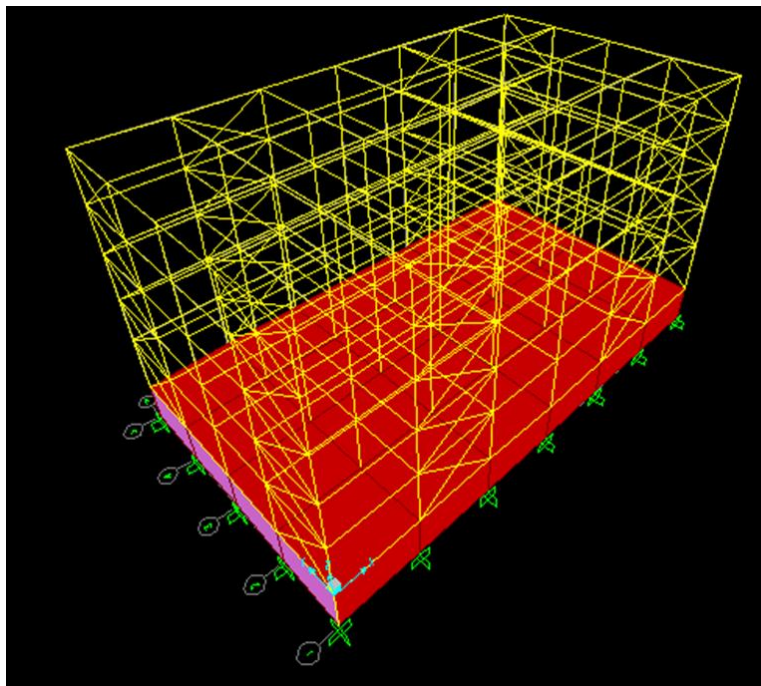




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
« ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ »
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΠΟΛΥΟΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ ΜΕ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ANNA ΘΕΟΔΩΡΟΠΟΥΛΟΥ, ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΕΜΠ/ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: Ι. ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ

ΑΘΗΝΑ, ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2017

ΕΜΚ ΜΕ 2017/01

Θεοδοροπούλου Άννα (2017)
Σχεδιασμός μεταλλικού πολυορόφου κτιρίου γραφείων με εναλλακτικές διατάξεις συνδέσμων
δυσκαμψίας
Μεταπτυχιακή Εργασία ΜΕ 2017/02
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Theodoropoulou Anna (2017)
Postgraduate Thesis EMK ME 2017/02
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα Μεταπτυχιακή Εργασία εκπονήθηκε στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου υπό την επίβλεψη του καθηγητή μου Κου Ι. Ραυτογιάννη.

Πρώτα απ' όλα θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή μου κ. Ι. Ραυτογιάννη για την ανάθεση αυτής της μεταπτυχιακής εργασίας. Τον ευχαριστώ επίσης για την πολύτιμη επιστημονική καθοδήγησή του, τις συμβουλές του και τη στήριξή του καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας. Οι γνώσεις του, η συνεχής παρακολούθηση της πορείας μου, αλλά και η διάθεσή του να βοηθήσει ουσιαστικά, έπαιξαν καθοριστικό ρόλο στην εκπόνηση της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου, για την κατανόηση, την υπομονή και τη συμπαράσταση που μου προσέφερε καθ' όλη τη διάρκεια των μεταπτυχιακών μου σπουδών.

Άννα Θεοδοροπούλου

Αθήνα

Φεβρουάριος 2017



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΜΕ 2017/01

Σχεδιασμός μεταλλικού πολυρόφου κτιρίου γραφείων με εναλλακτικές διατάξεις συνδέσμων δυσκαμψίας

Άννα Θεοδωροπούλου

Επιβλέπων: Ι. Ραυτογιάννης, Καθηγητής ΕΜΠ

Φεβρουάριος 2017

Περίληψη

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία έχει ως αντικείμενο τη μελέτη (ανάλυση και διαστασιολόγηση) ενός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτίριο αποτελείται από κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας για την εξασφάλιση αμετάθετων πλαισίων.

Πιο συγκεκριμένα, μελετήθηκε η συμπεριφορά του μεταλλικού κτιρίου υπό δυσμενείς φορτίσεις, οι οποίες καθορίζονται από τον κανονισμό, με σκοπό την διαστασιολόγησή του καθώς και τον έλεγχο της συμπεριφοράς του στην σεισμική φόρτιση, η οποία κρίνεται ιδιαίτερα σημαντική λόγω της εξαιρετικά σεισμογενούς περιοχής στην οποία βρίσκεται η χώρα μας. Συνεπώς, με την βοήθεια του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 προέκυψαν οι απαραίτητες διατομές υποστλωμάτων, δοκών, διαδοκίδων και συνδέσμων δυσκαμψίας που απαιτούνται για την στατική ευστάθεια του κτιρίου αλλά και για την ασφαλή λειτουργία.

Εξετάστηκαν επιπλέον 3 παραλλαγές του κτιρίου με σκοπό την καταλληλότερη διάταξη των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας και τη επίδραση θα έχει στη συμπεριφορά του κτιρίου. Συγκεκριμένα, στην 1 παραλλαγή οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας της διεύθυνσης x-x' παρέμειναν περιμετρικά και οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας της διεύθυνσης y-y' τοποθετήθηκαν πιο μέσα. Στην 2 παραλλαγή οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας της διεύθυνσης x-x' τοποθετήθηκαν πιο μέσα ενώ οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας της διεύθυνσης y-y' παρέμειναν περιμετρικά. Στην 3 παραλλαγή όλοι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν πιο μέσα.

Παραλληλα, εξετάστηκε η σεισμική απόκριση της κατασκευής σε όλες τις περιπτώσεις (συνολικά τέσσερις) και παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις ιδιομορφικές αναλύσεις. Έγινε επίσης έλεγχος δοκιμαστικής σύνδεσης του υποστλώματος με την κύρια δοκό στο αρχικό κτίριο.

Τέλος έγινε σύγκριση των όλων των περιπτώσεων μόρφωσης του κτιρίου και τα αποτελέσματα παρατίθενται στην όγδοη ενότητα.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΜΕ 2017/01

Σχεδιασμός μεταλλικού πολυορόφου κτιρίου γραφείων με εναλλακτικές διατάξεις συνδέσμων δυσκαμψίας

Άννα Θεοδοροπούλου

Επιβλέπων: Ι. Ραυτογιάννης, Καθηγητής ΕΜΠ

Φεβρουάριος 2017

Abstract

This thesis is intended to study (analysis and design) of a metal office building with reinforced concrete basement. The building consists of vertical stiffness cross links to ensure immovable frame.

Specifically, we studied the behavior of the metal building under adverse loads, which are defined by the Regulation, the purpose of sizing and controlling the behavior of the seismic loading, which is particularly important because of highly seismic area in which the our country. Therefore, with the help of finite element program SAP2000 emerged the necessary column sections, beams, struts and stiffening joints required for static stability of the building and to ensure safe operation.

Several additional three variants of the building to appropriate arrangement of the vertical joints stiffness and impact will have the behavior of the building. Specifically, in one variation vertical cross stiffness of the steering links x-x 'remained perimeter and vertical cross links stiffness of the y-y direction' placed more inside. In two variation vertical cross stiffness links of address x-x 'placed further inside while vertical cross stiffness links of y-y direction' remained around. In three variant all stiffness links placed further inside.

Simultaneously, the seismic response of the structure was examined in all cases (four in total) and details the results obtained from the modal analysis.

There was also proof connection control of the column with the main beam to the original building.

