=58,32 \rightarrow \text{Κορμός Κατηγορία 1}$$

Πέλματα- Υπό θλίψη

$$c= \frac{b-tw}{2}-r = 5.645cm$$

$$t=tf= 1.07cm$$

$$c/t= 5.275 < 9*\epsilon= 9*0,81 = 7,29 \rightarrow \text{Πέλματα Κατηγορίας 1}$$

Συνολικά διατομή Κατηγορίας 1

Φάση Κατασκευής

Στη φάση κατασκευής η διαδοκίδα καταπονείται από το ίδιο βάρος της και το βάρος της πλάκας σκυροδέματος: $g=Aa*\gamma_a + 2.675*g_{πλ}= 7,816kN/m$

Τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη της διαδοκίδας υπολογίζονται εύκολα αφού είναι αμφιέριστη:

$$M_{max,ed}= \frac{1.35g*L^2}{8} = 32.974kNm$$

$$V_{max,ed}= \frac{1.35g*L}{2} = 19.54kN$$

$$\delta= \frac{5*1,35g*L^4}{384EI} = 0,362cm$$

Καθώς η χαλύβδινη διατομή είναι κατηγορίας 1, επιτρέπεται ο έλεγχος με τα πλαστικά μεγέθη αντοχής. Υπολογίζονται σύμφωνα με τις σχέσεις (4.4) και (4.5): $M_{pl,rd}= 222,94kNm > M_{ed}= 32,974kNm$ και $V_{pl,rd}= 526,13kN > V_{ed}= 19,54kN$.

Έλεγχος ευστάθειας- στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Οι διαδοκίδες δεν εξασφαλίζονται πλευρικά μεταξύ των κύριων δοκών οπότε το μήκος τους παραμένει $L=5.00m$.

Η κρίσιμη ροπή λυγισμού δίνεται από την σχέση (4.11): $M_{cr}= 126.3811kNm$. Με τις σχέσεις (4.7), (4.8), (4.9) και (4.10) υπολογίζονται: $\lambda_{LT} = 1,3282$, $\varphi_{LT}= 1.500472$ και $X_{LT}= 0.3390$. Η ροπή αντοχής προσδιορίζεται από την σχέση (4.7) ως $M_{b,rd}= 75.584kNm > M_{ed}= 32.974kNm$

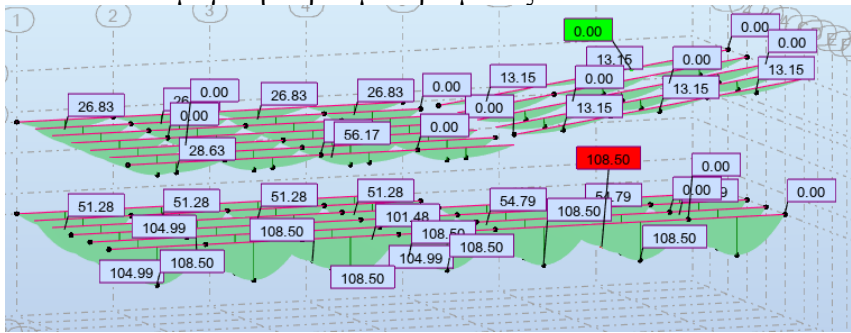
Έλεγχος μέγιστου βέλους κάμψης

Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης για πατώματα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα είναι:

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{5.00 \cdot 100}{250} = 2cm$$

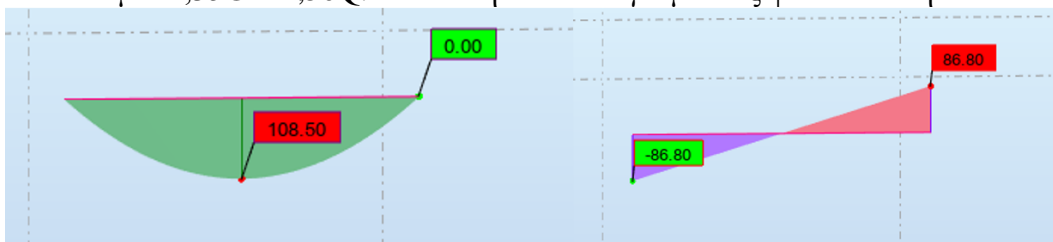
$$\delta_{ed} = 0.362cm < 2.00cm = \delta_{max}$$

Φάση Λειτουργίας- Σύμμικτη Διατομή
Έντατικά μεγέθη- Κρισιμότερο μέλος



Εικόνα 4. 31 Ροπές κάμψης όλων των διαδοκίδων της κατασκευής

Το δυσμενέστερο μέλος φαίνεται πως βρίσκεται στην στάθμη οροφής Ισογείου, όπου το κινητό φορτίο είναι άλλωστε μεγαλύτερο, και η μέγιστη ένταση προκύπτει για τον συνδυασμό: $1,35G + 1,50Q$. Η ένταση του εν λόγω μέλους φαίνεται στην Εικόνα 4.32



Εικόνα 4. 32 Διαγράμματα ροπής και τέμνουσας δύναμης δυσμενέστερης διαδοκίδας

$$M_{max,ed+} = 108.50kNm$$

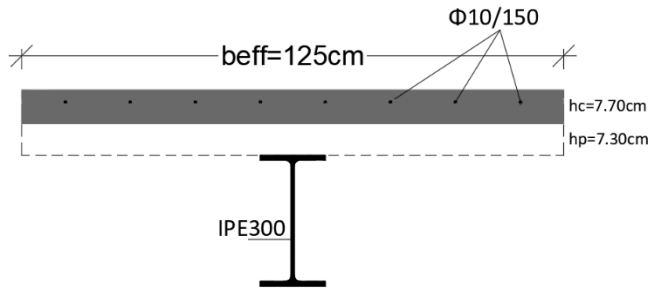
$$M_{max,ed-} = 0.00kNm$$

$$V_{max} = 86.80kN$$

Γεωμετρικά- Αδρανειακά χαρακτηριστικά σύμμικτης διαδοκίδας.

Το χαλυβδόφυλλο της σύμμικτης πλάκας έχει τοποθετηθεί έτσι ώστε οι αυλακώσεις να «τρέχουν» κάθετα στις διαδοκίδες. Αυτό όμως σημαίνει πως ανάλογα με την διατομή της

διαδοκίδας που εξετάζεται μπορεί να υπάρχει σκυρόδεμα εντός της κυψέλης του χαλυβδόφυλλου, αλλά μπορεί και όχι. Έτσι για λόγους ασφαλείας θα ληφθεί ενιαίο ύψος σκυροδέματος άνω του χαλυβδόφυλλου ίσο με $h_c = H_{tot} - H_p = 15 - 7.3 = 7.70 \text{ cm}$.



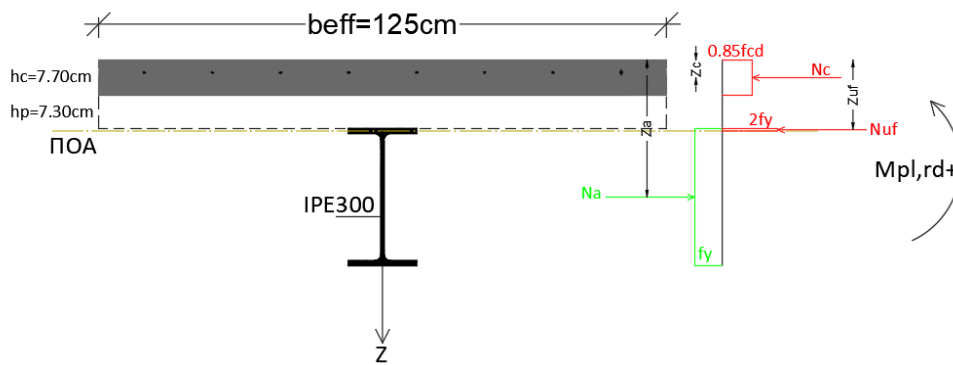
Εικόνα 4. 33 Διατομή διαδοκίδας

ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ- ΑΝΟΙΓΜΑ				
n	6,885246			
beff	125	cm		
Μεταλλική Διατομή				
Aa	53,8	cm ²		
Iya	8360	cm ³		
Iza	604	cm ³		
Zya	30	cm		
Σκυρόδεμα				
beff	125	cm		
hc	7,7	cm		
Ac	962,5	cm ²	Ac,n	139,7917
Iy,c	4755,552	cm ³	Iy,cn	690,6873
Iz,c	1253255	cm ³	Iz,cn	182020,4
Zy,c	3,85	cm		
Οπλισμός				
D	1	cm		
d	15	cm		
c	4	cm		
As	6,544985	cm ²		
Ισοδύναμη Σύμμικτη				
Ae	200,1367	cm ²		
Zye	10,88445	cm		
Iye	35937,02	cm ⁴		
Ize	182624,4	cm ⁴		

ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ			
n	6,885246		
beff	125	cm	
Μεταλλική Διατομή			
Aa	53,8	cm ²	
Iya	8360	cm ³	
Iza	604	cm ³	
Zya	30	cm	
Οπλισμός			
As	6,544985	cm ²	
ds	4	cm	
N	8	Πλήθος εντός beff	
I	0,785398	cm ⁴	
Ισοδύναμη Σύμμικτη			
Ae	60,34498	cm ²	
Zye	27,18005	cm	
Iye	12304,54	cm ⁴	
Ize	3696,505	cm ⁴	

Πίνακας 4. 7 Αδρανειακά χαρακτηριστικά σύμμικτης διαδοκίδας

Υπολογισμός ροπής αντοχής Διαδοκίδας- Θετικές Ροπές



Εικόνα 4. 34 Εσωτερικές δυνάμεις αλληλεπίδρασης για θετικές ροπές

Θλιπτική δύναμη Σκυροδέματος βάσει σχέσης (4.12): $N_c = 1363.54 \text{ kN}$

Εφελκυστική δύναμη χάλυβα βάσει σχέσης (4.13): $N_a = 1909.9 \text{ kN} > N_c$

Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός χαλύβδινης διατομής. Έστω ΠΟΑ εντός άνω πέλματος:

$N_a = N_c + 2 \cdot f_y \cdot b \cdot (Z - H_{\text{tot}}) \Rightarrow Z = 15.513 \text{ cm}$ Πράγματι εντός άνω πέλματος IPE300

Ύψος θλιβόμενου άνω πέλματος: $z_{uf} = Z - H_{\text{tot}} = 0.513 \text{ cm}$

Εξίσωση ισοδυναμίας: $M_{pl,rd+} = N_a \cdot Z_a - N_c \cdot Z_c - N_{uf} \cdot Z_{uf} = 437.12 \text{ kNm}$, όπου:

$$Z_a = H_{\text{tot}} + \frac{h_a}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$Z_c = \frac{h_{eq,c}}{2} = 3.85$$

$$Z_{uf} = H_{\text{tot}} + \frac{z_{uf}}{2} = 15.256 \text{ cm}$$

Κατηγορία διατομής:

Κορμός και κάτω πέλμα: Κατηγορία 1 ως εφελκόμενα στοιχεία

Άνω πέλμα:

$$c = \frac{b - t_w}{2} - r = 5.645 \text{ cm}$$

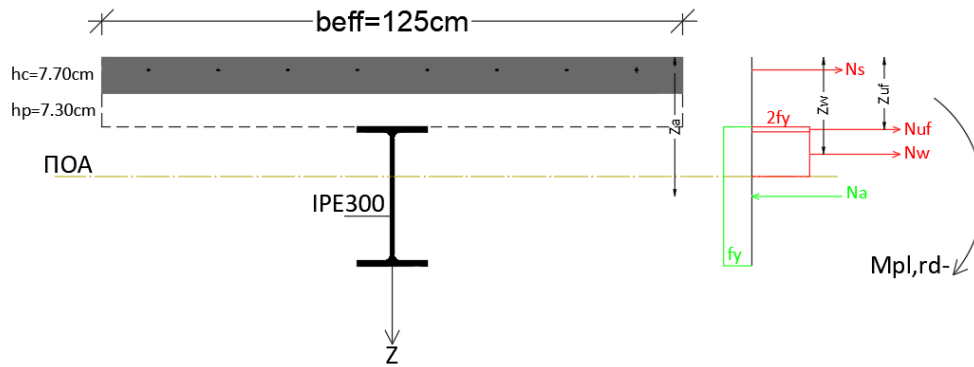
$$t = t_f = 1.07 \text{ cm}$$

$c/t = 5.275 < 9 \cdot \epsilon = 9 \cdot 0.81 = 7.29 \rightarrow$ Πέλμα Κατηγορίας 1

Διατομή ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 1 στις θετικές ροπές

Υπολογισμός ροπής αντοχής Διαδοκίδας- Αρνητικές Ροπές

Το μέλος αυτό δεν υπόκειται σε αρνητικές ροπές κάμψης σε κανένα σημείο του φορέα, παρόλα αυτά για λόγους πληρότητας υπολογίζεται και η αρνητική ροπή αντοχής του.



Εικόνα 4. 35 Εσωτερικές δυνάμεις αλληλεπίδρασης για αρνητικές ροπές

Για οπλισμό Φ10/15 με βάση τη σχέση (4.14): $A_s = 6.545 \text{ cm}^2 / b_{eff}$ και σύμφωνα με τη σχέση (4.15) υπολογίζεται: $N_s = 284.565 \text{ kN}$

Δύναμη γάλυβα: $N_a = 1909.9 \text{ kN} > N_s$.

Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός χαλύβδινης διατομής. Έστω εντός κορμού. Θα πρέπει να ισχύει ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων:

$N_a = N_s + N_{uf} + N_w = N_s + 2f_y * b * t_f + 2f_y * t_w * (Z - H_{tot} - t_f) \Rightarrow Z = 25.707 \text{ cm}$, πράγματι εντός κορμού.

Ύψος εφελκόμενης ζώνης κορμού: $z_w = Z - H_{tot} - t_f = 9.637 \text{ cm}$

Δύναμη κορμού: $N_w = 2 * f_y * t_w * z_w = 485.785 \text{ kN}$

Εξίσωση ισοδυναμίας: $M_{pl,rd} = N_s * Z_s - N_{uf} * Z_{uf} - N_w * Z_w = 283.085 \text{ kNm}$, όπου:

$Z_s = 4 \text{ cm}$

$Z_{uf} = H_{tot} + \frac{t_f}{2} = 15.535 \text{ cm}$

$Z_w = H_{tot} + t_f + \frac{z_w}{2} = 20.888 \text{ cm}$

Κατηγορία διατομής:

Άνω πέλμα: Κατηγορία 1 ως εφελκόμενο

Κάτω πέλμα:

$$c = \frac{b - t_w}{2} - r = 5.645 \text{ cm}$$

$$t = t_f = 1.07 \text{ cm}$$

$c/t = 5.275 < 9 * \epsilon = 9 * 0.81 = 7.29 \rightarrow$ Πέλμα Κατηγορίας 1

Κορμός- Τμήμα υπό κάμψη και θλίψη (βλέπε Εικόνα 4.19)

$$\alpha = \frac{h_w}{h_w - z_w} = 0.611 < 0.50$$

$$c = h_w = 24.80 \text{ cm}$$

$$t = t_w = 0.71 \text{ cm}$$

$c/t = 34.929 < \frac{396 * \epsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 * 0.81}{13 * 0.611 - 1} = 46.199 \rightarrow$ Κορμός κατηγορίας 1

Διατομή ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 1 στις αρνητικές ροπές.

Έλεγχος ροπών κάμψης:

$$M_{pl,rd+} = 437.12 \text{ kNm} > M_{ed+} = 108.50 \text{ kNm}$$

Πλαστική τέμνουσα αντοχής:

$$Υπολογίζεται βάσει της σχέσης (4.5) $V_{pl,rd} = 526.12 \text{ kN} > V_{ed} = 86.80 \text{ kN}$$$

Βασική προϋπόθεση εφαρμογής αυτού του ελέγχου είναι να μην θεωρείται ο κορμός λεπτότοιχος. Για μη ενισχυμένο κορμό, ο Ευρωκώδικας προβλέπει το παρακάτω όριο

λυγηρότητας κορμού, ώστε να απαλλάσσεται από ελέγχους κύρτωσης (τοπικού λυγισμού):

$$\frac{hw}{tw} < 72 \cdot \epsilon$$

Εδώ έχουμε: $\frac{hw}{tw} = \frac{24.80}{0.71} = 34.93 < 58.32$

Αλληλεπίδραση ροπών κάμψης- τεμνουσών δυνάμεων

Ο έλεγχος αυτός αφορά μέλη όπου σε μία διατομή μπορούν να συνυπάρξουν μεγάλες τιμές ροπών κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις. Στην προκειμένη περίπτωση, η διατομή αυτή είναι η άκρη- το στήριγμα καθώς η δοκός θεωρείται αμφίπακτη. Απαλασσόμαστε από τον έλεγχο της αλληλεπίδρασης βέβαια όταν η δρώσα τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, και πιο συγκεκριμένα όταν: $\frac{V_{ed}}{V_{pl,rd}} < 0.50$

Εδώ ισχύει: $\frac{V_{ed}}{V_{pl,rd}} = \frac{86.80}{526.12} = 0,165 < 0,5$. Άρα δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχος αλληλεπίδρασης.

Διαμήκης Διάτμηση- Πλαστική ανάλυση

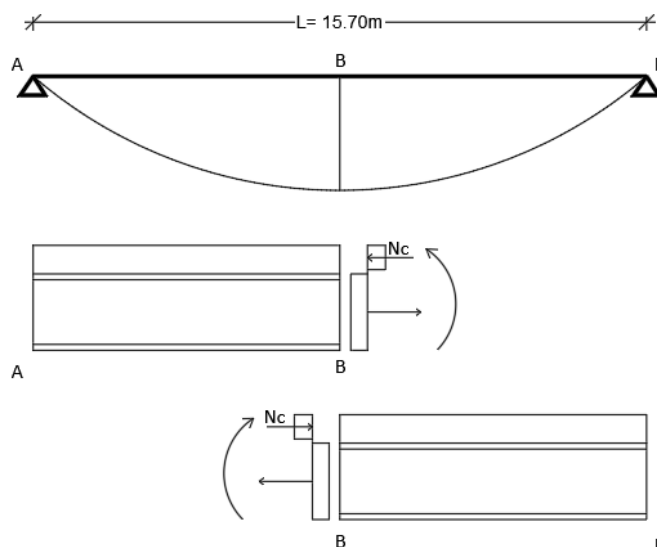
Τμήμα Α-Β:

Η διαμήκης διάτμηση είναι ίση με το σύνολο των δυνάμενων που δρουν στο σκυροδέμα, συνεπώς:

$$V_I = N_c = 1363,542 \text{ kN}$$

Τμήμα Β-Γ:

Ομοίως υπολογίζεται: $V_I = N_c = 1363,542 \text{ kN}$



Εικόνα 4. 36 Υπολογισμός διαμήκους διάτμησης διαδοκίδας

Τοποθέτηση ήλων- Πλήρης διατμητική σύνδεση

Θα γίνει χρήση ήλων διαμέτρου $d=22 \text{ mm}$ και ύψους $h=125 \text{ mm}$ ποιότητας χάλυβα S235. Το ύψος τους καθορίζεται μερικώς από την ελάχιστη υπερκάλυψη σκυροδέματος που απαιτείται η οποία βάσει κανονισμού είναι $c_{min} = \min\{20 \text{ mm}; c_{con}-5\} = \min\{20; 30-5\} = 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm}$. Αφού το πάχος της πλάκας είναι $H_{tot} = 150 \text{ mm}$, το μέγιστο ύψος ήλου που μπορεί να τοποθετηθεί είναι: $h_{max} = H_{tot} - c_{min} = 150 - 20 = 130 \text{ mm}$. Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να παραλάβει ένας ήλος εξαρτάται από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και από την αντοχή του σκυροδέματος σε «σύνθλιψη άντυγας». Έτσι έχουμε σύμφωνα με τις σχέσεις (4.16) και (4.17) $P_{rd} = \min\{87.58; 98.05\} = 87.58 \text{ kN}$. Η αντοχή ενός ήλου που βρίσκεται

εντός σύμμικτης πλάκας με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο είναι μικρότερη από την Prd , που αφορά ήλους εντός συμπαγών σύμμικτων πλακών. Αυτό, διότι η ύπαρξη της κυψέλης του χαλυβδόφυλλου μειώνει τον «όγκο» του σκυροδέματος πίσω από τον ήλο και συνεπώς την αντοχή του. Αυτό προσομοιώνεται με τον συντελεστή kt . Υπολογίζεται $kt = 1.19 > 1.00$ άρα $kt = 1.00$ και συνεπώς δεν υπάρχει μείωση αντοχής του ήλου.

Για πλήρη διατμητική σύνδεση απαιτούνται: $n = \frac{Vl}{Prd} = \frac{1363.542}{87.58} = 15.57 = 16$ ήλοι στη μισή δοκό.

Διαμήκης απόσταση ήλων: $eL = \frac{0.5 \cdot 5.000}{16} = 0.15625m = 15.60cm$

Γεωμετρικές διατάξεις διατμητικών ήλων:

Ελάχιστη απόσταση: $eL_{min} = 5d = 5 \cdot 2.20 = 11cm$

Μέγιστη διαμήκης απόσταση: $eL_{max} = \min\{6(hc + hp) ; 800\} = \min\{6 \cdot 150 ; 800\} = 80cm$

Ελάχιστη εγκάρσια απόσταση: $eT_{min} = 4 \cdot d = 8.80cm$

Ελάχιστο πλάτος κυψέλης χαλυβδόφυλλου $minbo = 50mm$

Πρέπει: $hsc - hp > 2 \cdot d$

Τοποθετούνται ήλοι $\Phi 22$, $h = 125mm$, S235, ένας ανά διατομή ανά αποστάσεις $eL = 15.60cm$. Το πλάτος της κυψέλης του χαλυβδόφυλλου είναι $bo = 175mm$ και έχουμε $hsc - hp = 125 - 73 = 52 > 2 \cdot 22 = 44 = 2d$.

Συνολική διατμητική αντοχή: $Prd_{tot} = Prd \cdot \frac{L}{eL} = 87.58 \cdot 2.50 / 0.156 = 1403.53kN > Vl_{ed}$

Έλεγχος διατμητικής κάλυψης πλάκας σκυροδέματος

Δρώσα διατμητική ροή: $v_{l,ed} = Vl_{ed} / (L/2) = 545.42kN/m$. Θα γίνει έλεγχος στις ίδιες διατομές που φαίνονται στην Εικόνα 4.22.

Τομή a-a

$v_{l,ed,a-a} = v_{led} \cdot \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot}} = 545.42 \cdot \frac{55}{125} = 239.98kN/m$

Αντοχή λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος σύμφωνα με τη σχέση (4.18): $vc_{,rd} = 473.44kN/m > v_{led,a-a}$

$L_v = H_{tot} - H_p = 15 - 7.3 = 7.7cm$

Για θλιβόμενο πέλμα: $\cot\theta = 1,20 - \tan\theta = 0,833$

Για οπλισμό $\Phi 10/150 \rightarrow \frac{Asf}{sf} = \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot 0.15} = 5.236 \text{ cm}^2/m$ και σύμφωνα με τη σχέση (4.19)

υπολογίζεται $vs_{,rd} = 227.65kN/m < v_{led,a-a}$ Οριακά δεν επαρκεί

Τομή b-b

$v_{l,ed,b-b} = v_{led} = 545,42 \text{ kN/m}$

Αντοχή λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος σύμφωνα με τη σχέση (4.18): $vc_{,rd} = 1979,8kN/m > v_{led,b-b}$

$L_v = 2 \cdot hc + d = 2 \cdot 15 + 2.2 = 32.2cm$

Για εφελκόμενο πέλμα: $\cot\theta = 1,20 - \tan\theta = 0,833$

Για οπλισμό $\Phi 10/150 \rightarrow \frac{Asf}{sf} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot 0.15} = 2 \cdot 5.236 \text{ cm}^2/m$ και σύμφωνα με τη σχέση

(4.19) υπολογίζεται $vs_{,rd} = 523,60kN/m < v_{led,a-a}$ Οριακά δεν επαρκεί

Είναι φανερό πως για πλαστική ανάλυση ο οπλισμός δεν επαρκεί οριακά στον έλεγχο κάλυψης πλάκας σκυροδέματος έναντι διαμήκουσ διάτμησης. Μία λύση θα ήταν να πυκνωθεί ο οπλισμός στα κρίσιμα σημεία σε Φ10/125. Η λύση αυτή δίνει ποσοστό οπλισμού

$$\frac{Asf}{sf} = \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot 0.125} = 6,283 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ και άρα αντοχή για την τομή a-a: } V_{s,rd} = 6.283 \cdot \frac{50}{1.15} \cdot 1 = 273.17 \text{ kN/m} > v_{led,a-a} \text{ και } V_{s,rd} = 2 \cdot 6,283 \cdot \frac{50}{1.15} \cdot 1 = 546,35 \text{ kN/m} > v_{led,b-b}.$$

Μία ακόμα λύση είναι να υπολογιστεί η δρώσα διαμήκης διάτμηση με ελαστική ανάλυση, με την προϋπόθεση πως $M_{el} < M_{el,rd}$.

Γνωρίζοντας τα αδρανειακά μεγέθη της σύμμικτης διατομής, $I_i = 35937.02 \text{ cm}^4$ και το ύψος του Κ.Β της σύμμικτης διατομής από άνω ίνα σκυροδέματος $Z_i = 10.8845 \text{ cm}$, υπολογίζεται η ροπή αντίστασης κάθε ίνας της διατομής και συνεπώς η μέγιστη καμπτική ροπή που μπορεί να παραλάβει αυτή η ίνα χρησιμοποιώντας τον τύπο:

$$M_{el,rd} = W_{el,rd} \cdot f_{y,d} \quad (4.20)$$

$$\text{Όπου: } W_{el} = W = \frac{I_i}{Z - Z_i} \quad (4.21)$$

	Ct	Cb	At	Ab	
Z (cm)	0	7,7	15	45	Απόσταση ίνας από άνω ίνα σκυροδέματος
W (cm³)	-3301,68	-77701	8732,014	1053,391	Ροπή αντίστασης: $W = I_i / (Z - Z_i)$
M (kNm)	-4677,39	-1100,76	3099,865	373,9539	Μέγιστη καμπτική ροπή: $M = W \cdot f$

Πίνακας 4. 8 Ροπές αντίστασης και Ελαστικές ροπές αντοχής σύμμικτης διατομής

Όπου: Ct: Άνω ίνα σκυροδέματος, Cb: Κάτω ίνα σκυροδέματος, At: Άνω ίνα χάλυβα, Ab: Κάτω ίνα χάλυβα. Επίσης η ροπή αντίστασης των ινών του σκυροδέματος προκύπτει από τον τύπο $W = \frac{I_i}{Z - Z_i} \cdot n$, όπου n είναι ο λόγος μέτρων ελαστικότητας E_a/E_c .

Από τον Πίνακα 4.8 προκύπτει ως η ελάχιστη, ελαστική ροπή αντίστασης $M_{el,rd} = 373.95 \text{ kNm} > M_{ed}$ συνεπώς μπορεί να υπολογιστεί η ελαστική διαμήκης διάτμηση ως ανάλογη της τέμνουσας δύναμης επί της διαδοκίδας με την σχέση:

$$V_I = \frac{V_{ed} \cdot S_c}{I_i} \quad (4.22)$$

Η στατική ροπή πλάκας σκυροδέματος ως προς το Κ.Β της σύμμικτης υπολογίζεται ως:

$$S_c = \frac{A_c}{n} \cdot \Delta z_c + A_s \cdot \Delta z_s = 1028,416 \text{ cm}^3 \quad (4.23)$$

Απόσταση κέντρου βάρους σύμμικτης από κέντρο βάρους σκυροδέματος:

$$\Delta z_c = Z_i - H_c/2 = 7.0345 \text{ cm} \quad (4.24)$$

Απόσταση κέντρου βάρους οπλισμού από κέντρο βάρους σκυροδέματος

$$\Delta z_c = Z_i - c/2 = 6,8845 \text{ cm} \quad (4.25)$$

Αφού η δρώσα διαμήκης διάτμηση είναι ανάλογη της τέμνουσας δύναμης, θα λαμβάνει την μέγιστη τιμή της στα άκρα της διαδοκίδας και θα μηδενίζεται στη μέση. Εάν ο έλεγχος του οπλισμού επαρκεί για τη μέγιστη τιμή τότε θα επαρκεί σε όλο το μήκος της διαδοκίδας.

Υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (4.22) $V_{I,el,max} = 248.40 \text{ kN/m}$

Για διατήρηση σπλισμού Φ10/150:

Τομή a-a

$$V_{led,a-a} = 248.40 \cdot \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot}} = 248.4 \cdot 0.44 = 109.3 \text{ kN/m}$$

$$V_{s,rd} = 5.236 \cdot \frac{50}{1.15} \cdot 1 = 227.65 \text{ kN/m} > 109.30 \text{ kN/m} = V_{led,a-a}$$

Τομή b-b

$$V_{led,b-b} = 248.40 \text{ kN/m}$$

$$V_{s,rd} = 2 \cdot 5.236 \cdot \frac{50}{1.15} \cdot 1 = 455.30 \text{ kN/m} > 248.40 \text{ kN/m} = V_{led,b-b}$$

4.3 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα φορτίζονται με μεγάλες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις, αλλά και με ροπές κάμψης περί τους δύο άξονές τους. Η ροπή ως ένταση προκύπτει λόγω πλαισιακής λειτουργίας στον άξονα X (καθολικό κατασκευής) αλλά και λόγω της σεισμικής δράσης. Η διαστασιολόγηση που θα ακολουθήσει αφορά τα υποστυλώματα της σύμμικτης κατασκευής με συνολικό ύψος 9,50m.

Οι έλεγχοι που θα γίνουν είναι οι εξής:

1. Έλεγχος έναντι θλίψης
2. Έλεγχος έναντι καθαρής κάμψης (και στους δύο άξονες της διατομής)
3. Έλεγχος έναντι τέμνουσας δύναμης
4. Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και τέμνουσας
5. Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής
6. Έλεγχοι ευστάθειας, και συγκεκριμένα:
 - 6.1 Έλεγχος έναντι πλευρικού λυγισμού περί τον άξονα y
 - 6.2 Έλεγχος έναντι πλευρικού λυγισμού περί τον άξονα z
 - 6.3 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
 - 6.4 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υπό θλίψη και κάμψη

Για όλους τους παραπάνω ελέγχους πρέπει να βρεθεί το δυσμενέστερο μέλος καθώς και ο κρισιμότερος συνδυασμός φόρτισης που δίνει τα κρισιμότερα εντατικά μεγέθη. Το υποστυλώμα βρίσκεται στο μέσον της σύμμικτης κατασκευής, γειτονικό της δικτυωτής κατασκευής. Τα μέγιστα όμως εντατικά μεγέθη δεν προκύπτουν από έναν συνδυασμό φόρτισης, έτσι θα πρέπει να εξεταστούν διαφορετικές περιπτώσεις φόρτισης.

Το υποστυλώμα αυτό έχει συνολικό μήκος 9,5μ, αλλά στα 5.00μ από το έδαφος εξασφαλίζεται πλευρικά από μία κύρια και δύο δευτερεύουσες δοκούς. Έτσι θα πρέπει να εξεταστεί ξεχωριστά το κάτω τμήμα από το άνω, καθώς η ένταση διαφέρει. Οι κρισιμότεροι συνδυασμοί φόρτισης που δίνουν τα μέγιστα εντατικά μεγέθη φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

	Άνω/ Κάτω τμήμα	Ύψος z (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	V (kN)
COMB2	Κάτω	0	1062,28	0	0	72,94
		5	1062,28	-365,7	1,45	422,77
	Άνω	5	1062,28	925,66	-10	422,77
		9,5	285,83	-659,7	0	210
COMB3	Κάτω	0	1060,81	0	-2,4	57,3
		5	1060,81	-286,51	2,75	439,3
	Άνω	5	1060,81	966,77	-10	439,3
		9,5	285,45	-655,4	0	201,64
COMB1_SEISM	Κάτω	0	543,96	0	11,34	0,9
		5	543,96	-255	10,17	0,9
	Άνω	5	543,96	385,98	0	177,94
		9,5	181,73	-418,41	0	177,94
COMB3_SEISM	Κάτω	0	542,57	0	26,63	15,01
		5	542,57	-152,5	21,35	211,33
	Άνω	5	542,57	429,1	21,35	211,33
		9,5	181,18	-410,13	0	111,38

Πίνακας 4. 9 Δυσμενέστεροι συνδυασμοί και ένταση κρισιμότερου υποστυλώματος

Είναι φανερό πως για τους συνδυασμούς COMB1 και COMB2 τα εντατικά μεγέθη αξονικής ροπής My και τέμνουσας είναι μεγαλύτερα, αλλά είναι σχεδόν μηδενική η ροπή Mz. Για τον λόγο αυτό θα ελεγχθούν και οι σεισμικοί συνδυασμοί COMB_SEISM και COMB3_SEISM. Μεταξύ των δύο αυτών είναι φανερό πως κρισιμότερος είναι ο COMB3_SEISM σε όλο το ύψος του υποστυλώματος.

Βάσει του παραπάνω πίνακα θα ελεγχθεί το κάτω μέρος του υποστυλώματος για τον COMB2 όπου έχει μέγιστη θλιπτική αξονική και μέγιστη τριγωνική κατανομή της ροπής My. Επίσης θα γίνει έλεγχος για το άνω μέρος του υποστυλώματος για τον συνδυασμό COMB3, όπου πάλι έχει μέγιστη θλιπτική αξονική αλλά και μέγιστες ροπές My μη τριγωνικής κατανομής. Από τον συνδυασμό COMB3_SEISM θα ελεγχθεί και το κάτω και το άνω μέρος του υποστυλώματος, καθώς κάθε τμήμα σημειώνει διαφορετική μέγιστη ένταση. Συγκεκριμένα, το κάτω τμήμα έχει μέγιστη αξονική, τριγωνική κατανομή ροπών My και μέγιστη τραπεζοειδή κατανομή Mz, ενώ το άνω τμήμα έχει ίδια θλιπτική αξονική, ροπές My διαφορετικού προσήμου άνω και κάτω και τριγωνική κατανομή Mz.

Τα υποστυλώματα θα είναι της σειράς πρότυπων διατομών HEB, και βάσει των δρώντων εντατικών μεγεθών θα εξεταστούν διατομές από την HEB400 και πάνω. Στα πλαίσια της προδιαστασιολόγησης, και για να μην γίνουν πολλές επαναλήψεις των ελέγχων υπολογίζονται αρχικά οι αντοχές σε θλίψη, κάμψη και τέμνουσα και βάσει αυτών θα επιλεγεί η διατομή για την οποία θα γίνουν και οι υπόλοιποι έλεγχοι

$$\text{Αντοχή έναντι θλίψης: } N_{c,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} \quad (4.26)$$

$$\text{Αντοχή έναντι Κάμψης: } M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma M_0} \quad (4.4)$$

$$\text{Αντοχή έναντι τέμνουσας } V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma M_0} \quad \text{όπου:} \quad (4.5)$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f \quad (4.6)$$

Με την βοήθεια ενός λογιστικού φύλλου excel υπολογίζονται οι αντοχές αυτές για τις διατομές που φαίνονται στον Πίνακα 4.10.