Finally was syngrisi of all the building molding case and the results are listed in the eighth section.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Ευχαριστίες.....	iii
Περίληψη.....	v
Abstract.....	vii
1. Εισαγωγή.....	1
1.1. Σκοπός της εργασίας.....	1
1.2. Παρουσίαση προγράμματος SAP2000.....	1
2. Περιγραφή του κτιρίου.....	3
2.1. Αρχιτεκτονικά.....	3
2.2. Στατικά	5
2.3. Προσομοίωμα κτιρίου στο SAP2000.....	6
3. Υλικά και Φορτίσεις.....	9
3.1. Υλικά κατασκευής.....	9
3.1.1. Δομικός χάλυβας S355.....	9
3.1.2. Σκυρόδεμα C25/30.....	9
3.1.3. Σύμμικτη Πλάκα.....	10
3.1.4. Χάλυβας οπλισμού B500C.....	10
3.2. Φορτίσεις.....	11
3.2.1. Μόνιμα φορτία (Dead Loads).....	11
3.2.2. Κινητά φορτία (Line Loads).....	11
3.2.3. Δράσεις ανέμου.....	12
3.2.4. Φορτίο χιονιού.....	25
3.2.5. Σεισμικές δράσεις.....	26

3.3. Συνδιασμοί δράσεων.....	32
3.3.1. Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	32
3.3.2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	33
3.3.3. Συνδιασμοί φορτίσεων.....	33
4. Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα.....	35
4.1. Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	35
4.1.1. Υποστύλωμα.....	36
4.1.2. Κύρια δοκός.....	38
4.1.3. Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	40
4.1.4. Δευτερεύουσες δοκοί HEB 300.....	42
4.1.5. Διαδοκίδες IPE 240.....	44
4.2. Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	45
4.3. Περιορισμός βλαβών.....	47
4.4. Έλεγχος σύμμικτης πλάκας.....	48
4.5. Σεισμική απόκριση κατασκευής.....	57
4.6. Έλεγχος κοχλιωτής σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος.....	63
5. Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα με μετάθεση των συνδέσμων δυσκαμψίας της διεύθυνσης y-y'.....	79
5.1. Περιγραφή του κτιρίου.....	79
5.2. Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	79
5.2.1. Έλεγχος υποστυλωμάτων.....	79
5.2.2. Έλεγχος κύριας δοκού.....	81
5.2.3. Έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	82
5.2.4. Έλεγχος Δευτερεύουσας δοκού.....	85
5.3. Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	86
5.4. Περιορισμός βλαβών.....	87
5.5. Σεισμική απόκριση Κατασκευής.....	87

6. Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα με μετάθεση των συνδέσμων δυσκαμψίας της διεύθυνσης x-x'	89
6.1. Περιγραφή του κτιρίου.....	89
6.2. Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	89
6.2.1. Έλεγχος υποστυλωμάτων.....	89
6.2.2. Έλεγχος κύριας δοκού.....	91
6.2.3. Έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	92
6.2.4. Έλεγχος Δευτερεύουσας δοκού.....	94
6.3. Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	95
6.4. Περιορισμός βλαβών.....	96
6.5. Σεισμική απόκριση Κατασκευής.....	96
7. Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα με μετάθεση όλων των συνδέσμων δυσκαμψίας.....	99
7.1. Περιγραφή του κτιρίου.....	99
7.2. Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	99
7.2.1. Έλεγχος υποστυλωμάτων.....	99
7.2.2. Έλεγχος κύριας δοκού.....	101
7.2.3. Έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	102
7.2.4. Έλεγχος Δευτερεύουσας δοκού.....	104
7.3. Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	105
7.4. Περιορισμός βλαβών.....	106
7.5. Σεισμική απόκριση Κατασκευής.....	106
8. Σύγκριση αποτελεσμάτων.....	109
8.1. Σύγκριση εντατικών μεγεθών.....	110
8.1.1. Αξονική ένταση υποστυλωμάτων.....	110
8.1.2. Τέμνουσα δύναμη κύριων δοκών.....	110
8.1.3. Ροπή κάμψης κύριων δοκών.....	111
8.1.4. Αξονική ένταση κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	111

8.2. Σύγκριση ιδιομορφών.....	112
8.3. Σύγκριση γωνιακών παραμορφώσεων.....	113
9. Συμπεράσματα.....	115
10.Βιβλιογραφία.....	117

1 Εισαγωγή

1.1 Σκοπός της εργασίας

Σκοπός της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, το οποίο θα βρίσκεται στην περιοχή της Αττικής με τους ισχύοντες Ευρωκώδικες. Η στατική προσέγγιση έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή SAP2000 και η μελέτη βασίστηκε στους ισχύοντες κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός

1.2 Παρουσίαση του προγράμματος SAP2000

Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος SAP2000 version 14.2.2, ένα διεθνώς αναγνωρισμένο εξελιγμένο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης – διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με εξαιρετικές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων μεγάλης γκάμας δομιμάτων, συμπεριλαμβανομένων γεφυρών, φραγμάτων, δεξαμενών και κτιρίων. Ένα χαρακτηριστικό του προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση είτε μεταλλικών κατασκευών, είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Παρακάτω γίνεται αναφορά σε κάποια βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο λογισμικό ανάλυσης:

- Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα ταχύτερης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.
- Οι δυνατότητες στατικών φορτίσεων επιτρέπουν την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανομημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προένταση, ενώ επιπλέον μπορούμε να έχουμε επικόμβιες φορτίσεις με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων και διεγέρσεις βάσης. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC. Επιπλέον, είναι διαθέσιμα μεταβαλλόμενα φορτία οχημάτων για μεμονωμένα οχήματα, λωρίδες φόρτισης και φορτία συρμών.
- Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών. Έτσι, παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με AISC-ASD, LRFD και

EC3, διαστασιολόγηση μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα με Αμερικάνικους κανονισμούς και EC2, καθώς και διαστασιολόγηση επιφανειακών στοιχείων.

- Σε περίπτωση μη γραμμικής πλαστικής ανάλυσης, η στατική Pushover ανάλυση εκτελείται με έναν απλό και πρακτικό τρόπο. Μη γραμμικές αρθρώσεις (πλαστικές αρθρώσεις) μπορούν να οριστούν σε οποιαδήποτε θέση των ραβδωτών στοιχείων, ενώ οι ιδιότητές τους μπορούν να οριστούν από τον χρήστη ή να υπολογιστούν αυτόματα από το πρόγραμμα. Οι αναλύσεις μπορεί να ελέγχονται, είτε από τις εξωτερικές δυνάμεις, είτε από τις παραμορφώσεις, και τα αποτελέσματα είναι διαθέσιμα σε γραφική μορφή ή πίνακες. Το ίδιο μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για Στατική, Δυναμική και μη γραμμική ανάλυση με χρονική ολοκλήρωση (Time History Analysis). Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής Pushover ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια από τους επεξεργαστές διαστασιολόγησης του προγράμματος. Τα αποτελέσματα της Pushover ανάλυσης απεικονίζονται και είναι διαθέσιμα βήμα – βήμα τόσο σε γραφική μορφή όσο και σε μορφή κειμένου. Οι φασματικές καμπύλες αντοχών με τις εξαιρετικές ιδιότητες αλληλεπίδρασης που διαθέτουν, επιτρέπουν την μελέτη των επιπτώσεων στην κατασκευή με άμεση αλλαγή των παραμέτρων.