	HEB340	HEB360	HEB400	HEB450
Nc,rd (kN)	6070,5	6425,5	7029	7739
Mpl,rd (kNm)	854,84	952,465	1147,36	1413,61
Vpl,rd (kN)	1151,667	1249,483	1438,815	1633,116

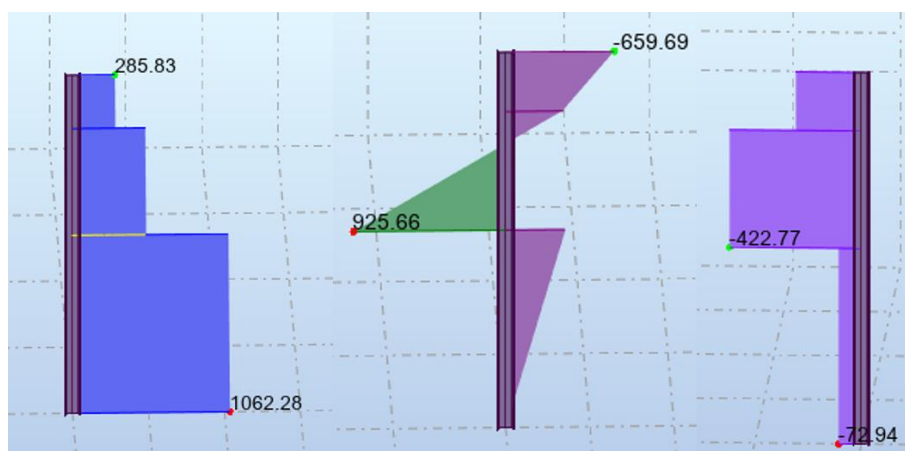
Πίνακας 4. 10 Αντοχή πιθανών διατομών για τα υποστυλώματα

Η μέγιστη ροπή που ασκείται στα υποστυλώματα είναι περί τον y άξονα και ίση με $M_{y,ed} = 966.77 \text{ kNm}$ όπως θα δειχτεί και παρακάτω. Επιλέγεται διατομή HEB400 που ικανοποιεί όλους τους προκαταρκτικούς ελέγχους και βάσει αυτής θα πραγματοποιηθούν όλοι οι υπόλοιποι.

HEB400	h(cm)	b(cm)	tw(cm)	tf(cm)	r(cm)	hw(cm)	A(cm ²)	Iy(cm ⁴)
	40	30	1,35	2,4	2,7	29,8	198	57680
	Wy(cm ³)	Iz(cm ⁴)	Wz(cm ³)	Wpl,y (cm ³)	It (cm ⁴)	Iw (cm ⁶)	Wpl,z (cm ³)	
	2880	10820	721	3232	357	3817000	1104	

Πίνακας 4. 11 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής HEB400

Συνδυασμός φόρτισης COMB2



Εικόνα 4. 37 Εντατικά μεγέθη Αξονικής (αριστερά) Ροπής (κέντρο) και Τέμνουσας (δεξιά) για τον COMB2

$$N_{ed} = 1062.28 \text{ kN}$$

$$M_{b,ed} = 0.00 \text{ kNm}$$

$$M_{t,ed} = -365.70 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 72.94 \text{ kN}$$

Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (4.26), (4.4) και (4.5) γίνονται έλεγχοι έναντι θλίψης, κάμψης και διάτμησης:

$$N_{c,rd} = 7029 \text{ kN} > 1062.28 \text{ kN} = N_{ed}$$

$$M_{pl,rd} = 1147,36 \text{ kNm} > 365.70 \text{ kNm} = M_{y,ed}$$

$$V_{pl,rd} = 1438,815 \text{ kN} > 72.94 \text{ kN} = V_{ed}$$

Αλληλεπίδραση κάμψης με τέμνουσα

Ο έλεγχος αυτός μπορεί να αμελείται εφόσον η δρώσα τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από το 50% της πλαστικής τέμνουσας αντοχής της διατομής. Εδώ ισχύει:

$$V_{ed} = 72.94 \text{ kN} < 0.50 * 1438.815 = 719.41 \text{ kN}. \text{ Άρα ο έλεγχος μπορεί να αμεληθεί.}$$

Αλληλεπίδραση κάμψης με αξονική δύναμη

Ο έλεγχος αυτός αφορά κυρίως τα υποστυλώματα σε μία πλαισιωτή κατασκευή όπου εμφανίζονται μεγάλες αξονικές δυνάμεις σε συνδυασμό με καμπτικές ροπές. Η διατομή τείνει να «αναλίσκείται» στην αντιμετώπιση της αξονικής και έτσι μειώνεται η αντοχή σε κάμψη. Παρόλα αυτά, και αυτός ο έλεγχος μπορεί να αμελείται εάν ισχύουν ταυτόχρονα οι παρακάτω προϋποθέσεις:

$N_{ed} < 0.25N_{pl,rd}$ και $N_{ed} < 0.50h_w * t_w * f_y / \gamma_{M0}$. Εδώ ισχύει:

$$N_{ed} = 1062.28 < 0.25 * 7029 = 1757.25 \text{ kN}$$

$N_{ed} = 1062.28 > 0.50 * 29.8 * 1.35 * 35.5 = 714.08 \text{ kN}$ Άρα πρέπει να απομειωθεί η αντοχή σε κάμψη της διατομής.

Η νέα ροπή αντοχής της διατομής δίνεται από τον τύπο:

$$M_{n,y,rd} = M_{pl,rd} * (1-n) * (1-0.50a), \text{ όπου:} \quad (4.27)$$

$$n = N_{ed} / N_{pl,rd} = 0.151 \quad (4.28)$$

$$a = \frac{A - 2b * t_f}{A} = 0.272727 \quad (4.29)$$

Υπολογίζεται από την (4.27) $M_{n,y,rd} = 1127,745 \text{ kNm} > 365.70 \text{ kNm} = M_{ed}$ και $M_{n,z,rd} = M_{pl,rd} = 1147.36 \text{ kNm}$ (διότι $n < a$)

Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Αποτελεί την βασικότερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών. Η απώλεια ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετατόπισή του σε μία καμπλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή ασθενή του άξονα. Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους προσδιορίζεται από τον τύπο:

$$N_{b,rd} = \chi * \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.30)$$

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

$$\phi = 0.5 * [1 + a(\lambda - 0.2) + \lambda^2] \quad (4.32)$$

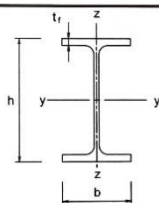
$$\lambda = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} \quad (4.33)$$

Ο συντελεστής α είναι ο συντελεστής ατελειών και εξαρτάται από την καμπύλη λυγισμού της μεταλλικής διατομής.

Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 4. 12 Συντελεστής ατελειών α [1]

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	a_0
			z - z	a_0
	$h/b \leq 1,2$	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y	a
			z - z	a
$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y	a	
		z - z	a	
$h/b \leq 1,2$	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y	c	
		z - z	c	

Πίνακας 4. 13 Καμπύλη λυγισμού διατομής [1]

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} : \text{Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού} \quad (4.34)$$

L_{cr} : Ισοδύναμο μήκος λυγισμού μέλους

Το υποστυλώμα είναι διατομής HEB400 και συνεπώς μπορεί να καμφθεί περί τους 2 άξονες συμμετρίας της διατομής. Για τον λόγο αυτό θα ελεγχθεί ο λυγισμός περί τα 2 επίπεδα. Το μήκος λυγισμού του υποστυλώματος είναι το μήκος μεταξύ πλευρικών εξασφαλίσεων σε κάθε διεύθυνση κάμψης. Στην περίπτωση αυτή το ύψος του υποστυλώματος είναι 5,00m χωρίς κάποια ενδιάμεση υποστήριξη, οπότε: $L = L_{cr,y} = L_{cr,z} = 5.00\text{m} = 500\text{cm}$.

Με βάση τον Πίνακα 4.13, για $\frac{h}{b} = 1.333 > 1.20$ και $t_f < 40\text{mm}$ προκύπτει καμπύλη λυγισμού για κάμψη y-y : a και άρα $\alpha = 0,21$ και καμπύλη λυγισμού για κάμψη z-z : b και άρα $\alpha = 0,34$.

Διεύθυνση y-y

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 21000 \cdot 57680}{500^2} = 47819.18 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = 0.3834$$

$$\Phi_y = 0.59275$$

$$\chi_y = 0.9571$$

$$N_{b,rd,y} = \chi_y \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 6727.49 \text{ kN} > 1062.28 \text{ kN}$$

Διεύθυνση z-z

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 21000 \cdot 10820}{500^2} = 47819.18 \text{ kN}$$

$$\lambda_z = 0.8852$$

$$\Phi_z = 1.0828$$

$$\chi_z = 0.67068$$

$$N_{b,rd,z} = \chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 4714.227 \text{ kN} > 1062.28 \text{ kN}$$

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Το κάτω τμήμα του υποστυλώματος μήκους $L=5.00\text{m}$ δεν εξασφαλίζεται σε ενδιάμεσα σημεία πλευρικά, οπότε στους τύπους υπολογισμού θα ληφθεί $L=5.00\text{m}=500\text{cm}$

Η ροπή αντοχής προσδιορίζεται από τον τύπο:

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.7)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad (4.8)$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + a_{LT}(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] \quad (4.9)$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (4.10)$$

Ο συντελεστής a_{LT} εξαρτάται από την καμπύλη λυγισμού της μεταλλικής διατομής. Συγκεκριμένα, για ελατή συμμετρική διατομή διπλού “ταυ”, με $h/b = 1,333 < 2.00$, ο συντελεστής $a_{LT} = 0.21$.

Στην περίπτωση μέλους σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας, με συνήθεις στρεπτικές στηρίξεις, υποκείμενης σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, η κρίσιμη ροπή λυγισμού M_{cr} δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$M_{cr} = C1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C2 z_g - C3 z_j)^2} - (C2 z_g - C3 z_j) \right\} \quad (4.11)$$

$C1, C2, C3$: Συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

I_t : Σταθερά στρέψης

I_w : Σταθερά στρέβλωσης

I_z : Ροπή αδράνειας ως προς ασθενή άξονα

$k=0,50$: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψιν τις συνθήκες στήριξης μεταξύ πλευρικών εξασφαλίσεων. Στην συγκεκριμένη περίπτωση όπου το υποστύλωμα θεωρείται πακτωμένο στην βάση του και συνδέεται με συνδέσεις ροπής με την κύρια δοκό, ο συντελεστής παίρνει την τιμή 0,50.

$k_w=1.00$: Συντελεστής που αφορά τη στρέβλωση. Στη συγκεκριμένη περίπτωση απλών πλευρικών εξασφαλίσεων λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα

$z_g = z_j = 0.00$: Καθώς η διατομή είναι διπλά συμμετρική και τα φορτία ασκούνται στον κεντροβαρικό άξονα.

Οι συντελεστές $C1, C2$ και $C3$ εξαρτώνται από την κατανομή της ροπής κατά μήκος του μέλους και τον συντελεστή k . Η κατανομή της ροπής στο μήκος $L=5.00\text{m}$ του υποστυλώματος είναι τριγωνική με $M_b=0.00\text{kNm}$ και $M_{top} = -365.70\text{kNm}$, και άρα $\psi = \frac{M_{top}}{M_{bot}} = 0$. Άρα $C1=2.15, C2=0, C3=2.15$.

Ανηγμένη λυγηρότητα: $\lambda_{LT} = 0.3642$

$\phi_{LT} = 0.5836$

$\chi_{LT} = 0.962$

$M_{b,rd} = 0.962 \cdot M_{n,y,rd} = 1084.90\text{kNm}$

$M_{ed} = 365.70\text{kNm} < 1084.90\text{kNm} = M_{b,rd}$

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών υπό θλίψη και κάμψη
 Ο βασικός τύπος ελέγχου της διατομής δίνεται από τις σχέσεις που φαίνονται στην εικόνα 4.38 [1]:

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

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

Εικόνα 4. 38 Σχέσεις ελέγχου ευστάθειας μέλους υπό θλίψη και κάμψη

N_{ed} , $M_{y,ed}$ και $M_{z,ed}$: Δρώντα εντατικά μεγέθη στη διατομή
 $\Delta M_{y,ed}$ και $\Delta M_{z,ed}$: Επιπλέον ροπές που αφορούν διατομές κατηγορίας 4
 χ_y , χ_z , και χ_{LT} : Μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού και πλευρικού λυγισμού αντίστοιχα
 k_{yy} , k_{zz} , k_{yz} και k_{zy} : Συντελεστές αλληλεπίδρασης όπου φαίνονται στην Εικόνα 4.39 [1]:

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I, ορθογωνικές κοίλες διατομές (RHS)	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	διατομές I, διατομές RHS	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	διατομές I, διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Εικόνα 4. 39 Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή	C_{my} και C_{mz} και C_{mLT}		
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο	
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
	$\alpha_s = M_1 / M_2$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
		$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
		$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	
			$0,90 + 0,10\alpha_h$	
			$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$	

Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{mz} = 0,9$ αντίστοιχα.
 Τα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:
 συντελεστής αξονας στήριξης σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση
 C_{my} y-y z-z
 C_{mz} z-z y-y
 C_{mLT} y-y y-y

Εικόνα 4. 40 Υπολογισμός συντελεστών C

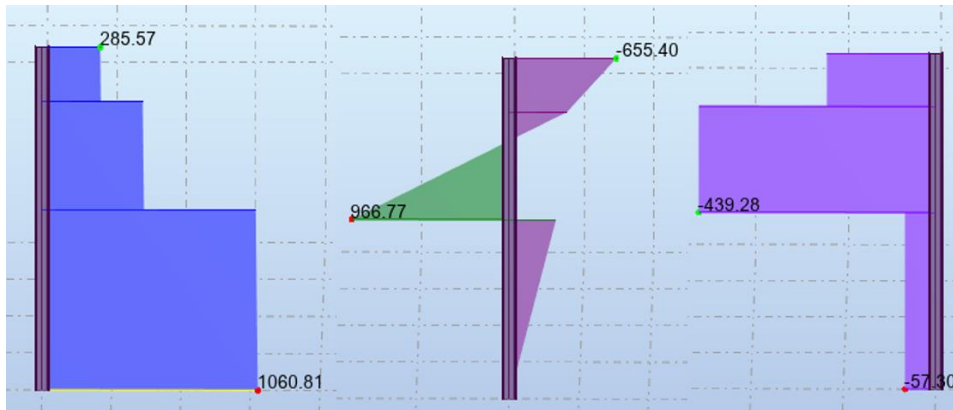
Σύμφωνα με τα διαγράμματα ροπής κάμψης στους y-y και z-z άξονες υπολογίζονται: $C_{my}=0.60$, $C_{mz}=0.60$ και $C_{mLT}=0.60$. Ομοίως υπολογίζονται οι συντελεστές αλληλεπίδρασης $k_{yy}=0.61737$, $k_{zz}=0.70816$, $k_{yz}=0.424896$ και $k_{zy}=0.9356186$.

$$\text{Έλεγχος: } \frac{1062.28}{0.957 \cdot 7029} + 0.61737 \cdot \frac{365.70}{0.962 \cdot 1127.75} = 0.362 < 1.00$$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{1062.28}{0.6707 \cdot 7029} + 0.93562 \cdot \frac{365.70}{0.962 \cdot 1127.75} = 0.5353 < 1.00$$

Η διατομή HEB400 ικανοποιεί όλους τους ελέγχους για τον συνδυασμό φόρτισης COMB2.

Συνδυασμός φόρτισης COMB3



Εικόνα 4. 41 Εντατικά μεγέθη Αξονικής (αριστερά) Ροπής (κέντρο) και Τέμνουσας (δεξιά) για τον COMB3

$$N_{ed} = 497.98 \text{ kN}$$

$$M_{b,ed} = -966.77 \text{ kNm}$$

$$M_{t,ed} = -655.40 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 439.28 \text{ kN}$$

Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (4.26), (4.4) και (4.5) γίνονται έλεγχοι έναντι θλίψης, κάμψης και διάτμησης:

$$N_{c,rd} = 7029 \text{ kN} > 497.98 \text{ kN} = N_{ed}$$

$$M_{pl,rd} = 1147.36 \text{ kNm} > 966.77 \text{ kNm} = M_{y,ed}$$

$$V_{pl,rd} = 1438.815 \text{ kN} > 439.28 \text{ kN} = V_{ed}$$

Αλληλεπίδραση κάμψης με τέμνουσα

Ο έλεγχος αυτός μπορεί να αμελείται εφόσον η δρώσα τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από το 50% της πλαστικής τέμνουσας αντοχής της διατομής. Εδώ ισχύει:

$$V_{ed} = 439.28 \text{ kN} < 0.50 \cdot 1438.815 = 719.41 \text{ kN}. \text{ Άρα ο έλεγχος μπορεί να αμεληθεί.}$$

Αλληλεπίδραση κάμψης με αξονική δύναμη

Ο έλεγχος αυτός αφορά κυρίως τα υποστυλώματα σε μία πλαισιωτή κατασκευή όπου εμφανίζονται μεγάλες αξονικές δυνάμεις σε συνδυασμό με καμπτικές ροπές. Η διατομή τείνει να «αναλίσκεται» στην αντιμετώπιση της αξονικής και έτσι μειώνεται η αντοχή σε

κάμψη. Παρόλα αυτά, και αυτός ο έλεγχος μπορεί να αμελείται εάν ισχύουν ταυτόχρονα οι παρακάτω προϋποθέσεις:

$N_{ed} < 0.25N_{pl,rd}$ και $N_{ed} < 0.50h_w*t_w*f_y/\gamma_{M0}$. Εδώ ισχύει:

$$N_{ed} = 497,98 < 0.25*7029 = 1757,25 \text{ kN}$$

$N_{ed} = 497,98 > 0.50*29,8*1,35*35,5 = 714,08 \text{ kN}$ Άρα μπορεί να αμεληθεί η αλληλεπίδραση κάμψης με αξονική.

Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Εξετάζεται το άνω μέρος του υποστυλώματος διατομής HEB400 όπου το συνολικό μήκος είναι ίδιο με το μήκος μεταξύ πλευρικών εξασφαλίσεων και ίσο με $L = L_{cr,y} = L_{cr,z} = 4,50 \text{ m} = 450 \text{ cm}$. Επίσης ο συντελεστής ατελειών α δεν μεταβάλλεται καθώς η διατομή παραμένει ίδια με παραπάνω. Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (4.30) έως (4.34) υπολογίζονται

Διεύθυνση y-y

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 21000 * 57680}{450^2} = 59036,32 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = 0,345$$

$$\Phi_y = 0,57476$$

$$X_y = 0,966722$$

$$N_{b,rd,y} = \chi_y * \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} = 6795,09 \text{ kN} > 497,98 \text{ kN}$$

Διεύθυνση z-z

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 21000 * 10820}{450^2} = 11074,43 \text{ kN}$$

$$\lambda_z = 0,79668$$

$$\Phi_z = 0,9188$$

$$X_z = 0,7265$$

$$N_{b,rd,z} = \chi_z * \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} = 5106,56 \text{ kN} > 497,98 \text{ kN}$$

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Ο τύπος υπολογισμού της κρίσιμης ροπής λυγισμού είναι ίδιος, αλλά μεταβάλλονται οι συντελεστές C1, C2 και C3 καθώς αλλάζει οι συνθήκες φόρτισης. Ο λόγος $\psi = M_b/M_t = 0,678$, και για $k=0,50$, έχουμε: $C1 = 3,2745$, $C2 = 0,00$, $C3 = 1,1915$. Κάνοντας χρήση των εξισώσεων (4.7) έως (4.11) υπολογίζονται:

$$M_{cr} = 15083,25 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{LT} = 0,2758$$

$$\Phi_{LT} = 0,546$$

$$X_{LT} = 0,983$$

$$M_{b,rd} = 0,983 * M_{pl,rd} = 1127,953 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 966,77 \text{ kNm} < 1127,953 \text{ kNm} = M_{b,rd}$$

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών υπό θλίψη και κάμψη

Σύμφωνα με τα διαγράμματα ροπής κάμψης στους y-y και z-z άξονες υπολογίζονται: $C_{my} = 0,8712$, $C_{mz} = 0,60$ και $C_{mLT} = 0,8712$. Ομοίως υπολογίζονται οι συντελεστές αλληλεπίδρασης $k_{yy} = 0,8804$, $k_{zz} = 0,6468$, $k_{yz} = 0,3881$ και $k_{zy} = 0,9843$.

$$\text{Έλεγχος: } \frac{497,98}{0,9667 * 7029} + 0,8804 * \frac{966,77}{0,983 * 1147,36} = 0,8279 < 1,00$$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{497,98}{0,7265 * 7029} + 0,9843 * \frac{966,77}{0,983 * 1147,36} = 0,9412 < 1,00$$

Η διατομή HEB400 ικανοποιεί όλους τους ελέγχους για τον συνδυασμό φόρτισης COMB3.

Συνδυασμός φόρτισης COMB3_SEISM- Κάτω τμήμα υποστυλώματος L=5.00m



Εικόνα 4. 42 Εντατικά μεγέθη Αξονικής (αριστερά) Ροπής (κέντρο) και Τέμνουσας (δεξιά) για τον COMB3_SEISM

$N_{ed} = 542.57 \text{ kN}$
 $M_{b,ed} = 0.00 \text{ kNm}$
 $M_{t,ed} = -152.50 \text{ kNm}$
 $M_{b,ed,z} = 26.63 \text{ kNm}$
 $M_{t,ed,z} = 21.35 \text{ kNm}$
 $V_{ed} = 15.01 \text{ kN}$

Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (4.26), (4.4) και (4.5) γίνονται έλεγχοι έναντι θλίψης, κάμψης και διάτμησης:

$$N_{c,rd} = 7029 \text{ kN} > 542.57 \text{ kN} = N_{ed}$$

$$M_{pl,rd,y} = 1147.36 \text{ kNm} > 152.50 \text{ kNm} = M_{y,ed} \text{ και}$$

$$M_{pl,rd,z} = 1147.36 \text{ kNm} > 26.63 \text{ kNm} = M_{z,ed}$$

$$V_{pl,rd} = 1438.815 \text{ kN} > 15.01 \text{ kN} = V_{ed}$$

Αλληλεπίδραση κάμψης με τέμνουσα

Ο έλεγχος αυτός μπορεί να αμελείται εφόσον η δρώσα τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από το 50% της πλαστικής τέμνουσας αντοχής της διατομής. Εδώ έχουμε:

$$V_{ed} = 15.01 \text{ kN} < 0.50 * 1438.815 = 719.41 \text{ kN}. \text{ Άρα ο έλεγχος μπορεί να αμεληθεί.}$$

Αλληλεπίδραση κάμψης με αξονική δύναμη

Ο έλεγχος αυτός αφορά κυρίως τα υποστυλώματα σε μία πλαισιωτή κατασκευή όπου εμφανίζονται μεγάλες αξονικές δυνάμεις σε συνδυασμό με καμπτικές ροπές. Η διατομή τείνει να «αναλίσκεται» στην αντιμετώπιση της αξονικής και έτσι μειώνεται η αντοχή σε κάμψη. Παρόλα αυτά, και αυτός ο έλεγχος μπορεί να αμελείται εάν ισχύουν ταυτόχρονα οι παρακάτω προϋποθέσεις:

$$N_{ed} < 0.25 N_{pl,rd} \text{ και } N_{ed} < 0.50 h w * t_w * f_y / \gamma M_0. \text{ Εδώ ισχύει:}$$

$$N_{ed} = 542.57 < 0.25 * 7029 = 1757.25 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 542.57 > 0.50 * 29.8 * 1.35 * 35.5 = 714.08 \text{ kN} \text{ Άρα μπορεί να αμεληθεί η αλληλεπίδραση κάμψης με αξονική.}$$

Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Εξετάζεται το κάτω μέρος του υποστυλώματος διατομής HEB400 όπου το συνολικό μήκος είναι ίδιο με το μήκος μεταξύ πλευρικών εξασφαλίσεων και ίσο με $L = L_{cr,y} = L_{cr,z} = 5,00\text{m} = 500\text{cm}$. Επίσης ο συντελεστής ατελειών α δεν μεταβάλλεται καθώς η διατομή παραμένει ίδια με παραπάνω. Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (4.30) έως (4.34) υπολογίζονται

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 21000 \cdot 57680}{500^2} = 47819,42 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = 0,3834$$

$$\Phi_y = 0,59275$$

$$\chi_y = 0,9571$$

$$N_{b,rd,y} = \chi_y \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 6727,49 \text{ kN} > 542,87 \text{ kN}$$

Διεύθυνση z-z

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 21000 \cdot 10820}{500^2} = 8970,29 \text{ kN}$$

$$\lambda_z = 0,8852$$

$$\Phi_z = 1,0083$$

$$\chi_z = 0,6707$$

$$N_{b,rd,z} = \chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 4714,23 \text{ kN} > 542,87 \text{ kN}$$

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Ο τύπος υπολογισμού της κρίσιμης ροπής λυγισμού είναι ίδιος, αλλά μεταβάλλονται οι συντελεστές $C1$, $C2$ και $C3$ καθώς αλλάζει οι συνθήκες φόρτισης. Ο λόγος $\psi = M_b/M_t = 0,00$, και για $k=0,50$, έχουμε: $C1 = 2,15$, $C2 = 0,00$, $C3 = 2,15$. Κάνοντας χρήση των εξισώσεων (4.7) έως (4.11) υπολογίζονται:

$$M_{cr} = 8648,35 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{LT} = 0,3642$$

$$\Phi_{LT} = 0,5836$$

$$\chi_{LT} = 0,9620$$

$$M_{b,rd} = 0,962 \cdot M_{pl,rd} = 1103,72 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 152,5 \text{ kNm} < 1103,72 \text{ kNm} = M_{b,rd}$$

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών υπό θλίψη και κάμψη

Σύμφωνα με τα διαγράμματα ροπής κάμψης στους y-y και z-z άξονες υπολογίζονται: $C_{my} = 0,60$, $C_{mz} = 0,9207$ και $C_{mLT} = 0,60$. Ομοίως υπολογίζονται οι συντελεστές αλληλεπίδρασης $k_{yy} = 0,60887$, $k_{zz} = 1,00$, $k_{yz} = 0,6033$ και $k_{zy} = 0,96712$.

$$\text{Έλεγχος: } \frac{542,57}{0,9571 \cdot 7029} + 0,60 \cdot \frac{152,50}{0,962 \cdot 1147,36} + 0,6033 \cdot \frac{26,63}{1147,36} = 0,1788 < 1,00$$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{542,57}{0,6707 \cdot 7029} + 0,96712 \cdot \frac{152,50}{0,962 \cdot 1147,36} + 1,00 \cdot \frac{26,63}{1147,36} = 0,272 < 1,00$$

Η διατομή HEB400 ικανοποιεί όλους τους ελέγχους για τον συνδυασμό φόρτισης COMB3_SEISM.

Άνω τμήμα υποστυλώματος υπό τον COMB3_SEISM. Τα εντατικά μεγέθη φαίνονται και στην Εικόνα 4.42.

$$N_{ed} = 293,00 \text{ kN}$$

$$M_{b,ed} = 429,09 \text{ kNm}$$

$$M_{t,ed} = -410,13 \text{ kNm}$$

$$M_{b,ed,z} = 21,35 \text{ kNm}$$

$$M_{t,ed,z} = 0.00 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 211.33 \text{ kN}$$

Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (4.26), (4.4) και (4.5) γίνονται έλεγχοι έναντι θλίψης, κάμψης και διάτμησης:

$$N_{c,rd} = 7029 \text{ kN} > 293,00 \text{ kN} = N_{ed}$$

$$M_{pl,rd,y} = 1147,36 \text{ kNm} > 429,09 \text{ kNm} = M_{y,ed} \text{ και}$$

$$V_{pl,rd} = 1438,815 \text{ kN} > 211,33 \text{ kN} = V_{ed}$$

Αλληλεπίδραση κάμψης με τέμνουσα

Ο έλεγχος αυτός μπορεί να αμελείται εφόσον η δρώσα τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από το 50% της πλαστικής τέμνουσας αντοχής της διατομής. Εδώ ισχύει:

$$V_{ed} = 211.33 \text{ kN} < 0.50 * 1438.815 = 719.41 \text{ kN}. \text{ Άρα ο έλεγχος μπορεί να αμεληθεί.}$$

Αλληλεπίδραση κάμψης με αξονική δύναμη

Ο έλεγχος αυτός αφορά κυρίως τα υποστυλώματα σε μία πλαισιωτή κατασκευή όπου εμφανίζονται μεγάλες αξονικές δυνάμεις σε συνδυασμό με καμπτικές ροπές. Η διατομή τείνει να «αναλίσκεται» στην αντιμετώπιση της αξονικής και έτσι μειώνεται η αντοχή σε κάμψη. Παρόλα αυτά, και αυτός ο έλεγχος μπορεί να αμελείται εάν ισχύουν ταυτόχρονα οι παρακάτω προϋποθέσεις:

$$N_{ed} < 0.25 N_{pl,rd} \text{ και } N_{ed} < 0.50 h w * t_w * f_y / \gamma_{M0}. \text{ Εδώ ισχύει:}$$

$$N_{ed} = 293.00 < 0.25 * 7029 = 1757.25 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 293.00 > 0.50 * 29.8 * 1.35 * 35.5 = 714.08 \text{ kN} \text{ Άρα μπορεί να αμεληθεί η αλληλεπίδραση κάμψης με αξονική.}$$

Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Εξετάζεται το άνω μέρος του υποστυλώματος διατομής HEB400 όπου το συνολικό μήκος είναι ίδιο με το μήκος μεταξύ πλευρικών εξασφαλίσεων και ίσο με $L = L_{cr,y} = L_{cr,z} = 4,50 \text{ m} = 450 \text{ cm}$. Επίσης ο συντελεστής ατελειών α δεν μεταβάλλεται καθώς η διατομή παραμένει ίδια με παραπάνω. Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (4.30) έως (4.34) υπολογίζονται Διεύθυνση y-y

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cr y}^2} = \frac{\pi^2 21000 * 57680}{450^2} = 59036.32 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = 0.345$$

$$\Phi_y = 0,5748$$

$$X_y = 0.9667$$

$$N_{b,rd,y} = \chi_y * \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} = 6795.09 \text{ kN} > 293.00 \text{ kN}$$

Διεύθυνση z-z

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr z}^2} = \frac{\pi^2 21000 * 10820}{450^2} = 11074.43 \text{ kN}$$

$$\lambda_z = 0.7967$$

$$\Phi_z = 0.9188$$

$$X_z = 0.7265$$

$$N_{b,rd,z} = \chi_z * \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} = 5106.56 \text{ kN} > 293.00 \text{ kN}$$

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Ο τύπος υπολογισμού της κρίσιμης ροπής λυγισμού είναι ίδιος, αλλά μεταβάλλονται οι συντελεστές C1, C2 και C3 καθώς αλλάζει οι συνθήκες φόρτισης. Ο λόγος $\psi = M_b/M_t = -0.95581$, και για $k=0.50$, έχουμε: $C1= 3.1842$, $C2= 0.00$, $C3= 0.00$. Κάνοντας χρήση των εξισώσεων (4.7) έως (4.11) υπολογίζονται:

$$M_{cr} = 14705.54 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{LT} = 0.279325$$

$$\Phi_{LT} = 0.54734$$

$$X_{LT} = 0.9823$$

$$M_{b,rd} = 0.9823 * M_{pl,rd} = 1127.03 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 429.09 \text{ kNm} < 1127.03 \text{ kNm} = M_{b,rd}$$

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών υπό θλίψη και κάμψη

Σύμφωνα με τα διαγράμματα ροπής κάμψης στους y-y και z-z άξονες υπολογίζονται: $C_{my}=0.40$, $C_{mz}=0.60$ και $C_{mLT}=0.40$. Ομοίως υπολογίζονται οι συντελεστές αλληλεπίδρασης $k_{yy}= 0.4025$, $k_{zz}=0.62754$, $k_{yz}= 0.3765$ και $k_{zy}= 0.96175$.

$$\text{Έλεγχος: } \frac{293.00}{0.9667*7029} + 0.4025 * \frac{429.09}{0.9823*1147.36} + 0.3765 * \frac{21.35}{1147.36} = 0.2034 < 1.00$$

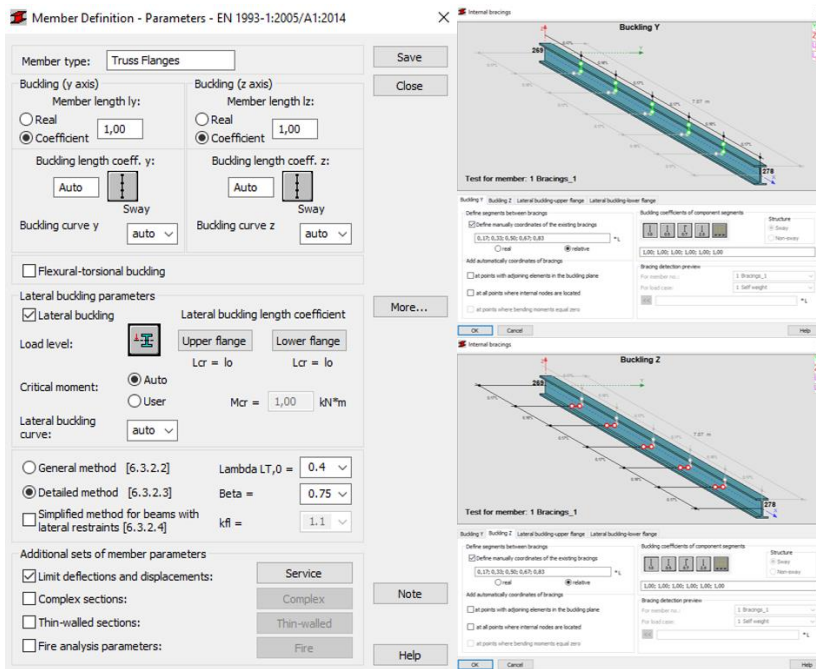
$$\text{Έλεγχος: } \frac{293.00}{0.7265*7029} + 0.96175 * \frac{429.09}{0.9823*1147.36} + 0.62754 * \frac{21.35}{1147.36} = 0.435 < 1.00$$

Η διατομή HEB400 ικανοποιεί όλους τους ελέγχους για τον συνδυασμό φόρτισης COMB3_SEISM.

Για όλα τα υποστυλώματα θα γίνει χρήση της πρότυπης διατομής HEB400 η οποία ικανοποιεί όλους τους ελέγχους για όλους τους κρίσιμους συνδυασμούς φόρτισης. Αξίζει να σημειωθεί πως ο κρίσιμότερος έλεγχος είναι ο έλεγχος ευστάθειας έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για τον συνδυασμό φόρτισης COMB3. Το ποσοστό εκμετάλλευσης της διατομής για τον εν λόγω έλεγχο ανέρχεται στο 94,12%.

4.4 Πέλματα δικτυωμάτων

Με τη βοήθεια του λογισμικού και συγκεκριμένα στο πεδίο Steel Design, [15] δημιουργείται νέο είδος μέλους (Member type), που θα χαρακτηρίζει όλα τα άνω και κάτω πέλματα των δικτυωμάτων. Το μέλος αυτό όπως έχει προαναφερθεί είναι μέλος δοκού, πρέπει να μπορεί να κάμπτεται, ώστε να παραλαμβάνει τα φορτία από τις τεγίδες και μέσω της δικτύωσης να μεταβιβάζει την ένταση στα υποστυλώματα. Τα χαρακτηριστικά των πελμάτων κάθε δικτυώματος, όπως αυτά ορίστηκαν στο λογισμικό φαίνονται παρακάτω:



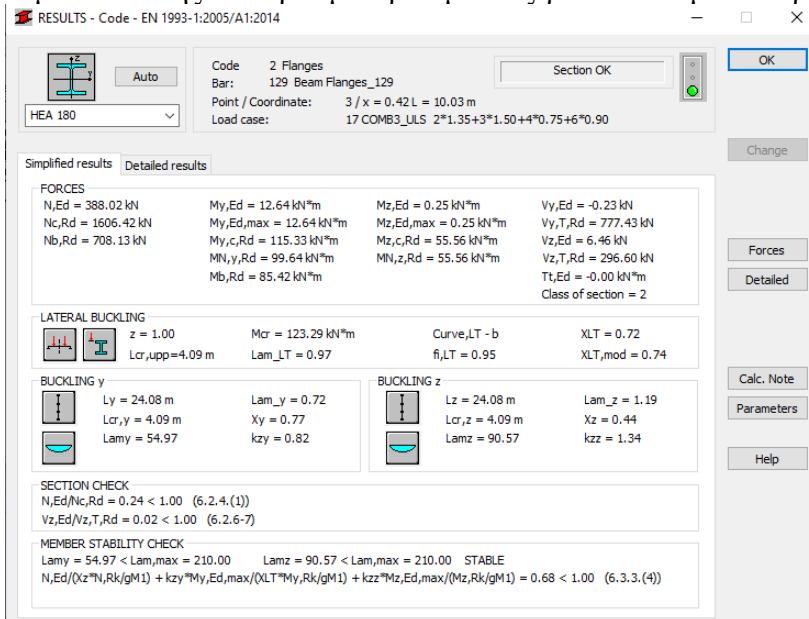
Εικόνα 4. 43 Ορισμός παραμέτρων για τα πέλαμα δικτυωμάτων

Τα πέλαμα εξασφαλίζονται πλευρικά έναντι λυγισμού περί τον άξονα y και z (τοπικοί άξονες μέλους) από τους κατακόρυφους συνδέσμους δικτύωσης που ενώνουν τα δικτυώματα στον καθολικό άξονα Y και οι οποίοι διατάσσονται ανά 4,00m. Επίσης ορίζονται τα όρια βέλους κάμψης για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ως:

$$\text{Μέγιστο συνολικό βέλος κάμψης: } \delta_{\max} \leq \frac{L}{200}$$

$$\text{Μέγιστο βέλος κάμψης λόγω κινητών φορτίων: } \delta_2 \leq \frac{L}{250}$$

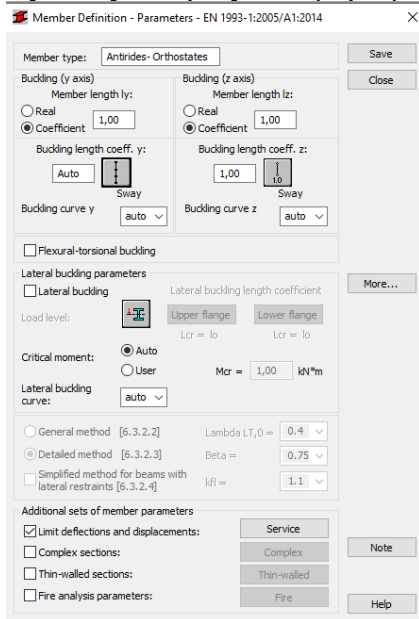
Έπειτα από δοκιμές διαφορετικών διατομών προέκυψε ως βέλτιστη η HEA180 με ποσοστό εκμετάλλευσης του κρισιμότερου μέλους για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης 68%.



Εικόνα 4. 44 Διαστασιολόγηση πελμάτων δικτυώματος

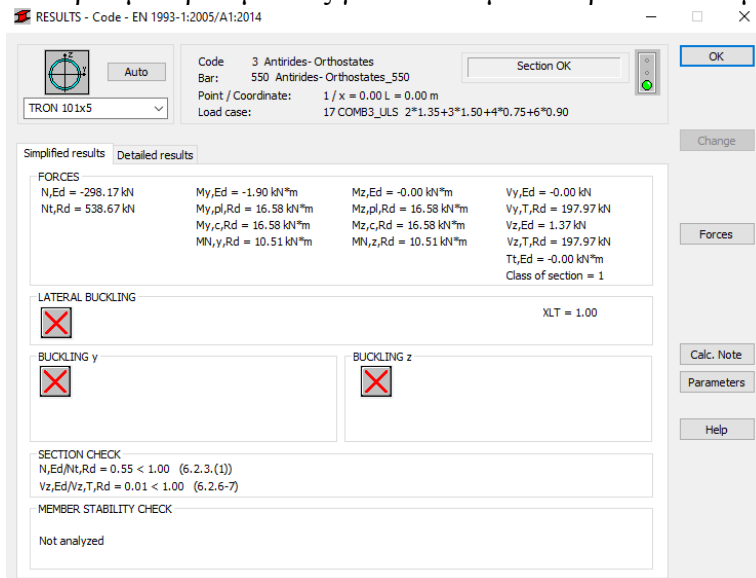
4.5 Ορθοστάτες και Αντηρίδες

Οι ορθοστάτες και οι αντηρίδες είναι μέλη δικτύωματος, παραλαμβάνουν δηλαδή μόνο αξονικές δυνάμεις. Η παραμετροποίηση των μελών αυτών στο λογισμικό φαίνεται παρακάτω:



Εικόνα 4. 45 Ορισμός παραμέτρων λυγισμού μελών στο εσωτερικό του δικτύωματος

Τα μέλη αυτά δεν εξασφαλίζονται πλευρικά εντός του μήκους τους οπότε λαμβάνεται ως μήκος λυγισμού και στις δύο διευθύνσεις το πραγματικό τους μήκος. Μετά από δοκιμές η βέλτιστη διατομή είναι η TRON101x5 (κοίλη κυκλική διατομή). Το ποσοστό εκμετάλλευσης του κρισιμότερου μέλους για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης είναι 55%.

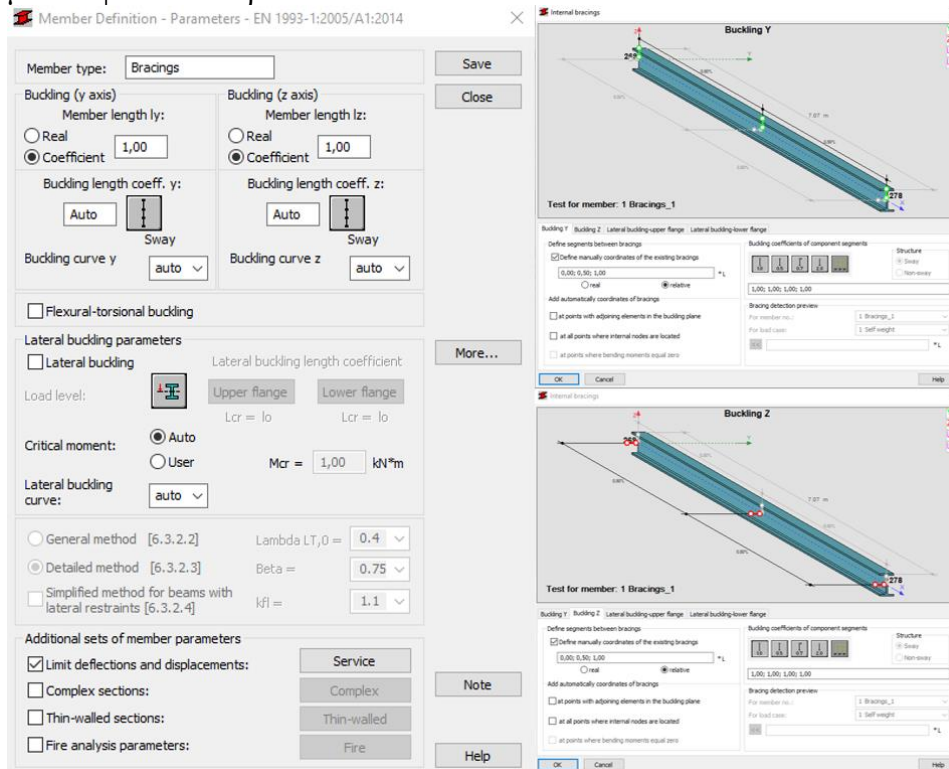


Εικόνα 4. 46 Διαστασιολόγηση ορθοστατών και αντηρίδων

Δεν εκτελείται έλεγχος πλευρικού λυγισμού καθώς τα μέλη αυτά δεν κάμπτονται, και κρισιμότερος προκύπτει ο έλεγχος ευστάθειας.

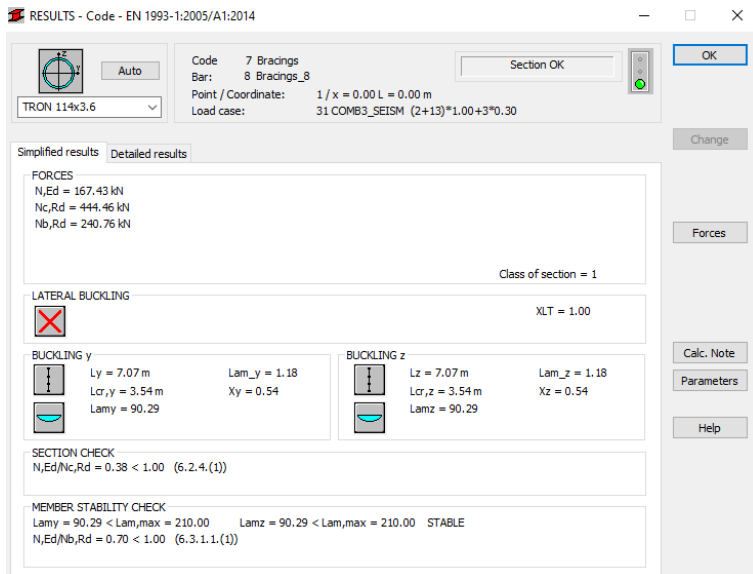
4.6 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Τα μέλη αυτά είναι μέλη που δεν κάμπτονται και παραλαμβάνουν μόνο αξονικές δυνάμεις. Συγκεκριμένα έχουν παραμετροποιηθεί έτσι ώστε να «ενεργοποιούνται» μόνο κατά την δράση του σεισμού και του ανέμου (πλευρικά φορτία) και όχι για τα κατακόρυφα. Κρίσιμοι είναι οι έλεγχοι θλιπτικής αντοχής και απώλειας ευστάθειας λόγω καμπτικού λυγισμού (Δεν εξετάζεται η περίπτωση στρεπτοκαμπτικού λυγισμού καθώς τα μέλη εκ σχεδιασμού δεν κάμπτονται). Διατάσσονται ως κατακόρυφα ή οριζόντια χιαστί μέλη και θεωρείται πως εξασφαλίζονται πλευρικά στο μέσον τους καθώς στο σημείο τμήσης των 2 μελών θα παρεμβληθεί κομβόελασμα αποκατάστασης συνέχειας. Η παραμετροποίηση των μελών φαίνεται παρακάτω:



Εικόνα 4. 47 Καθορισμός παραμέτρων λυγισμού συνδέσμων δυσκαμψίας

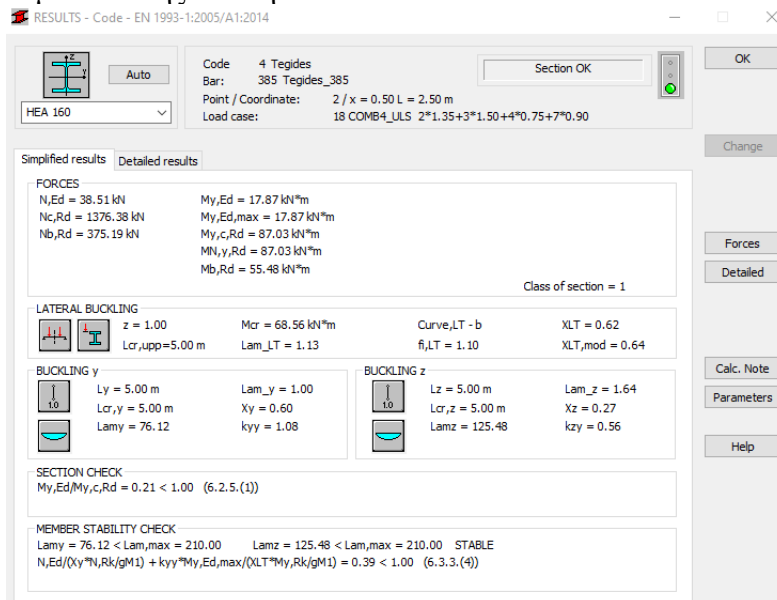
Έπειτα από δοκιμές, το λογισμικό κατέληξε σε διατομή TRON114x3.60 (κοίλη κυκλική διατομή) με ποσοστό εκμετάλλευσης 70% για τους κατακόρυφους και 20% για τους οριζόντιους.



Εικόνα 4. 48 Διαστασιολόγηση Συνδέσμων δυσκαμψίας

4.7 Τεγίδες

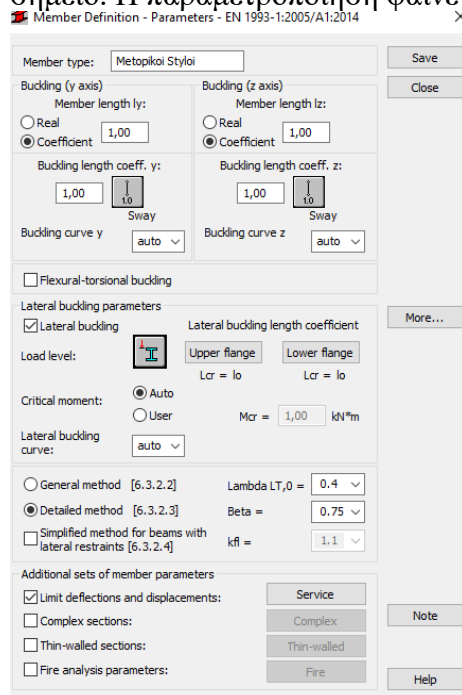
Οι τεγίδες είναι καμπτόμενα αμφιαρθωτά μέλη που διατάσσονται εγκάρσια στα άνω πέλματα των δικτυωμάτων και σκοπό έχουν να μεταφέρουν τα επιφανειακά φορτία στα δικτυώματα. Ως αμφιαρθωτά καμπτόμενα πρέπει να γίνει έλεγχος αντοχής και ευστάθειας έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Η παραμετροποίηση τους στο λογισμικό έγινε λαμβάνοντας υπόψιν καμία ενδιάμεση πλευρική εξασφάλιση (ως κρίσιμο μήκος λαμβάνεται όλο το μήκος της τεγίδας). Μετά από δοκιμές επιλέγεται ως βέλτιστη διατομή με ποσοστό εκμετάλλευσης 39% η HEA160.



Εικόνα 4. 49 Διαστασιολόγηση Τεγίδων

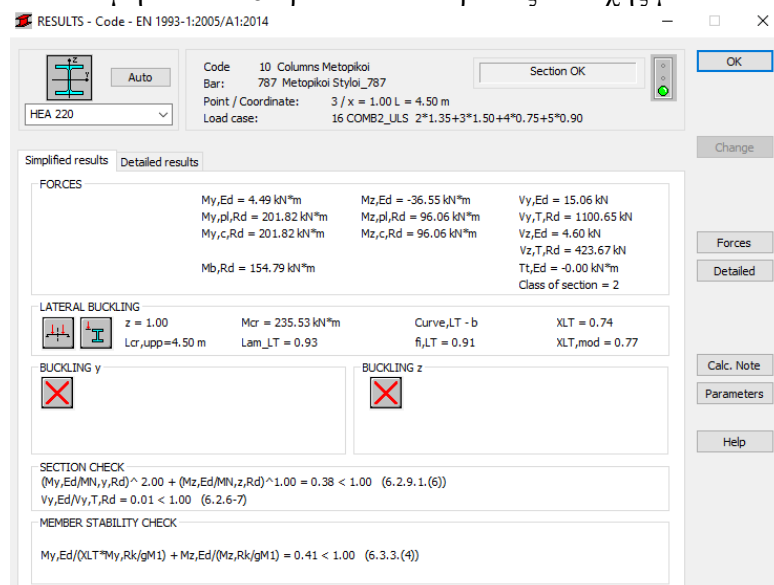
4.8 Μετωπικοί στύλοι

Οι στύλοι αυτοί που παραλαμβάνουν μόνο τον άνεμο ως κατανεμημένο γραμμικό φορτίο υπόκεινται σε κάμψη. Επειδή έχουν παραμετροποιηθεί ώστε να μην συμβάλουν στην παραλαβή αξονικής δύναμης, τα μέλη αυτά εμφανίζουν αξονική δύναμη (θλίψη), οπότε είναι ευαίσθητα μόνο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Το μήκος λυγισμού τους είναι ίσο με το κανονικό τους ως αμφιαρθωτά μέλη και δεν εξασφαλίζονται πλευρικά σε κανένα ενδιάμεσο σημείο. Η παραμετροποίηση φαίνεται παρακάτω:



Εικόνα 4. 50 Καθορισμός παραμέτρων λυγισμού μετωπικών στύλων

Η διατομή HEA220 προκύπτει επαρκούς αντοχής με ποσοστό εκμετάλλευσης μόλις 41%.