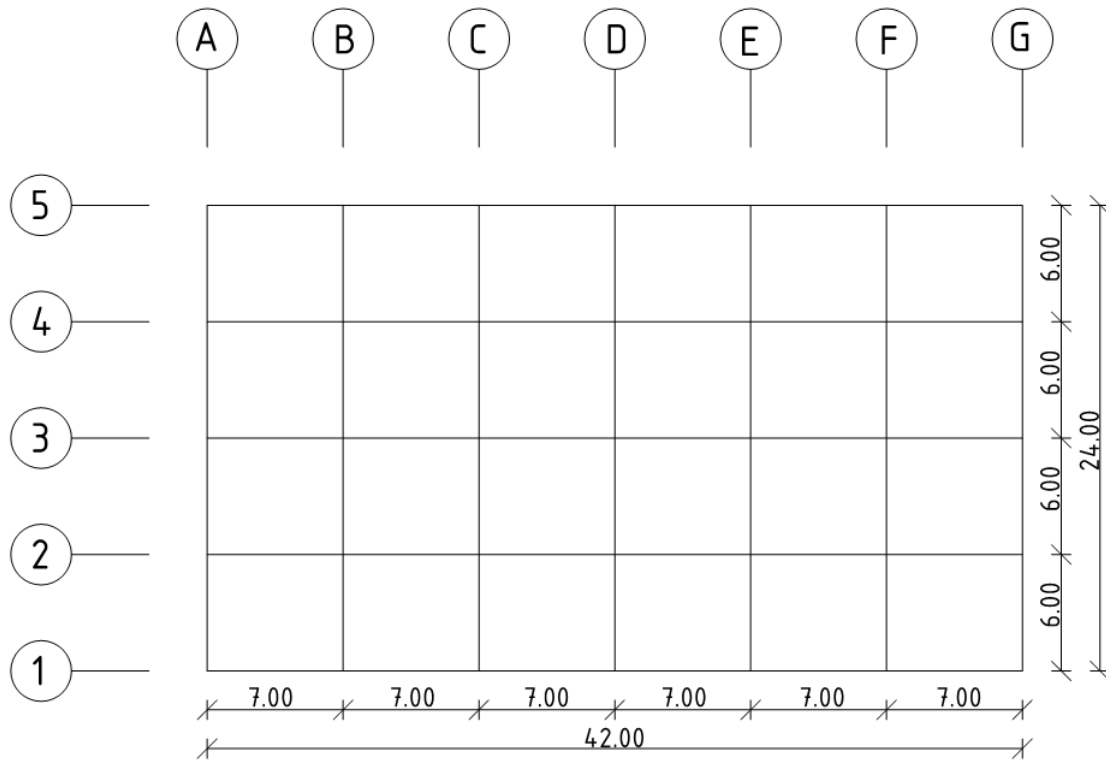
2 Περιγραφή του κτιρίου

2.1 Αρχιτεκτονικά

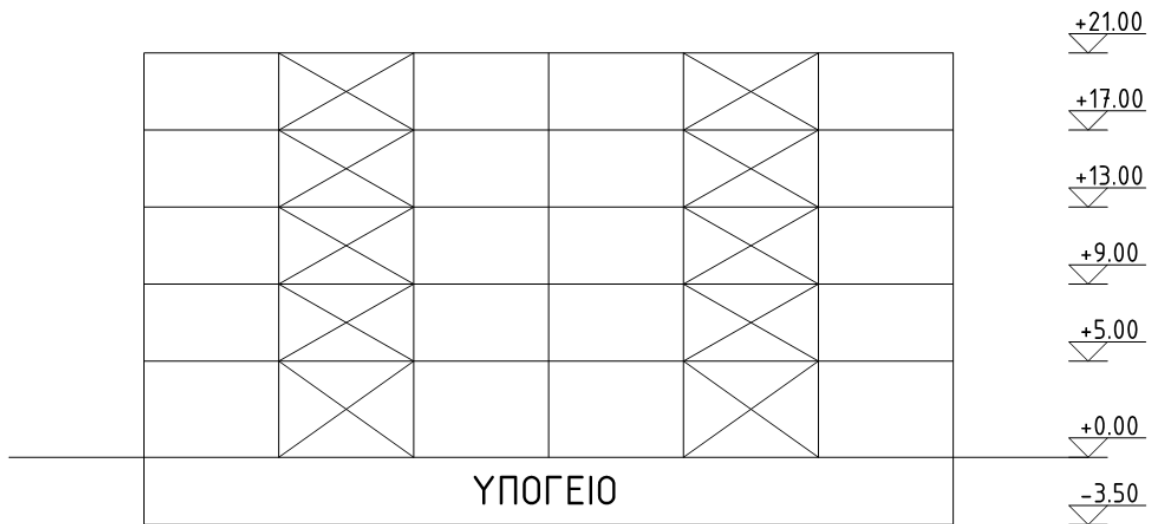
Πρόκειται για πενταόροφο βιομηχανικό κτίριο με μεταλλικό σκελετό. Έχει συνολικό μήκος 42 m και πλάτος 24 m. Η κάτοψη του κάθε ορόφου καλύπτει επιφάνεια 1008 m² και συνολικά καταλαμβάνει ωφέλιμη επιφάνεια 6048 m².

Η αρχιτεκτονική του κτιρίου είναι βασισμένη σε κάρναβο με φαντώματα των 7 m κατά τη διεύθυνση x και των 6 m κατά τη διεύθυνση y.

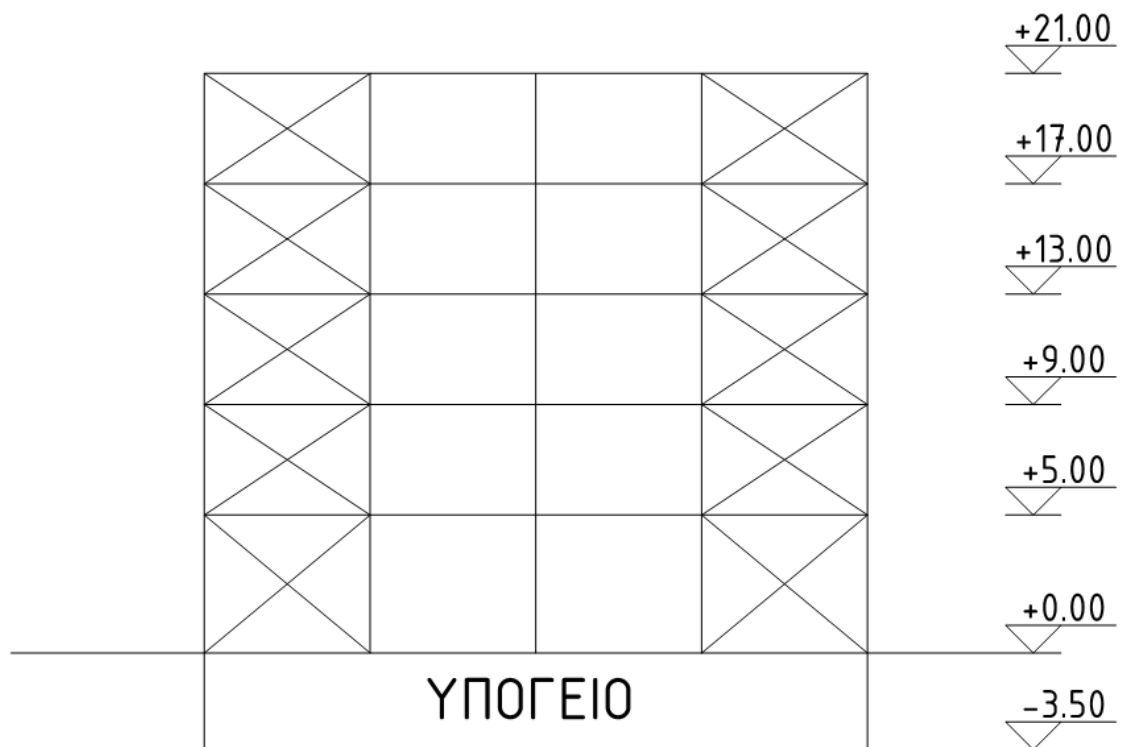
Παρατίθενται οι χαρακτηριστικές όψεις και κατόψεις:



Σχήμα 2.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου



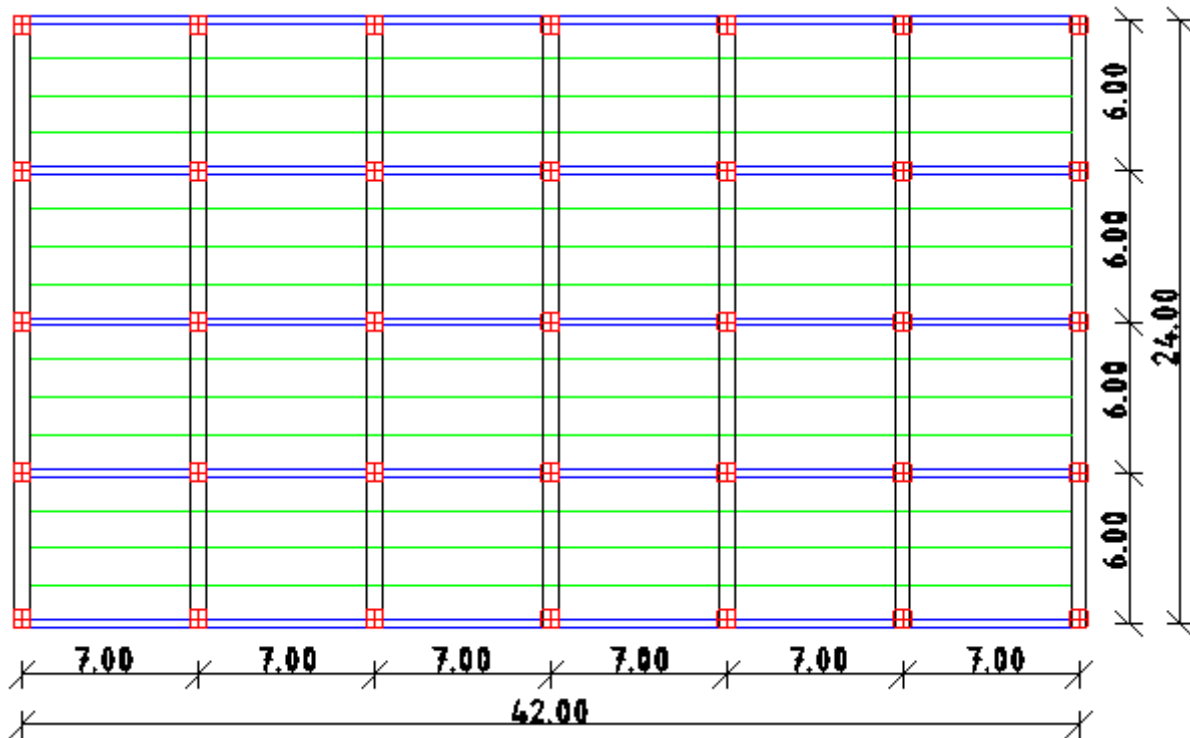
Σχήμα 2.2: Όψη πλαισίου κατά τον άξονα x



Σχήμα 2.3: Όψη πλαισίου κατά τον άξονα y

2.2 Στατικά

Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, μεταλλικές δοκούς, και πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα.



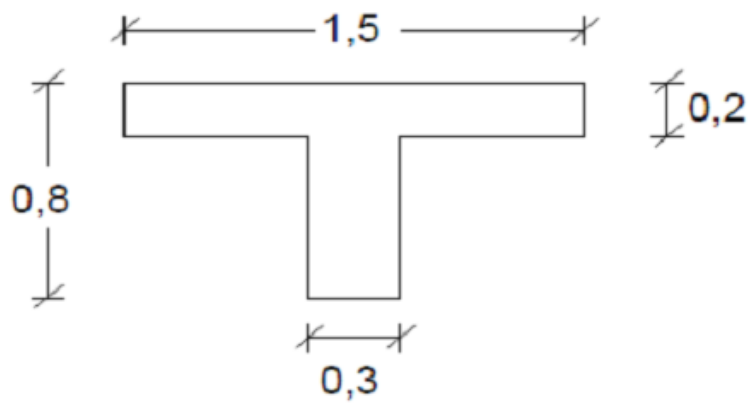
Σχήμα 2.4: Κάτοψη τυπικού ορόφου

Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω διατομές:

- Υποστυλώματα διατομής 2HEB 360 (κόκκινο χρώμα)
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 360 (μαύρο χρώμα)
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB 300 (μπλε χρώμα)
- Διαδοκίδες διατομής IPE 240 (πράσινο χρώμα)
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής RHS 120.120.8
- Σύμμικτη πλάκα Symdeck 73 αποτελούμενη από λαμαρίνα KSH 50 με πάχος $t=0,8$ mm

Η θεμελίωση έγινε με γενική κοιτόστρωση με πάχος πλάκας 0,90m κατασκευασμένη από σκυρόδεμα C25/30. Το υπόγειο κατασκευάστηκε με τοιχεία πλάτους 0,25m από σκυρόδεμα C25/30 καθώς και από υποστυλώματα διατομής 60x60. Η πλάκα οροφής υπογείου είναι κατασκευασμένη από μπετόν C25/30 πάχους 0,22m.

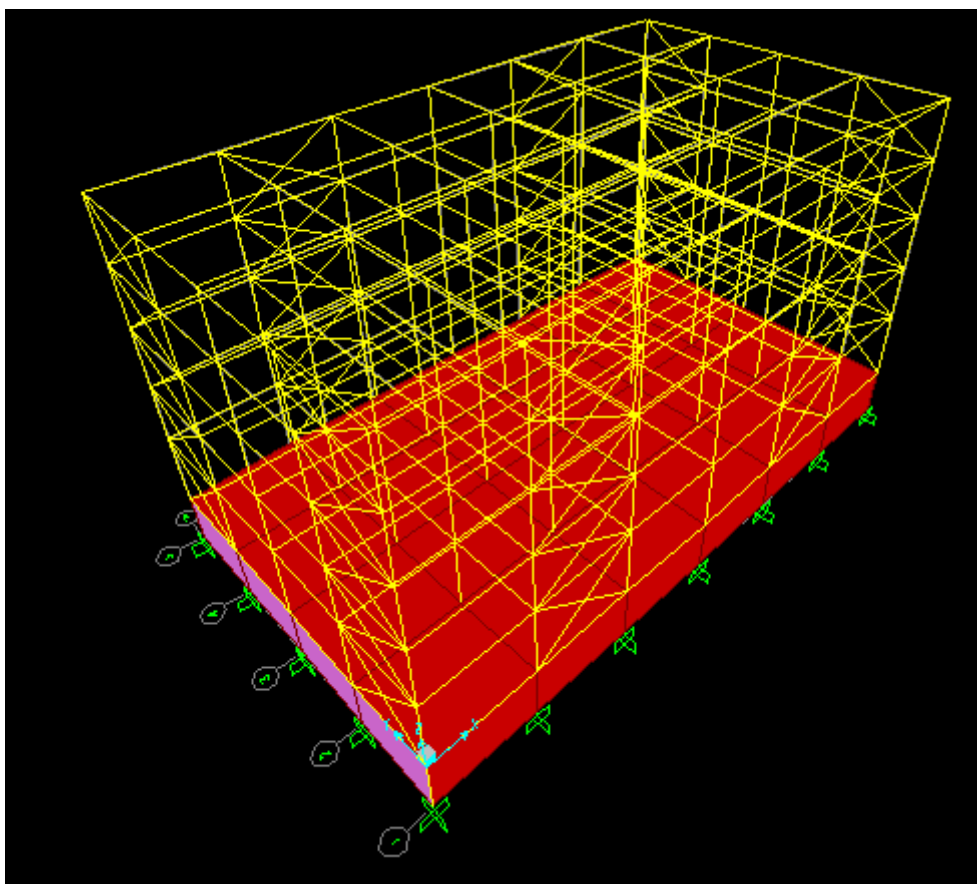
Οι δοκοί της οροφής υπογείου είναι μορφής πλακοδοκού με συνεργαζόμενο πλάτος 1,50m και πλάτος κορμού 0,3m με ύψος 0,8m όπως φαίνεται στη χαρακτηριστική διατομή.