Εικόνα 4. 51 Διαστασιολόγηση μετωπικών στύλων

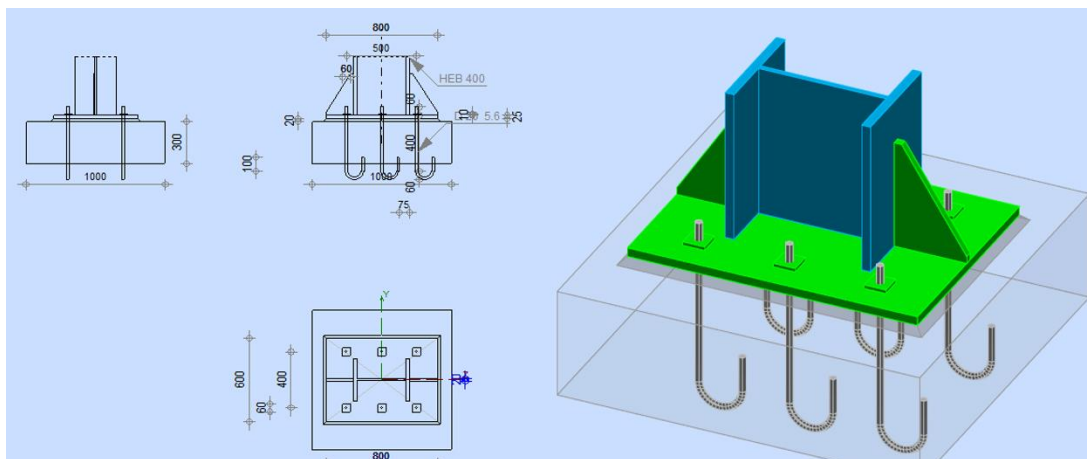
5 Συνδέσεις

Ένα βασικό κομμάτι της κατασκευής μίας μεταλλικής κατασκευής είναι η σύνδεση των μελών μεταξύ τους. Οι μεταλλικές συνδέσεις απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή κατά τη μελέτη καθώς αποτελούν ευαίσθητα σημεία της κατασκευής στο σύνολό της. Πρέπει να είναι σε θέση να παραλάβουν όλα τα εντατικά μεγέθη του εκάστοτε μέλους και να τα μεταφέρουν με ασφάλεια στο συνδεόμενο στοιχείο. Για να γίνει αυτό πρέπει να έχουν καθοριστεί αυστηρώς οι παράμετροι της σύνδεσης. Για παράδειγμα, μία σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα πρέπει να είναι σε θέση να μεταφέρει ροπή από το ένα μέλος στο άλλο και διέπεται από διαφορετικούς κανόνες από μία απλή σύνδεση τέμνουσας όπου επιτρέπει τη στροφή ενός μέλους. Στην παρούσα εργασία η μελέτη της γεωμετρίας των συνδέσεων και ο έλεγχος επάρκειας αυτών θα γίνει με χρήση του λογισμικού, το οποίο πραγματοποιεί όλους τους απαιτούμενους ελέγχους που ορίζει ο Ευρωκώδικας 3. Οι συνδέσεις που θα μελετηθούν από το λογισμικό είναι η έδραση των υποστυλωμάτων στο έδαφος και η σύνδεση διαγώνιων ράβδων και ορθοστατών με τα πέλματα δικτύωματος. Επιπλέον θα παρουσιαστούν ποιοτικά χωρίς υπολογισμούς προτάσεις σύνδεσης της κύριας δοκού με το υποστύλωμα και της διαδοκίδας με την κύρια δοκό.

5.1 Έδραση Υποστυλωμάτων

Ο σχεδιασμός και ο έλεγχος της έδρασης των υποστυλωμάτων στην πλάκα γενικής κοιτόστρωσης γίνεται με τη βοήθεια του λογισμικού. Τα γεωμετρικά δεδομένα της σύνδεσης, όπως γεωμετρία πλάκας έδρασης υποστυλώματος, γεωμετρία και αποστάσεις αγκυρίων, τύπος κοχλιών κλπ ορίζονται από τον μελετητή. Έπειτα πραγματοποιούνται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι για το κρισιμότερο μέλος για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.

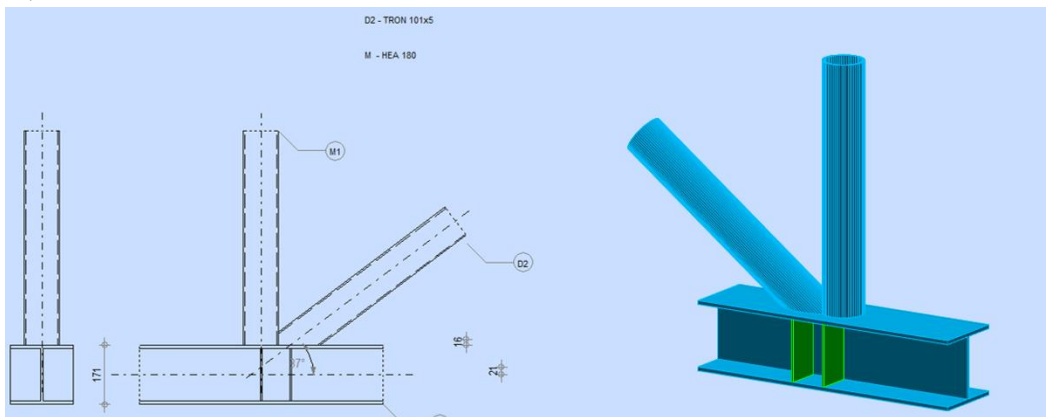
Η θέση των αγκυρίων πάνω στη πλάκα έδρασης και η σχετική θέση του υποστυλώματος σε αυτή είναι κρίσιμη καθώς θα καθορίσει τον τύπο της, πάκτωση ή απλή άρθρωση. Σε προηγούμενο κεφάλαιο καθορίζεται πως τα υποστυλώματα πακτώνονται κατά την διεύθυνση X και αρθρώνονται κατά την Y. Αυτό πρέπει να ληφθεί υπόψιν στην γεωμετρία που θα επιλεγεί για τη θέση των αγκυρίων. Τοποθετώντας τα αγκύρια εκτός της διατομής, η σύνδεση που φαίνεται στην Εικόνα 5.1 είναι διατεθειμένη να παραλάβει ροπές. Όλα τα γεωμετρικά μεγέθη της μετωπικής πλάκας έδρασης, των κοχλιών, των Stiffeners, των αγκυρίων φαίνονται στο Παράρτημα Β που ακολουθεί.



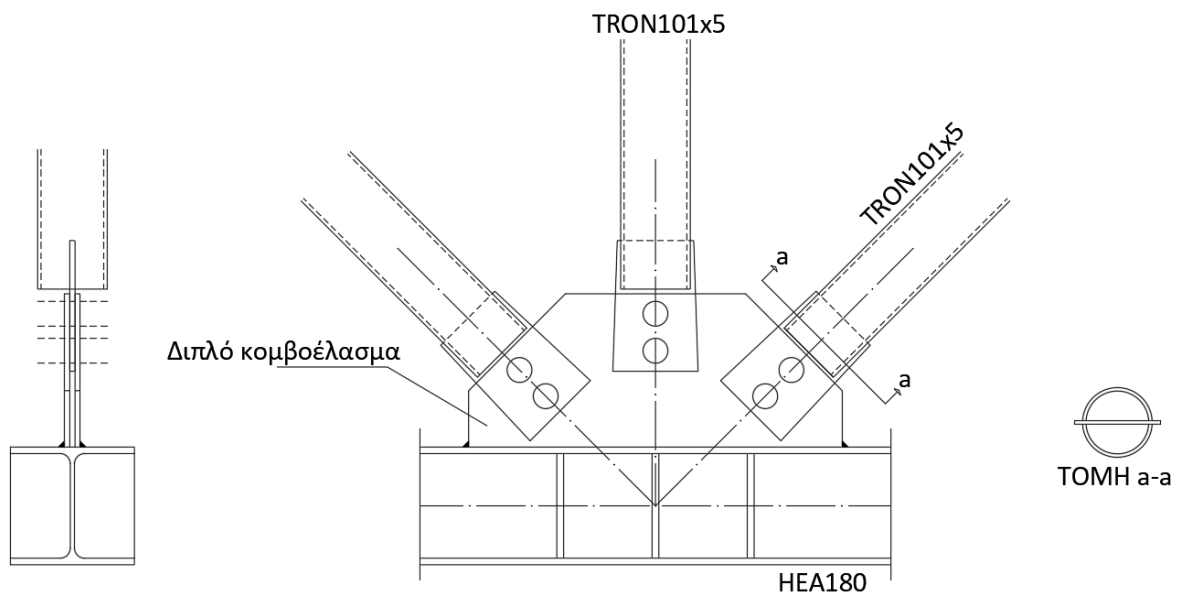
Εικόνα 5. 1 Έδραση υποστυλωμάτων στο έδαφος

5.2 Σύνδεση μελών δικτυώματος

Τα πέλματα είναι πρότυπες διατομές I διπλής συμμετρίας HEA160 και οι εσωτερικές ράβδοι δικτυώματος είναι κοίλης κυκλικής διατομής CHS. Για τις συγκεκριμένες διατομές υπάρχουν δύο τρόποι σύνδεσης. Ο πρώτος είναι απευθείας συγκόλληση των κοίλων κυκλικών διατομών αφού πρώτα κοπούν υπό γωνία πάνω στα πέλματα της διατομής HEA. Ο δεύτερος είναι διαμέσω μετωπικής πλάκας η οποία θα συγκολληθεί στα πέλματα της HEA και πάνω της θα κοχλιωθούν οι εσωτερικές ράβδοι δικτυώματος. Το λογισμικό κάνει υπολογισμούς μόνο για την πρώτη μορφή σύνδεσης, που θα παρουσιαστούν παρακάτω, ενώ για την δεύτερη θα παρουσιαστούν ενδεικτικά κάποια σκαριφήματα για τα οποία δεν έχουν γίνει υπολογισμοί. Η επίλυση και οι έλεγχοι της συγκολλητής σύνδεσης φαίνονται αναλυτικά στο Παράρτημα Β.



Εικόνα 5. 2 Συγκολλητή σύνδεση μελών δικτυώματος

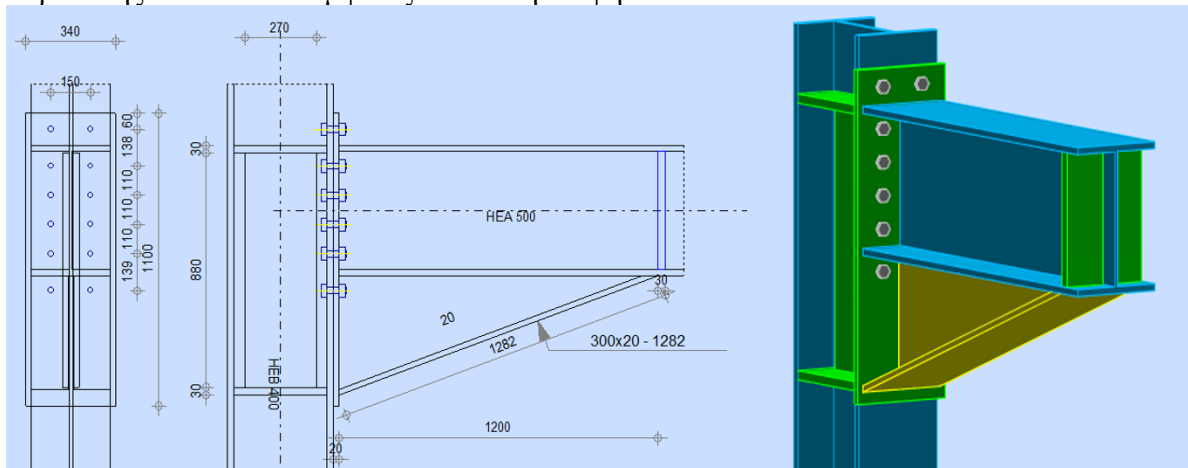


Εικόνα 5. 3 Ενδεικτικό σκαρίφημα κοχλιωτής σύνδεσης μελών δικτυώματος

5.3 Σύνδεση Κύριας Δοκού με Υποστύλωμα

Επειδή η διαστασιολόγηση της σύμμικτης κύριας δοκού έχει γίνει με χειρόγραφους υπολογισμούς και στο λογισμικό έχει εισαχθεί μία διαφορετική από την πραγματικότητα δοκός πρότυπης διατομής με επαρκή δυσκαμψία, η ακριβής σύνδεση δεν μπορεί να υπολογιστεί από το λογισμικό. Μεγάλο μέρος της έντασης του κόμβου μπορεί να παραληφθεί από τον σπλισμό της σύμμικτης δοκού και όχι αποκλειστικά από τα χαλύβδινα μέρη της σύνδεσης. Για αυτό τον λόγο η επιλογή της σύνδεσης βάσει ελέγχων του λογισμικού μπορεί να οδηγήσει σε υπερδιαστασιολόγηση της σύνδεσης. Για λόγους πληρότητας, παρουσιάζεται ποιοτικά μία πρόταση σύνδεσης για την οποία δεν έχουν γίνει υπολογισμοί.

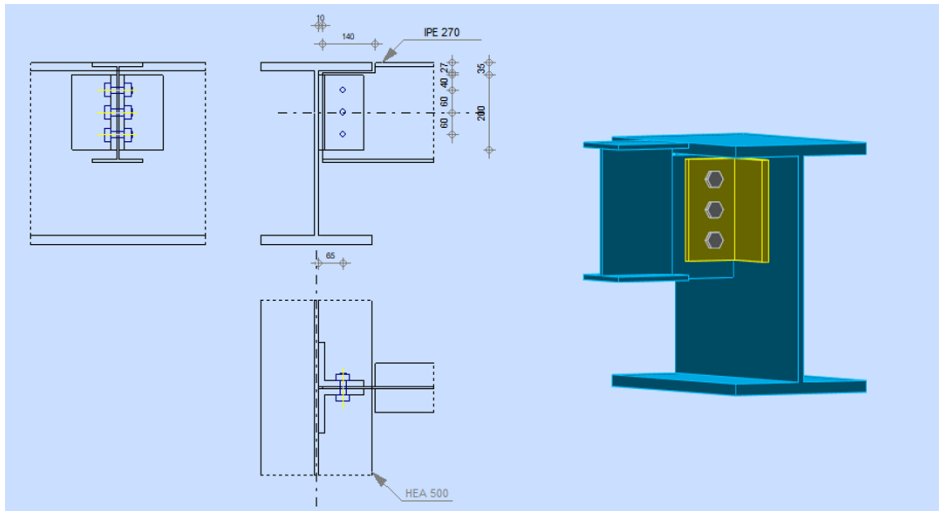
Η ποιοτική παρουσίαση της σύνδεσης ακολουθεί κάποιους κανόνες. Η σύνδεση πρέπει να μπορεί να μεταφέρει ροπή για αυτό τοποθετούνται κοχλίες κυρίως εσωτερικά των πελμάτων και πάνω από το άνω πέλμα ώστε να παραλάβουν την αρνητική ροπή του κόμβου. Κοχλίες κάτω από το κάτω πέλμα δεν θα είχαν ευνοϊκά αποτελέσματα για τη σύνδεση. Επιπλέον, λόγω του μεγάλου μεγέθους της ροπής απαιτούνται πήξεις (Stiffeners) για την αποφυγή τοπικού λυγισμού των πελμάτων υποστυλώματος και δοκού στα σημεία που «πατάει» το ένα μέλος στο άλλο και εμφανίζεται θλίψη. Τέλος λόγω της φοράς της ροπής (αρνητική) για την ενίσχυση της σύνδεσης τοποθετείται διαγώνια ενίσχυση (bracket) διατομής T, στην κάτω παρειά της δοκού όπου εμφανίζεται και η θλίψη.



Εικόνα 5. 4 Πρόταση σύνδεσης κύριας δοκού με υποστύλωμα

5.4 Σύνδεση διαδοκίδας με κύρια δοκό

Για τον ίδιο λόγο με την σύνδεση της κύριας δοκού με το υποστύλωμα δεν θα γίνει αναλυτικός υπολογισμός της σύνδεσης αυτής με το λογισμικό, παρά μόνο μία ποιοτική παρουσίασή της. Η επιλογή βέβαια της σύνδεσης ακολουθεί και αυτή κάποιους γενικούς κανόνες όπως ότι είναι απλή σύνδεση τέμνουσας και δεν απαιτείται μεταφορά ροπής από το ένα μέλος στο άλλο (η διαδοκίδα είναι αμφιαρθωτή). Η σύνδεση υλοποιείται με χρήση διπλών γωνιακών που συγκολλώνται στην κύρια δοκό και κοχλιώνονται στην διαδοκίδα. Οι κοχλίες βρίσκονται εντός του κορμού της διαδοκίδας αφού δεν χρειάζεται να παραλάβουν ροπή και τοποθετούνται τόσοι ώστε να μπορούν να παραλάβουν και να μεταφέρουν την δρώσα τέμνουσα δύναμη. Ποιοτική απεικόνιση της σύνδεσης φαίνεται παρακάτω.



Εικόνα 5. 5 Πρόταση σύνδεσης κύριας δοκού με διαδοκίδα

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.,(2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., (2018). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 4^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Ψυχάρης Ν. Ιωάννης, (2016). «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας, Τεύχος 1», Αθήνα
4. Ψυχάρης Ν. Ιωάννης, (2016). «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας, Τεύχος 2», Αθήνα
5. Anil K. Chopra, (2007). “DYNAMICS OF STRUCTURES Theory and Applications to Earthquake Engineering”, Pearson Education Inc., Upper Saddle River, NJ 07458
6. Ernst Neufert,(1980). “Architect’s Data, Second (International) English Edition”, Blackwell Science Ltd, Oxford.
7. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις- Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
8. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003.
9. EN 1991-1-1, Eurocode 1, “Actions on structures”, Part 1-4: General actions, Wind actions, CEN, June 2004.
10. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004.
11. EN 1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004.
12. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
13. Εφημερίδα της Κυβερνήσεως, Αριθμ. ΥΠΠΟΑ/ΓΔΥΑ/ΔΤΥ/ΤΠΑ ΑΕ/408113/21902/2775/603, «Καθορισμός λεπτομερειών εφαρμογής του άρθρου 56B του ν.2725/1999 «Ερασιτεχνικός και επαγγελματικός αθλητισμός και άλλες διατάξεις» (Α’ 121), όπως αυτό προστέθηκε με το άρθρο 5 του ν.4479/2017 (Α’ 94)», Άρθρο 9, (ΦΕΚ 3568/Β/10-10-2017).
14. [Home | Ελληνικό Κτηματολόγιο \(ktimatologio.gr\)](#)
15. [Overview | Robot Structural Analysis Professional | Autodesk Knowledge Network](#)
16. [Overview | Revit | Autodesk Knowledge Network](#)
17. <https://www.elastron.gr/>

Παράρτημα Α- Robot printout composition for steel members

Steel Code Group Verification

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 2 Flanges

MEMBER: 129 Beam Flanges_129 POINT: 3

COORDINATE: $x = 0.42 L = 10.03 \text{ m}$

LOADS:

Governing Load Case: 17 COMB3_ULS $2*1.35+3*1.50+4*0.75+6*0.90$

MATERIAL:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



SECTION PARAMETERS: HEA 180

$h=17.1 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.0 \text{ cm}$	$A_y=37.93 \text{ cm}^2$	$A_z=14.47 \text{ cm}^2$	$A_x=45.25 \text{ cm}^2$
$tw=0.6 \text{ cm}$	$I_y=2510.29 \text{ cm}^4$	$I_z=924.60 \text{ cm}^4$	$I_x=14.20 \text{ cm}^4$
$tf=0.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=324.88 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=156.50 \text{ cm}^3$	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{,Ed} = 388.02 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 12.64 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.25 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -0.23 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1606.42 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 12.64 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = 0.25 \text{ kN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 777.43 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 708.13 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 115.33 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 55.56 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 6.46 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 99.64 \text{ kN*m}$	$MN_{z,Rd} = 55.56 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 296.60 \text{ kN}$
	$Mb,Rd = 85.42 \text{ kN*m}$		$Tt,Ed = -0.00 \text{ kN*m}$
			Class of section = 2



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 123.29 \text{ kN*m}$	Curve,LT - b	$XLT = 0.72$
$L_{cr,upp}=4.09 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.97$	$fi,LT = 0.95$	$XLT,mod = 0.74$

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 24.08 \text{ m}$	$Lam_y = 0.72$
$L_{cr,y} = 4.09 \text{ m}$	$X_y = 0.77$
$Lam_y = 54.97$	$kzy = 0.82$



About z axis:

$L_z = 24.08 \text{ m}$	$Lam_z = 1.19$
$L_{cr,z} = 4.09 \text{ m}$	$X_z = 0.44$
$Lam_z = 90.57$	$kzz = 1.34$

Torsional buckling:

Curve,T=c	$alfa,T=0.49$
$L_t=4.09 \text{ m}$	$fi,T=0.97$

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=c	$alfa,TF=0.49$
$N_{cr,y}=3103.97 \text{ kN}$	$fi,TF=0.89$

Ncr,T=2493.05 kN X,T=0.66 Ncr,TF=3103.97 kN X,TF=0.71
Lam_T=0.80 Nb,T,Rd=1060.96 kN Lam_TF=0.72 Nb,TF,Rd=1144.81 kN

--
VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.24 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.13 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1.21 = 0.02 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 54.97 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 90.57 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.55 < 1.00$ (6.3.1)
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.55 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.68 < 1.00$ (6.3.3.(4))

--
Section OK !!!

STEEL DESIGN

--
CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

--
CODE GROUP: 3 Antirides- Orthostates
MEMBER: 550 Antirides- Orthostates_550
= 0.00 L = 0.00 m

POINT: 1 **COORDINATE:** x

--
LOADS:

Governing Load Case: 17 COMB3_ULS 2*1.35+3*1.50+4*0.75+6*0.90

--
MATERIAL:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: TRON 101x5

$h=10.2$ cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
	$A_y=9.66$ cm ²	$A_z=9.66$ cm ²	$A_x=15.17$ cm ²
$tw=0.5$ cm	$I_y=177.47$ cm ⁴	$I_z=177.47$ cm ⁴	$I_x=354.94$ cm ⁴
	$W_{ply}=46.70$ cm ³	$W_{plz}=46.70$ cm ³	

--
INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = -298.17 kN
Nt,Rd = 538.67 kN

My,Ed = -1.90 kN*m
My,pl,Rd = 16.58 kN*m
My,c,Rd = 16.58 kN*m
MN,y,Rd = 10.51 kN*m

Mz,Ed = -0.00 kN*m
Mz,pl,Rd = 16.58 kN*m
Mz,c,Rd = 16.58 kN*m
MN,z,Rd = 10.51 kN*m

Vy,Ed = -0.00 kN
Vy,T,Rd = 197.97 kN
Vz,Ed = 1.37 kN
Vz,T,Rd = 197.97 kN
Tt,Ed = -0.00 kN*m
Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 4 Tegides

MEMBER: 385 Tegides_385
2.50 m

POINT: 2

COORDINATE: x = 0.50 L =

LOADS:

Governing Load Case: 18 COMB4_ULS 2*1.35+3*1.50+4*0.75+7*0.90

MATERIAL:

S355 (S355) fy = 355.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 160

h=15.2 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=16.0 cm

Ay=32.53 cm²

Az=13.21 cm²

Ax=38.77 cm²

tw=0.6 cm

Iy=1672.98 cm⁴

Iz=615.57 cm⁴

Ix=10.90 cm⁴

tf=0.9 cm

Wply=245.17 cm³

Wplz=117.63 cm³

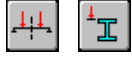
--

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{Ed} = 38.51 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = 17.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $N_{c,Rd} = 1376.38 \text{ kN}$ $M_{y,Ed,max} = 17.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $N_{b,Rd} = 375.19 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 87.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_{N,y,Rd} = 87.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_{b,Rd} = 55.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Class of section = 1

--



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 68.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Curve,LT - b $X_{LT} = 0.62$
 $L_{cr,upp} = 5.00 \text{ m}$ $\lambda_{LT} = 1.13$ $\eta_{LT} = 1.10$ $X_{LT,mod} = 0.64$

--

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 5.00 \text{ m}$ $\lambda_{my} = 1.00$
 $L_{cr,y} = 5.00 \text{ m}$ $X_y = 0.60$
 $\lambda_{my} = 76.12$ $k_{yy} = 1.08$



About z axis:

$L_z = 5.00 \text{ m}$ $\lambda_{mz} = 1.64$
 $L_{cr,z} = 5.00 \text{ m}$ $X_z = 0.27$
 $\lambda_{mz} = 125.48$ $k_{zy} = 0.56$

--

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.21 < 1.00$ (6.2.5.(1))

Global stability check of member:

$\lambda_{my} = 76.12 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{mz} = 125.48 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.32 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.39 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.28 < 1.00$ (6.3.3.(4))

--

Section OK !!!

STEEL DESIGN

--

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

--

CODE GROUP: 7 Bracings

MEMBER: 8 Bracings_8

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L =

0.00 m

--

LOADS:

Governing Load Case: 31 COMB3_SEISM (2+13)*1.00+3*0.30

--

MATERIAL:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

--



SECTION PARAMETERS: TRON 114x3.6

h=11.4 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=7.97 cm ²	Az=7.97 cm ²	Ax=12.52 cm ²
tw=0.4 cm	Iy=191.98 cm ⁴	Iz=191.98 cm ⁴	Ix=383.97 cm ⁴
	Wply=44.13 cm ³	Wplz=44.13 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N_{Ed} = 167.43 kN
N_{c,Rd} = 444.46 kN
N_{b,Rd} = 240.76 kN

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 7.07 m Lam_y = 1.18
L_{cr,y} = 3.54 m X_y = 0.54
L_{amy} = 90.29



About z axis:

Lz = 7.07 m Lam_z = 1.18
L_{cr,z} = 3.54 m X_z = 0.54
L_{amz} = 90.29

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.38 < 1.00 (6.2.4.(1))

Global stability check of member:

Lambda_y = 90.29 < Lambda_{max} = 210.00 Lambda_z = 90.29 < Lambda_{max} = 210.00 STABLE

N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.70 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 8 Bracings Orofis

MEMBER: 746 Bracings_746 **POINT:** 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 31 COMB3_SEISM (2+13)*1.00+3*0.30

MATERIAL:

S355 (S355) fy = 355.00 MPa



SECTION PARAMETERS: TRON 114x3.6

h=11.4 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
	Ay=7.97 cm ²	Az=7.97 cm ²	Ax=12.52 cm ²
tw=0.4 cm	Iy=191.98 cm ⁴	Iz=191.98 cm ⁴	Ix=383.97 cm ⁴
	Wply=44.13 cm ³	Wplz=44.13 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 44.73 kN
 Nc,Rd = 444.46 kN
 Nb,Rd = 273.65 kN

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 6.41 m Lam_y = 1.07
 Lcr,y = 3.21 m Xy = 0.62
 Lamy = 81.87



About z axis:

Lz = 6.41 m Lam_z = 1.07
 Lcr,z = 3.21 m Xz = 0.62
 Lamz = 81.87

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N,Ed/Nc,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.4.(1))

Global stability check of member:

Lambda,y = 81.87 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 81.87 < Lambda,max = 210.00 STABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.16 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 9 Columns Truss

MEMBER: 128 Columns_3_128 **POINT:** 3

COORDINATE: x = 0.83 L = 5.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 19 COMB5_ULS 2*1.35+3*1.05+4*0.75+5*1.50

MATERIAL:

S355 (S355) fy = 355.00 MPa

**SECTION PARAMETERS: HEB 340**

h=34.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=141.74 cm ²	Az=56.09 cm ²	Ax=170.90 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=36656.40 cm ⁴	Iz=9689.95 cm ⁴	Ix=270.00 cm ⁴
tf=2.1 cm	Wply=2408.25 cm ³	Wplz=985.74 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 148.72 kN	My _{Ed} = -175.34 kN*m	Mz _{Ed} = -0.05 kN*m	Vy _{Ed} = 0.04 kN
Nc _{Rd} = 6066.88 kN	My _{Ed,max} = -175.34 kN*m		Mz _{Ed,max} = 0.14 kN*m
	Vy _{T,Rd} = 2905.05 kN		
Nb _{Rd} = 3127.44 kN	My _{c,Rd} = 854.93 kN*m	Mz _{c,Rd} = 349.94 kN*m	Vz _{Ed} = -30.19 kN
	MN _{y,Rd} = 854.93 kN*m	MN _{z,Rd} = 349.94 kN*m	Vz _{T,Rd} = 1149.58 kN
	Mb _{Rd} = 854.93 kN*m		Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

z = 0.00	Mcr = 2662.63 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.93
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 0.57	fi,LT = 0.65	XLT,mod = 1.00

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.54
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.87
Lamy = 40.97	kyy = 1.01



About z axis:

Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.04
Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.52
Lamz = 79.68	kyz = 0.56

VERIFICATION FORMULAS:**Section strength check:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.21 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.04 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 40.97 < \lambda_{y,max} = 210.00$	$\lambda_{z} = 79.68 < \lambda_{z,max} = 210.00$	STABLE
$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.21 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))		
$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.24 < 1.00$ (6.3.3.(4))		
$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.16 < 1.00$ (6.3.3.(4))		

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 10 Columns Metopikoi
MEMBER: 787 Metopikoi Styloi_787
= 1.00 L = 4.50 m

POINT: 3 COORDINATE: x

LOADS:

Governing Load Case: 16 COMB2_ULS 2*1.35+3*1.50+4*0.75+5*0.90

MATERIAL:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa

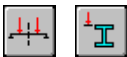


SECTION PARAMETERS: HEA 220

h=21.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=53.70 cm ²	Az=20.67 cm ²	Ax=64.34 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5409.70 cm ⁴	Iz=1954.56 cm ⁴	Ix=27.10 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=568.50 cm ³	Wplz=270.60 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

My,Ed = 4.49 kN*m	Mz,Ed = -36.55 kN*m	Vy,Ed = 15.06 kN
My,pl,Rd = 201.82 kN*m	Mz,pl,Rd = 96.06 kN*m	Vy,T,Rd = 1100.65 kN
My,c,Rd = 201.82 kN*m	Mz,c,Rd = 96.06 kN*m	Vz,Ed = 4.60 kN
		Vz,T,Rd = 423.67 kN
Mb,Rd = 154.79 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
		Class of section = 2



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	Mcr = 235.53 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.74
Lcr,upp=4.50 m	Lam_LT = 0.93	fi,LT = 0.91	XLT,mod = 0.77

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.38 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.38 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{t,y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{t,z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$$M_y,Ed/(XLT \cdot M_y,Rk/gM1) + M_z,Ed/(M_z,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

--
Section OK !!!

STEEL DESIGN

--
CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

--
CODE GROUP: 2 Flanges
MEMBER: 129 Beam Flanges_129 **POINT:** **COORDINATE:**



SECTION PARAMETERS: HEA 180

ht=17.1 cm			
bf=18.0 cm	Ay=34.20 cm ²	Az=10.26 cm ²	Ax=45.25 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=2510.29 cm ⁴	Iz=924.60 cm ⁴	Ix=14.20 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wely=293.60 cm ³	Welz=102.73 cm ³	

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.8 cm < uy max = L/200.00 = 12.0 cm Verified
Governing Load Case: 10 Seismic E.A.K. 2000 Direction_Y
uz = 2.8 cm < uz max = L/200.00 = 12.0 cm Verified
Governing Load Case: 23 COMB2_SLS (2+3)*1.00+4*0.50+5*0.60
u inst,y = 0.1 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 9.6 cm Verified
Governing Load Case: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7
u inst,z = 1.1 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 9.6 cm Verified
Governing Load Case: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*5



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

--
Section OK !!!

STEEL DESIGN

--
CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

--
CODE GROUP: 3 Antirides- Orthostates
MEMBER: 245 Antirides- Orthostates_245 **POINT:** **COORDINATE:**



SECTION PARAMETERS: TRON 101x5

ht=10.2 cm

tw=0.5 cm	Ay=9.10 cm ² Iy=177.47 cm ⁴ Wely=34.93 cm ³	Az=9.10 cm ² Iz=177.47 cm ⁴ Welz=34.93 cm ³	Ax=15.17 cm ² Ix=354.94 cm ⁴
-----------	--	--	---

--

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.2 cm < uy max = L/200.00 = 2.5 cm Verified
Governing Load Case: 10 Seismic E.A.K. 2000 Direction_Y
 uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 2.5 cm Verified
Governing Load Case: 10 Seismic E.A.K. 2000 Direction_Y
 u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 2.0 cm Verified
Governing Load Case: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*5
 u inst,z = 0.0 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 2.0 cm Verified
Governing Load Case: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

--

Section OK !!!

STEEL DESIGN

--

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

--

CODE GROUP: 4 Tegides
MEMBER: 311 Tegides_311 **POINT:** **COORDINATE:**



SECTION PARAMETERS: HEA 160

ht=15.2 cm	Ay=28.80 cm ²	Az=9.12 cm ²	Ax=38.77 cm ²
bf=16.0 cm	Iy=1672.98 cm ⁴	Iz=615.57 cm ⁴	Ix=10.90 cm ⁴
tw=0.6 cm	Wely=220.13 cm ³	Welz=76.95 cm ³	
tf=0.9 cm			

--

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 2.5 cm Verified
Governing Load Case: 10 Seismic E.A.K. 2000 Direction_Y
 uz = 0.9 cm < uz max = L/200.00 = 2.5 cm Verified
Governing Load Case: 23 COMB2_SLS (2+3)*1.00+4*0.50+5*0.60
 u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 2.0 cm Verified
Governing Load Case: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*5
 u inst,z = 0.4 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 2.0 cm Verified
Governing Load Case: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*5



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

--

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 7 Bracings
MEMBER: 242 Bracings_242 **POINT:** **COORDINATE:**



SECTION PARAMETERS: TRON 114x3.6

ht=11.4 cm

	Ay=7.51 cm ²	Az=7.51 cm ²	Ax=12.52 cm ²
tw=0.4 cm	Iy=191.98 cm ⁴	Iz=191.98 cm ⁴	Ix=383.97 cm ⁴
	Wely=33.59 cm ³	Welz=33.59 cm ³	

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 2.5 cm Verified

Governing Load Case: 10 Seismic E.A.K. 2000 Direction_Y

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 2.5 cm Verified

Governing Load Case: 9 Seismic E.A.K. 2000 Direction_X

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 2.0 cm Verified

Governing Load Case: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7

u inst,z = 0.0 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 2.0 cm Verified



Governing Load Case: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7

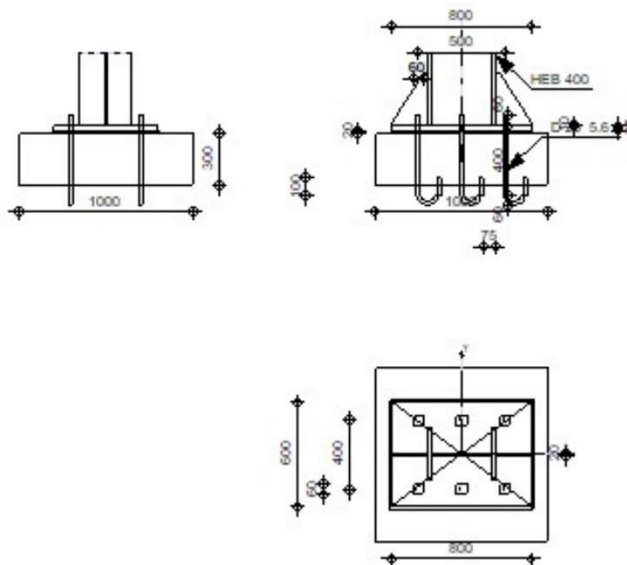


Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

Παράρτημα Β- Robot printout composition for steel connections

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021	
	Fixed column base design Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



General

Connection no.: 1
 Connection name: Fixed column base
 Structure node: 243
 Structure bars: 578

Geometry

Column

Section: HEB 400
 Bar no.: 578

$L_c =$	9,50	[m]	Column length
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_c =$	400	[mm]	Height of column section
$b_{fc} =$	300	[mm]	Width of column section
$t_{wc} =$	14	[mm]	Thickness of the web of column section
$t_{fc} =$	24	[mm]	Thickness of the flange of column section
$r_c =$	27	[mm]	Radius of column section fillet
$A_c =$	197,78	[cm ²]	Cross-sectional area of a column
$I_{yc} =$	57680,50	[cm ⁴]	Moment of inertia of the column section

Material: S355

$f_{yc} =$	355,00	[MPa]	Resistance
$f_{uc} =$	490,00	[MPa]	Yield strength of a material

Column base

$l_{pd} =$	800	[mm]	Length
$b_{pd} =$	600	[mm]	Width

Column base

$l_{pd} =$	800	[mm]	Length
$t_{pd} =$	25	[mm]	Thickness
Material:	S235		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Resistance
$f_{upd} =$	360,00	[MPa]	Yield strength of a material

Anchorage

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	5.6		Anchor class
$f_{yb} =$	300,00	[MPa]	Yield strength of the anchor material
$f_{ub} =$	500,00	[MPa]	Tensile strength of the anchor material
$d =$	20	[mm]	Bolt diameter
$A_s =$	2,45	[cm ²]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	3,14	[cm ²]	Area of bolt section
$n_H =$	3		Number of bolt columns
$n_V =$	2		Number of bolt rows
Horizontal spacing $e_{Hi} =$	250	[mm]	
Vertical spacing $e_{Vi} =$	400	[mm]	