Σχήμα 2.5: Χαρακτηριστική διατομή πλακοδοκού υπογείου

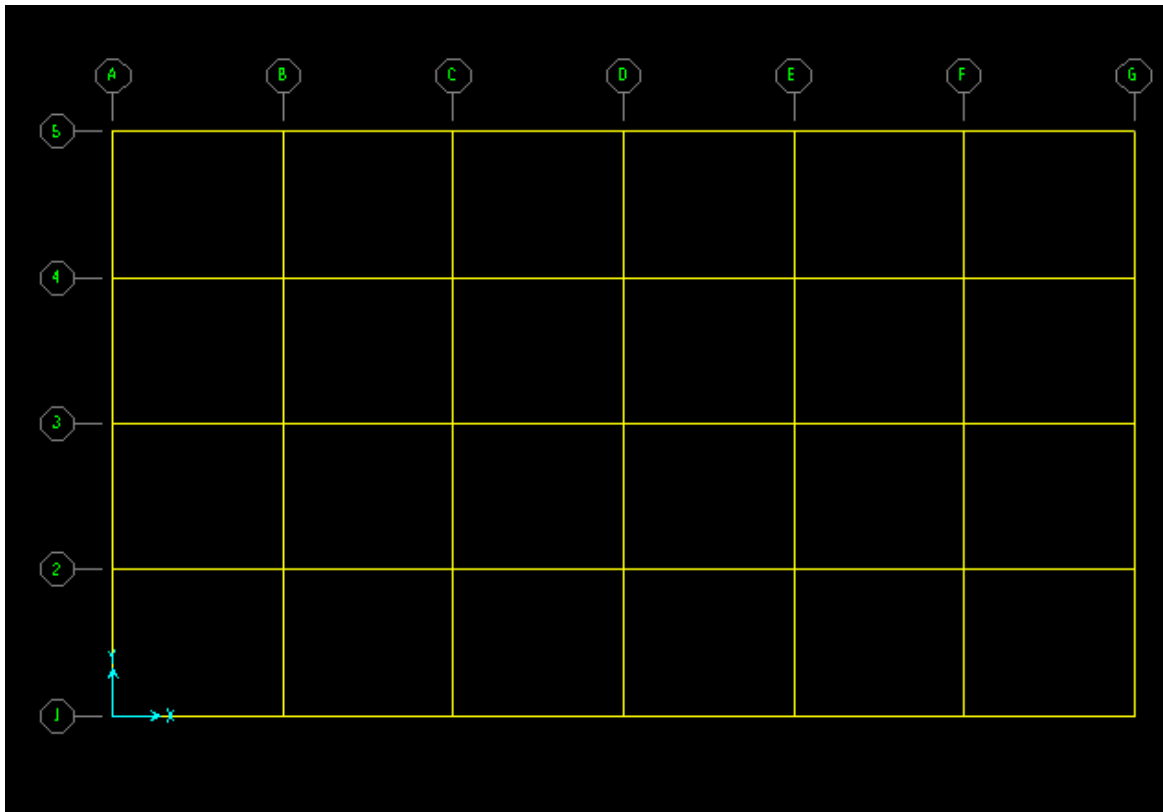
2.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο SAP2000

Σύμφωνα με όσα έχουν αναφερθεί έγινε εισαγωγή του μοντέλου του κτιρίου στο SAP2000.

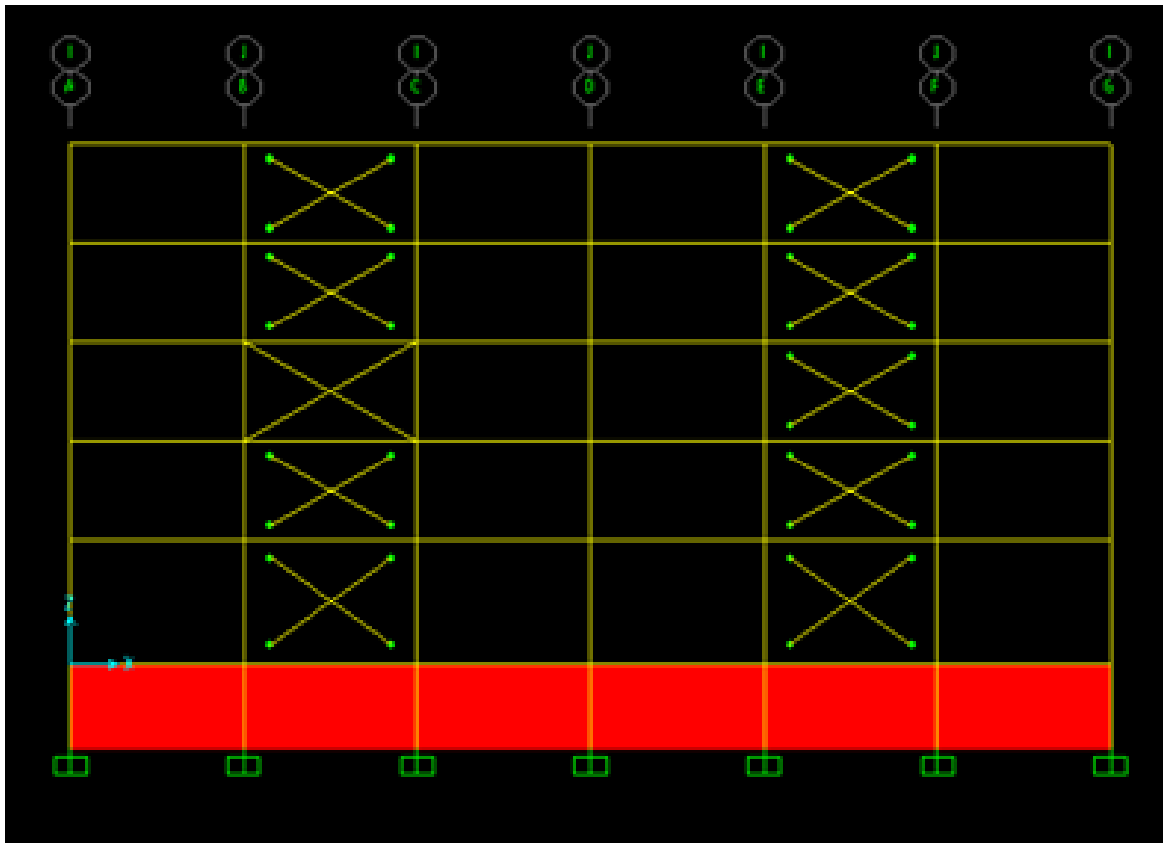


Σχήμα 2.6: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου στο SAP2000

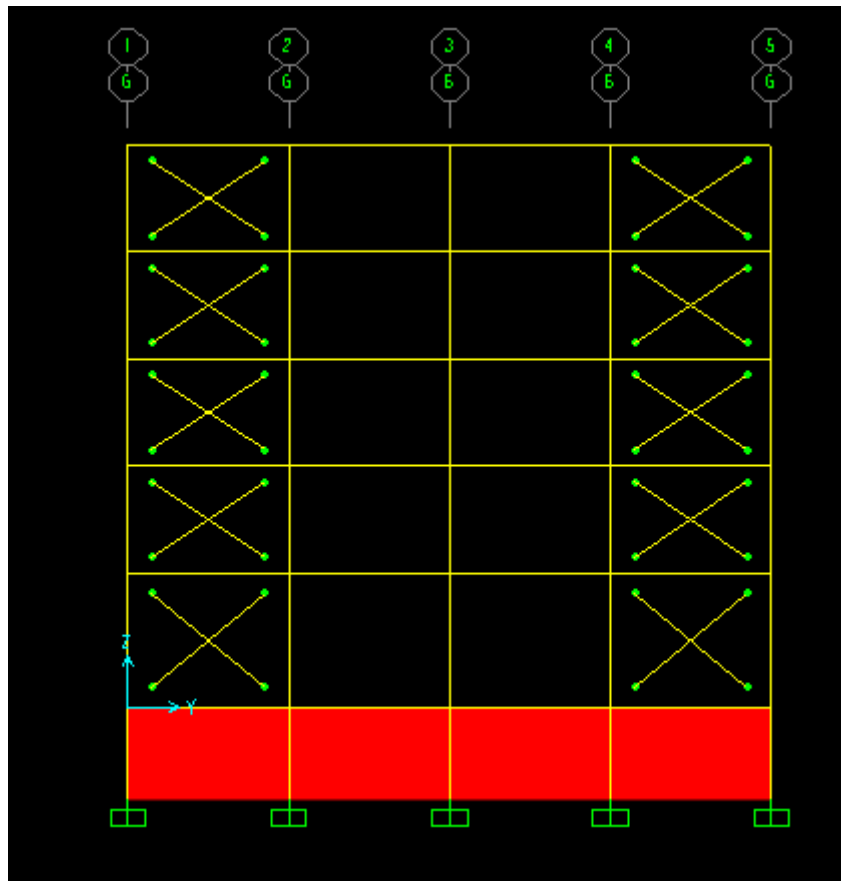
Ενδεικτικά επίσης παρουσιάζονται:



Σχήμα 2.7: Κάτοψη χαρακτηριστικού ορόφου



Σχήμα 2.8: Όψη πλαισίου κατά τον άξονα χ



Σχήμα 2.9: Όψη πλαισίου κατά τον άξονα y

Όλες οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων, υποστυλωμάτων – συνδέσμων δυσκαμψίας είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας (αρθρώσεις), πλην των πλαισίων παραλαβής ροπής όπου η σύνδεση υποστυλώματος – δοκού θεωρείται πάκτωση. Οι βάσεις των υποστυλωμάτων με το έδαφος είναι πάκτωση.

3 Υλικά και Φορτίσεις

3.1 Υλικά κατασκευής

3.1.1 Δομικός Χάλυβας S355

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων τεχνικών έργων, όπως το υπό μελέτη κτίριο. Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10025. Σε όλα τα μέλη της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S355, οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής (όριο θραύσης) f_u του δομικού χάλυβα δίνονται στον Πίνακα 3.1.

Μέτρο Ελαστικότητας	$E=210.000 \text{ MPa}$ ($2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$)
Μέτρο διάτμησης	$G=80769 \text{ MPa}$
Σταθερά Poisson	$\nu=0,3$
Ειδικό βάρος	$\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_M, \gamma_M=1,0$

Πίνακας 3.1: Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα S355

Ποιότητα κατά EN 10025-2	Πάχος στοιχείου $t \leq 40 \text{ mm}$		Πάχος στοιχείου $40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_y(\text{MPa})$	$f_u(\text{MPa})$	$f_y(\text{MPa})$	$f_u(\text{MPa})$
S355	355	510	335	470

3.1.2 Σκυρόδεμα C25/30

Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται στην χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμίων 28 ημερών. Για τις πλάκες του κτιρίου και τα τοιχώματα όπου αυτά υπάρχουν, έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30, που αντιστοιχεί σε αντοχή κυλίνδρου 25MPa.

Μέση τιμή επιβατικού μέτρου Ελαστικότητας	$E_{cm}=31 \text{ GPa}$ ($31 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$)
Σταθερά Poisson	$\nu=0,2$
Ειδικό βάρος	$\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ (οπλισμένο σκυρόδεμα)
Τάση σχεδιασμού	$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c, \gamma_c=1,5$

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών λαμβάνουμε υπόψη την μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων της φόρτισης. Έτσι η οριακή θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι $0,85f_{cd}$.

Πίνακας 3.2: Τιμές αντοχών σε MPa, σκυροδέματος C25/30

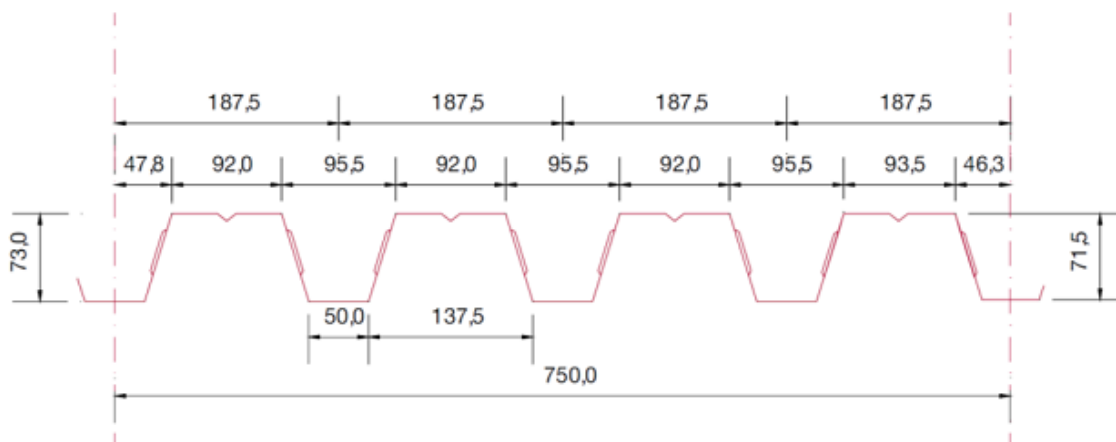
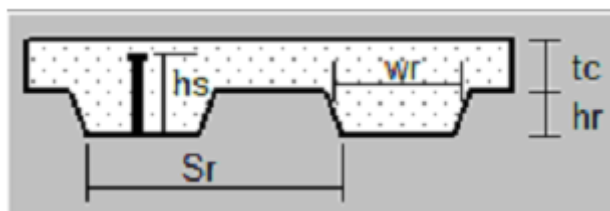
Ποιότητα Σκυροδέματος	f_{ck}	f_{cm}	f_{ctm}	$f_{ctk,0.05}$	$f_{ctk,0.95}$
C25/30	25	33	2,9	1,8	3,3

3.1.3 Σύμμικτη Πλάκα

Οι πλάκες των ορόφων επιλέχθηκαν σύμμικτες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος κατά τη φάση σκυροδέτησης, ενώ στη φάση λειτουργίας συνεργάζονται με το έγχυτο σκληρυμένο σκυρόδεμα και τα δύο υλικά λειτουργούν ως σύμμικτη πλάκα. Θα χρησιμοποιηθεί τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης τύπου SYMDECK 73 με πάχος λαμαρίνας $t=0,80$ mm, $t_c=57$ mm, $h_r=73$ mm, $w_r=50$ mm και $s_r=187,5$ mm.