Anchor dimensions

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	400	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

Washer

$l_{wd} =$	60	[mm]	Length
$b_{wd} =$	60	[mm]	Width
$t_{wd} =$	10	[mm]	Thickness

Stiffener

$l_s =$	800	[mm]	Length
$h_s =$	300	[mm]	Height
$t_s =$	20	[mm]	Thickness
$d_1 =$	20	[mm]	Cut
$d_2 =$	20	[mm]	Cut

Material factors

$\gamma_{M0} =$	1,00	Partial safety factor
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor
$\gamma_c =$	1,50	Partial safety factor

Spread footing

$L =$	1000	[mm]	Spread footing length
$B =$	1000	[mm]	Spread footing width
$H =$	300	[mm]	Spread footing height

Concrete

Class	C30/37		
$f_{ck} =$	30,00	[MPa]	Characteristic resistance for compression

Grout layer

$t_g =$	20	[mm]	Thickness of leveling layer (grout)
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Characteristic resistance for compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coeff. of friction between the base plate and concrete

Welds

$a_p =$	9	[mm]	Footing plate of the column base
$a_s =$	4	[mm]	Stiffeners

Loads

Case: 18: COMB4_ULS $2*1.35+3*1.50+4*0.75+7*0.90$

$N_{j,Ed} =$	-982,66	[kN]	Axial force
$V_{j,Ed,y} =$	-37,01	[kN]	Shear force
$V_{j,Ed,z} =$	59,92	[kN]	Shear force
$M_{j,Ed,z} =$	-3,56	[kN*m]	Bending moment

Results

Compression zone

COMPRESSION OF CONCRETE

$f_{cd} =$	20,00	[MPa]	Design compressive resistance	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	18,26	[MPa]	Design bearing resistance under the base plate	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	52	[m]	Additional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	128	[m]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	404	[m]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	514,82	[cm ²]	Area of the joint between the base plate and the foundation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	2692,57	[cm ²]	Maximum design area of load distribution	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	2354,73	[kN]	Bearing resistance of concrete	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Reduction factor for compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$				
$f_{jd} =$	30,49	[MPa]	Design bearing resistance	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	1686,77	[cm ²]	Bearing area for compression	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	697,97	[cm ²]	Bearing area for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	514,82	[cm ²]	Bearing area for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	5143,40	[kN]	Bearing resistance of concrete for compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	2128,29	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	1569,82	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]
COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION				
$CL =$	1,00		Section class	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	5631,91	[cm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	1999,33	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	448	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	4459,15	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	1144,05	[cm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	406,14	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	202	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = 2012,74 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of the compressed flange and web} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 5143,40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a spread footing for axial compression} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 2128,29 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of spread footing in the compression zone} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 1569,82 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of spread footing in the compression zone} \quad [6.2.8.3]$$

Connection capacity check

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,19 < 1,00$	verified	(0,19)
$e_y = 0$ [mm]		Axial force eccentricity	[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 224$ [mm]		Lever arm $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 250$ [mm]		Lever arm $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 954,25$ [kN*m]		Connection resistance for bending	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,00 < 1,00$	verified	(0,00)
$e_z = 4$ [mm]		Axial force eccentricity	[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 101$ [mm]		Lever arm $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 200$ [mm]		Lever arm $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 10,98$ [kN*m]		Connection resistance for bending	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,32 < 1,00$	verified	(0,32)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,32 < 1,00$	verified	(0,32)

Shear

BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

Shear force $V_{j,Ed,y}$

$$\alpha_{d,y} = 1,5$$

$$= 2 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear} \quad [\text{Table } 3.4]$$

$$\alpha_{b,y} = 1,0$$

$$= 0 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Table } 3.4]$$

$$k_{1,y} = 2,5$$

$$= 0 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear} \quad [\text{Table } 3.4]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 360,0 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate} \quad [6.2.2.(7)]$$

Shear force $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 2,2$$

$$= 7 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear} \quad [\text{Table } 3.4]$$

$$\alpha_{b,z} = 1,0$$

$$= 0 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Table } 3.4]$$

$$k_{1,z} = 2,5$$

$$= 0 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear} \quad [\text{Table } 3.4]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 360,0 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate} \quad [6.2.2.(7)]$$

SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$$\alpha_b = 0,35 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 3,14 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of bolt section} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 500,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensile strength of the anchor material} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Partial safety factor} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 43,98 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear resistance of a bolt - without lever arm} \quad [6.2.2.(7)]$$

SPLITTING RESISTANCE

$C_{f,d} =$	0,30		Coeff. of friction between the base plate and concrete	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} =$	982,66	[kN]	Compressive force	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$				
$F_{f,Rd} =$	294,80	[kN]	Slip resistance	[6.2.2.(6)]

SHEAR CHECK

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,y} =$	558,69	[kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$			0,07 < 1,00	verified (0,07)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,z} =$	558,69	[kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,11 < 1,00	verified (0,11)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,17 < 1,00	verified (0,17)

Stiffener check

Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

M	24,43	[kN * m]	Bending moment acting on a stiffener	
Q	244,32	[kN]	Shear force acting on a stiffener	
Z_s	59	[m]	Location of the neutral axis (from the plate base)	
I_s	15895,09	[cm ⁴]	Moment of inertia of a stiffener	
σ_d	5,22	[MPa]	Normal stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
σ_g	40,90	[MPa]	Normal stress in upper fibers	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
τ	40,72	[MPa]	Tangent stress in a stiffener	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
σ_z	70,72	[MPa]	Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$			0,30 < 1,00	verified (0,30)

Welds between the column and the base plate

$\sigma_{\perp} =$	30,81	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	30,81	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-3,51	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	6,28	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,12 < 1,00	verified (0,12)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,17 < 1,00	verified (0,17)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,15 < 1,00	verified (0,15)

Vertical welds of stiffeners

Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

$\sigma_{\perp} =$	143,97	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	143,97	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	101,80	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	337,64	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,94 < 1,00	verified (0,94)

Transversal welds of stiffeners

Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

$\sigma_{\perp} =$	107,98	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	107,98	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	130,30	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	312,37	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,87 < 1,00 verified (0,87)				

Connection stiffness

Bending moment $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	128	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	404	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	28	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
$l_{eff} =$	300	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	183	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	1	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$L_b =$	225	[mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,73		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	590291,91	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[Table 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	382512,79	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGID				[5.2.2.5.(2)]

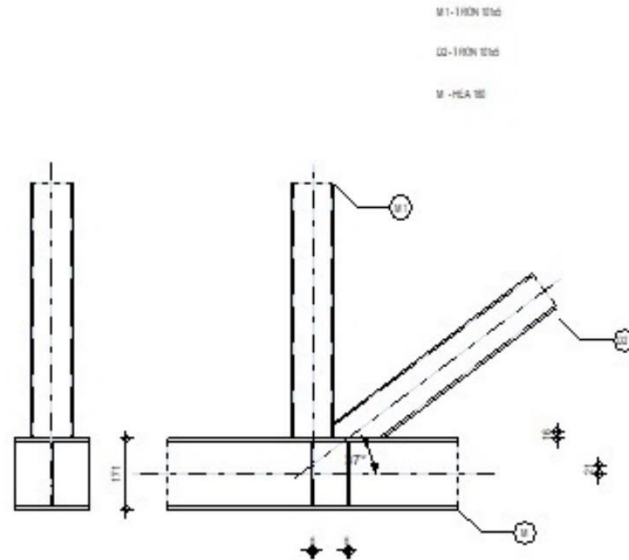
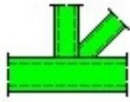
Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	28	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
$l_{eff} =$	400	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	183	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	1	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$L_b =$	225	[mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,68		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	119556,83	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	71747,05	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGID				[5.2.2.5.(2)]

Weakest component:

STIFFENER - VERTICAL WELDS

Connection conforms to the code	Ratio	0,94
--	-------	------



General

Connection no.: 5
 Connection name: Tube
 Structure node: 157
 Structure bars: 157, 535, 158

Geometry

Bars

		Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post	
Bar no.:		157		535	158	
Section:		HEA 180		TRON 101x5	TRON 101x5	
	h	171		102	102	mm
	b_f	180		102	102	mm
	t_w	6		5	5	mm
	t_f	10		5	5	mm
	r	15		0	0	mm
Material:		S355		S355	S355	
	f_y	355,00		355,00	355,00	MPa
	f_u	490,00		490,00	490,00	MPa
Angle	θ	0,0		36,9	90,0	Deg
Length	l	24000		2500	2667	mm

Offset

$e_0 = -21$ [mm] Offset

Spacings

$g_2 = -50$ [mm] Spacing of 2nd diagonal

Stiffeners

$t_s = 6$ [mm] Stiffener thickness

Welds

$a_d =$	5	[mm]	Thickness of welds of diagonals and posts
$a_s =$	4	[mm]	Stiffener weld

Loads

Case: 18: COMB4_ULS $2*1.35+3*1.50+4*0.75+7*0.90$

Chord

$N_{01,Ed} =$	-179,70	[kN]	Axial force
$M_{01,Ed} =$	-1,05	[kN*m]	Bending moment
$N_{02,Ed} =$	28,67	[kN]	Axial force
$M_{02,Ed} =$	0,38	[kN*m]	Bending moment

Diagonal 2

$N_2 =$	259,66	[kN]	Axial force
$M_2 =$	1,43	[kN*m]	Bending moment

Post

$N_3 =$	-134,98	[kN]	Axial force
$M_3 =$	0,00	[kN*m]	Bending moment

Shear forces were not included in the connection verification. The connection was designed as a truss node.

Results

Consider non-axial connection of members in the node

$M_0 =$	4,46	[kN* m]	Additional moment from eccentric connection of members	$M_0 = (N_{02}-N_{01}) * e_0$
$\Sigma E_i J_i / L_i$	1167432,12	[kN* m]	Overall connection stiffness	
$\Delta M_{01} =$	1,68	[kN* m]	Additional moment in the chord	
$\Delta M_{02} =$	1,68	[kN* m]	Additional moment in the chord	
$\Delta M_2 =$	0,57	[kN* m]	Additional moment in the diagonal	
$\Delta M_3 =$	0,53	[kN* m]	Additional moment in the diagonal	

Capacity verification Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005

$\gamma_{M5} =$	1,00	Partial safety factor	[Table 2.1]
-----------------	------	-----------------------	-------------

Failure modes for joints (I or H section chord members) [Table 7.21] for $N_{i,Rd}$ and [Table 7.22] for $M_{i,Rd}$

Geometrical parameters

$\beta =$	0,56	Coefficient taking account of geometry of connection	$\beta = (2*d_2+2*d_3)/(4*b_0)$ [1.5 (6)]
$\gamma =$	9,47	Coefficient taking account of geometry of the chord	$\gamma = b_0/2*t_{r0}$

Tube brace failure

Diagonal 2

$\lambda_{ov} =$	29,53	[%]	Value of the overlap of bars	
$b_{e,ov} =$	50	[m]	Effective width for the overlapping diagonal	$b_{e,ov} = [10/(b_1/t_1)] * [f_{y1}*t_1/(f_{y2}*t_2)] * d_2$
$p_{eff} =$	102	[m]	Effective width in the connection of the diagonal to the chord	$p_{eff} = d_2$
$p_{eff,s} =$	81	[m]	Effective width in the connection of the diagonal to the chord	$p_{eff,s} = t_{s2}+2*a_s+7*t_i*f_{y0}/f_{y2}$

=	$N_{2,Rd}$	463,5	[kN]	Tension capacity	$N_{2,Rd} = 0.25 \cdot \pi \cdot f_{y2} \cdot t_2 \cdot [p_{eff} + p_{eff,s} + b_{eov} + 2 \cdot d_2 \cdot (\lambda_{ov}/50) - 4 \cdot t_2] / \gamma_{M5}$
	$ N_2 \leq N_{2,Rd}$				$ 259,66 < 463,53$ verified (0,56)
	$M_{2,Rd} =$	33,07	[kN*m]	Bending resistance	$M_{2,Rd} = [f_{y2} \cdot t_2 \cdot (p_{eff} + p_{eff,s}) \cdot d_2] / \gamma_{M5}$
	$ M_2 + \Delta M_2 \leq M_{2,Rd}$				$ 2,00 < 33,07$ verified (0,06)
	$N_2/N_{2,Rd} + (M_2 + \Delta M_2)/M_{2,Rd} \leq 1$				$0,62 < 1,00$ verified (0,62)

Post

=	λ_{ov}	29,53	[%]	Value of the overlap of bars	
=	$b_{e,ov}$	50	[m]	Effective width for the overlapping diagonal	$b_{e,ov} = [10 / (b_1/t_1)] \cdot [f_{y1} \cdot t_1 / (f_{y3} \cdot t_3)] \cdot d_3$
=	p_{eff}	102	[m]	Effective width in the connection of the post to the chord	$p_{eff} = d_3$
=	$p_{eff,s}$	81	[m]	Effective width in the connection of the post to the chord	$p_{eff,s} = t_{s3} + 2 \cdot a_s + 7 \cdot t_r \cdot f_{y0} / f_{y3}$
=	$N_{3,Rd}$	350,75	[kN]	Compression capacity	$N_{3,Rd} = 0.25 \cdot \pi \cdot f_{y3} \cdot t_3 \cdot [p_{eff} + b_{eov} + 2 \cdot d_3 \cdot (\lambda_{ov}/50) - 4 \cdot t_3] / \gamma_{M5}$
	$ N_3 \leq N_{3,Rd}$				$ -134,98 < 350,75$ verified (0,38)
	$M_{3,Rd} =$	33,07	[kN*m]	Bending resistance	$M_{3,Rd} = [f_{y3} \cdot t_3 \cdot (p_{eff} + p_{eff,s}) \cdot d_3] / \gamma_{M5}$
	$ M_3 + \Delta M_3 \leq M_{3,Rd}$				$ 0,53 < 33,07$ verified (0,02)
	$N_3/N_{3,Rd} + (M_3 + \Delta M_3)/M_{3,Rd} \leq 1$				$0,40 < 1,00$ verified (0,40)

Chord web yielding

Diagonal 2

$b_w =$	255	[mm]	Effective width for the chord web	$b_w = 2 \cdot t_2 + 10 \cdot (t_r + r)$
$M_{2,Rd} =$	26,23	[kN*m]	Bending resistance	$M_{2,Rd} = 0.5 \cdot f_{y0} \cdot t_w \cdot b_w \cdot (d_2 - t_2) / \gamma_{M5}$
$ M_2 + \Delta M_2 \leq M_{2,Rd}$				$ 2,00 < 26,23$ verified (0,08)

Post

$b_w =$	224	[mm]	Effective width for the chord web	$b_w = d_3 / \sin(\theta_3) + 5 \cdot (t_r + r)$
$M_{3,Rd} =$	23,06	[kN*m]	Bending resistance	$M_{3,Rd} = 0.5 \cdot f_{y0} \cdot t_w \cdot b_w \cdot (d_3 - t_3) / \gamma_{M5}$
$ M_3 + \Delta M_3 \leq M_{3,Rd}$				$ 0,53 < 23,06$ verified (0,02)

Chord web instability

Diagonal 2

$N_{2,Rd} =$	905,25	[kN]	Tension capacity	$N_{2,Rd} = (f_{y0} \cdot t_w \cdot b_w / \sin(\theta_2)) / \gamma_{M5}$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$				$ 259,66 < 905,25$ verified (0,29)

Post

$N_{3,Rd} =$	477,33	[kN]	Compression capacity	$N_{3,Rd} = (f_{y0} \cdot t_w \cdot b_w / \sin(\theta_3)) / \gamma_{M5}$
$ N_3 \leq N_{3,Rd}$				$ -134,98 < 477,33$ verified (0,28)

Verification of welds

Diagonal 2

$\beta_w =$	0,89		Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1,25		Partial safety factor	[Table 2.1]

Longitudinal weld

$\sigma_{\perp} =$	40,66	[MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	40,66	[MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	76,67	[MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$				$ 40,66 < 352,80$ verified (0,12)
$\sqrt{ \sigma_{\perp} ^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$				$155,72 < 441,69$ verified (0,35)

Transverse inner weld

$\sigma_{\perp} = 94,26$ [MPa] Normal stress in a weld
 $\tau_{\perp} = 40,33$ [MPa] Perpendicular tangent stress
 $\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa] Tangent stress

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ $|94,26| < 352,80$ **verified** (0,27)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ $117,33 < 441,69$ **verified** (0,27)

Transverse outer weld

$\sigma_{\perp} = 20,28$ [MPa] Normal stress in a weld
 $\tau_{\perp} = 87,58$ [MPa] Perpendicular tangent stress
 $\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa] Tangent stress

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ $|20,28| < 352,80$ **verified** (0,06)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ $153,04 < 441,69$ **verified** (0,35)

Post

$\beta_w = 0,89$ Correlation coefficient [Table 4.1]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [Table 2.1]

Longitudinal weld

$\sigma_{\perp} = -46,97$ [MPa] Normal stress in a weld
 $\tau_{\perp} = -46,97$ [MPa] Perpendicular tangent stress
 $\tau_{\parallel} = -0,00$ [MPa] Tangent stress

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ $|-46,97| < 352,80$ **verified** (0,13)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ $93,94 < 441,69$ **verified** (0,21)

Transverse inner weld

$\sigma_{\perp} = -46,97$ [MPa] Normal stress in a weld
 $\tau_{\perp} = -46,97$ [MPa] Perpendicular tangent stress
 $\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa] Tangent stress

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ $|-46,97| < 352,80$ **verified** (0,13)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ $93,94 < 441,69$ **verified** (0,21)

Transverse outer weld

$\sigma_{\perp} = -46,97$ [MPa] Normal stress in a weld
 $\tau_{\perp} = -46,97$ [MPa] Perpendicular tangent stress
 $\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa] Tangent stress

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ $|-46,97| < 352,80$ **verified** (0,13)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ $93,94 < 441,69$ **verified** (0,21)

Connection conforms to the code	Ratio	0,62
--	--------------	------