Πίνακας 3.3: Χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου Symdeck 73

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m ²)	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L_y (cm ⁴ /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W_y (cm ³ /m)	27,57	29,48	36,99	42,23



Σχήμα 3.1: Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK73

3.1.4 Χάλυβας οπλισμού B500C

Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa και τάση σχεδιασμού } f_{sd}=f_{ys}/\gamma_s, \gamma_s=1,15$$

Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά των χαλύβων οπλισμού σκυροδέματος είναι τα ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.

3.2 Φορτίσεις

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατό να γίνει με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Το κτίριο θα πρέπει να είναι σε θέση να παραλάβει και να μεταφέρει τα φορτία με ασφάλεια στο έδαφος. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες :

Μόνιμα φορτία (G)

- Ιδία βάρη της κατασκευής
- Ιδίο βάρος επικάλυψης
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα κτλ)

Κινητά φορτία (Q)

- Κινητά φορτία ορόφων
- Δράσεις Ανέμου
- Φορτίο Χιονιού

Τυχηματικά φορτία

- Σεισμικά Φορτία

3.2.1 Μόνιμα φορτία (Dead loads)

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

Ιδία βάρη της κατασκευής

Ιδίο βάρος σκυροδέματος: $g_c=25\text{kN/m}^3$

Ιδίο βάρος σιδηροδοκού: $g_a=78,5\text{kN/m}^3$

Όλα τα ίδια βάρη υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανικός εξοπλισμός, μόνωση, σύμμικτη πλάκα κτλ) με τιμή $3,5\text{kN/m}^2$.

3.2.2 Κινητά φορτία (Line loads)

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κτλ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους για αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι

ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις), και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Στη μελέτη μας λήφθηκαν κινητά φορτία 5,00kN/m

3.2.3 Δράσεις ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4), για κτίρια και έργα ύψους μέχρι 200m, οι δράσεις ανέμου στις κατασκευές κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και αναπαρίστανται με ένα απλοποιημένο σύνολο πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Συνήθως, όμως, η επίδραση αυτή είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά.

Η πιο σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου, η οποία επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου (κυρίως το ύψος), η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εξετάζονται δύο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα $x'x$ ($\theta=0^\circ$) και τη θετική διεύθυνση του άξονα $y'y$ ($\theta=90^\circ$).

Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα έχει ταχύτητες:

- 33 m/s σε απόσταση έως και 10km από την ακτή
- 27 m/s στην υπόλοιπη χώρα

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}=33\text{m/s}$ και κατηγορία εδάφους IV (Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m) εφόσον θεωρήσαμε ότι η κατασκευή θα γίνει στην Αθήνα. Για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει $z_0=1,0\text{m}$ και $z_{\min}=10\text{m}$ (από τον πίνακα 3.4).

Πίνακας 3.4: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

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

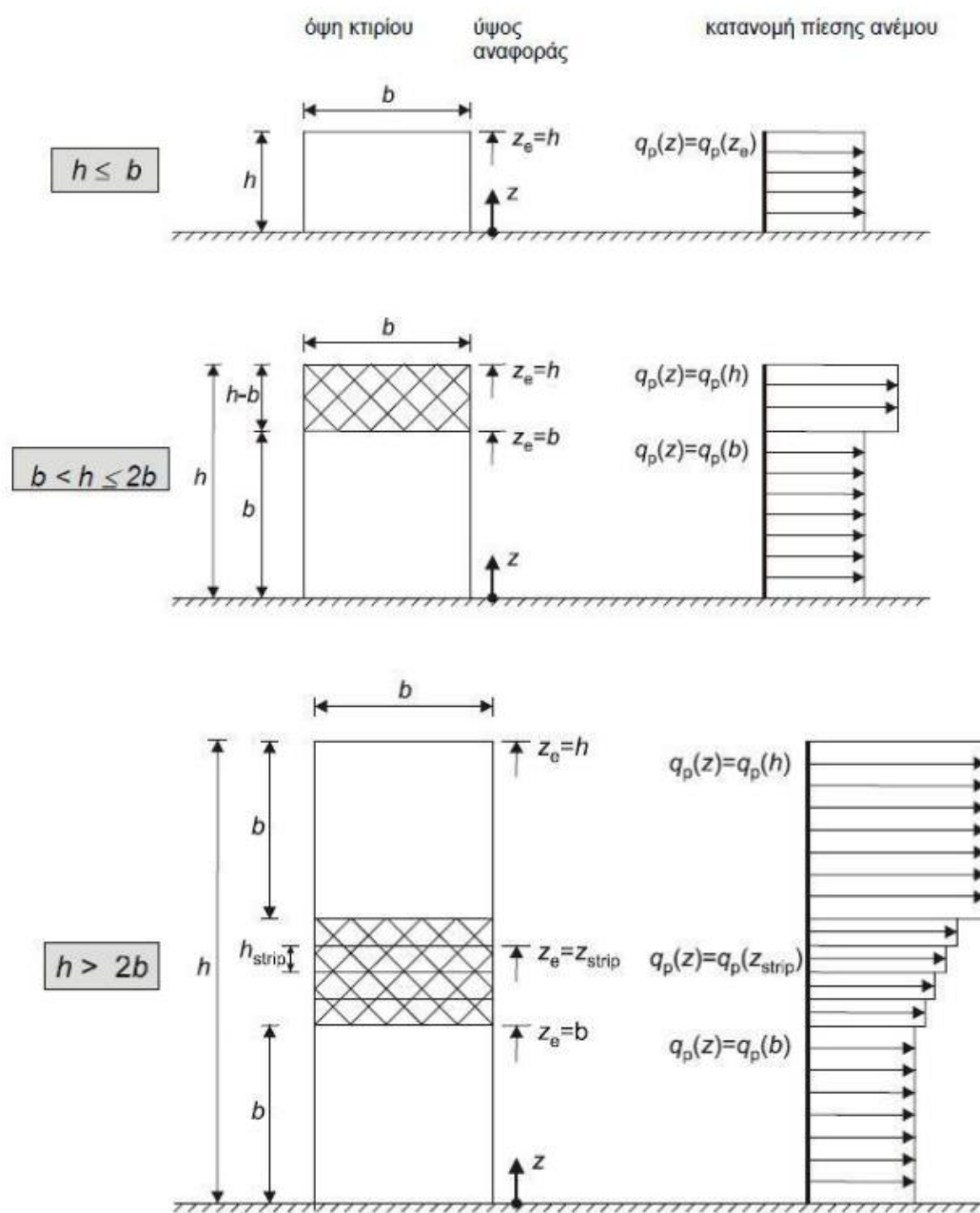
Βασική ταχύτητα του ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 33m/s = 33m/s$$

Ύψος αναφοράς z_e

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς για τους προσήνεμους τοίχους ανάλογα με τη σχέση ύψους h και πλάτους b του κτιρίου γίνεται στα παρακάτω σχήματα



ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η πίεση ανέμου θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα.

Σχήμα 3.2: Ύψος αναφοράς, z_e , που εξαρτάται από τα h και b , και αντίστοιχη κατανομή πιέσεων.

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

Συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$ υπολογίζεται από τις σχέσεις:

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

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

Όπου

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} = 0,2343 \text{ (συντελεστής εδάφους)}$$

z_0 : είναι το μήκος της τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

$z_{0,II}$: σύμφωνα με τον κανονισμό

z_{\min} : είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζει ο κανονισμός

z_{\max} : λαμβάνεται ίσο με 200m

Στην περίπτωση μας έχουμε:

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$:

Έχουμε ύψος $h=21m$ και πλάτος $b=24m \rightarrow h < 2b$ και συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος $z_e=h$.

Ισχύει ότι $z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200m$

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,2343 \ln\left(\frac{21}{1,0}\right) = 0,7133$$

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$:

Έχουμε ύψος $h=21m$ και πλάτος $b=42m \rightarrow h < 2b$ και συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος $z_e=h$.

Ισχύει ότι $z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200m$

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,2343 \ln\left(\frac{21}{1,0}\right) = 0,7133$$

Συντελεστής Τοπογραφικής Διαμόρφωσης C_t

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση κατά τη διεύθυνση του ανέμου.

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης προσδίδεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\begin{aligned} C_t &= 1 && \text{για } \Phi < 0,05 \\ C_t &= 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi && \text{για } 0,05 < \Phi < 0,3 \\ C_t &= 1 + 0,6 \cdot s && \text{για } \Phi > 0,3 \end{aligned}$$

Όπου

s : είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης, συνάρτηση των στοιχείων σύμφωνα με την προσήνεμη πλαγιά (οριζόντια, κατακόρυφη απόσταση κ.τ.λ.)

$\Phi = H_u/L$ είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά

Θεωρώ $\Phi=0$ άρα $C_t=1$

Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

Όπου

$C_r(z)$: είναι ο συντελεστής τραχύτητας, ο οποίος έχει υπολογιστεί παραπάνω και ισούται με 0,7133

$C_0(z)$: είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης με προτεινόμενη τιμή 1,0.

Στην περίπτωση μας έχουμε $v_m(z) = 0,7133 \cdot 1 \cdot 33 \text{ m/s} = 23,54 \text{ m/s}$

Δυναμικός Συντελεστής $c_s c_d$

Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο παραμέτρους, την παράμετρο c_s , η οποία λαμβάνει υπόψη της τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας και την δυναμική παράμετρο c_d , η οποία λαμβάνει υπόψη της την αυξανόμενη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής, το ύψος και το πλάτος της και η τιμή του προκύπτει από αντίστοιχο σχήμα του Ευρωκώδικα (για πολυόραφα κτίρια από χάλυβα).

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ με ύψος $h=21 \text{ m}$ και πλάτος $b=24 \text{ m}$
 $\rightarrow c_s c_d = 0,90$.
- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ με ύψος $h=21 \text{ m}$ και πλάτος $b=42 \text{ m}$
 $\rightarrow c_s c_d = 0,90$.

Πίεση Ταχύτητας Αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

Όπου

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

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

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση $c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$

q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη σχέση $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$

Στη σχέση αυτή είναι:

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1,0)

c_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1,0)

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

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

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \text{ και}$$

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

Όπου k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

Στην εξεταζόμενη περίπτωση η ένταση στροβιλισμού προκύπτει $I_v(z)=0,328$ και τελικά η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)=1,142 \text{ kN/m}^2$.

Αεροδυναμικοί Συντελεστές πίεσης και δύναμης

Οι συντελεστες αυτοί (εξωτερικής πίεσης c_{pe} , εσωτερικής πίεσης c_{pi} και συντελεστής δύναμης c_f) εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών, ή οι τελικές δυνάμεις ανέμου σε όλη την κατασκευή, ή σε ένα τμήμα της. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων, ενώ οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτιρίων. Επιπλέον οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης διακρίνονται σε καθολικούς και τοπικούς συντελεστές. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Οι τοπικοί συντελεστές $c_{pe,1}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από 1m^2 π.χ. για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές $c_{pe,10}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες των 10m^2 .

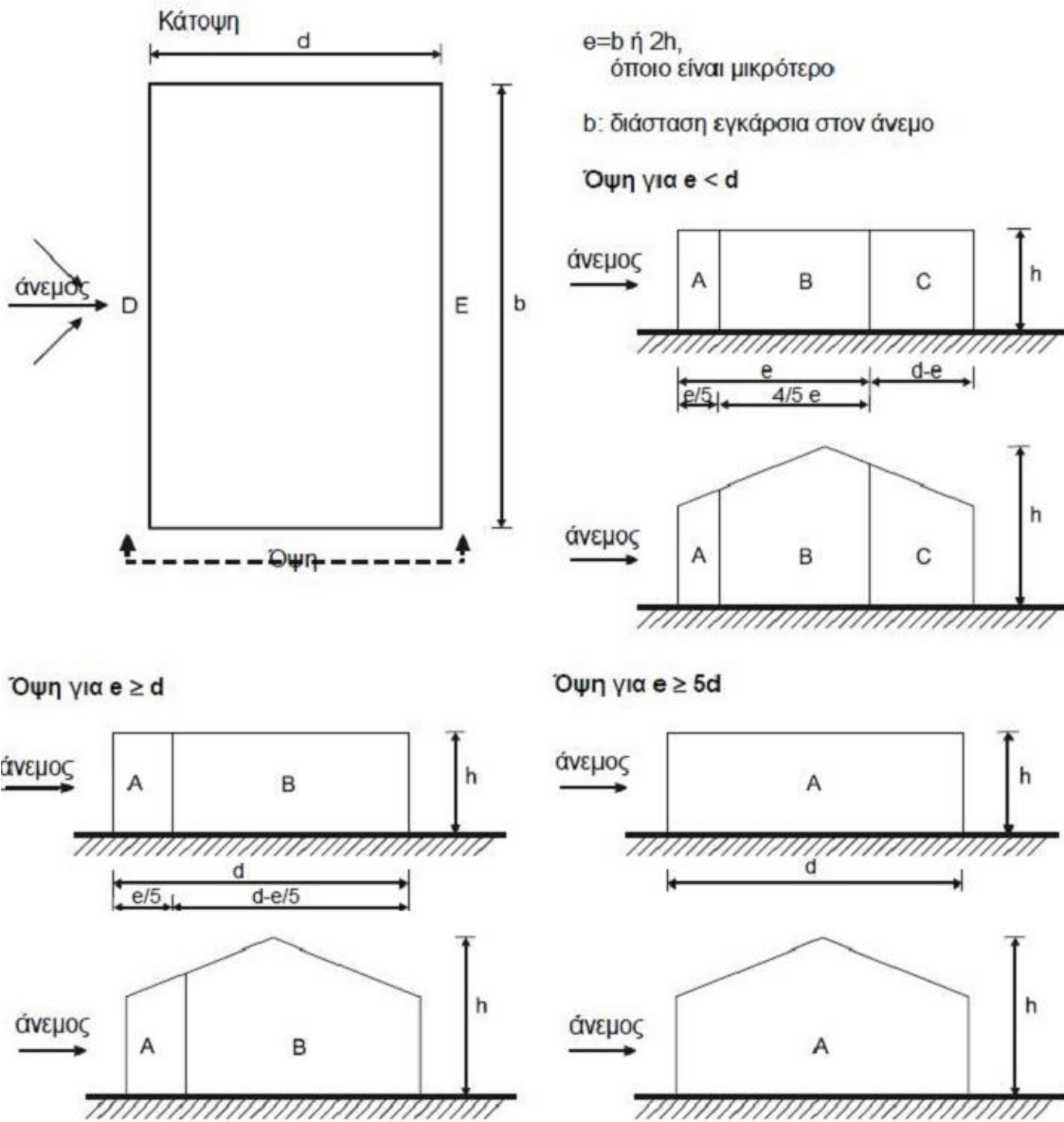
Εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=21\text{m}$ και πλάτος $b=24\text{m} \rightarrow A=504\text{m}^2$
- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=21\text{m}$ και πλάτος $b=42\text{m} \rightarrow A=882\text{m}^2$

Και στις δυο περιπτώσεις το εμβαδόν είναι μεγαλύτερο των 10m^2 , επομένως $c_{pe}=c_{pe,10}$.

Στους Πίνακες του Ευρωκώδικα 1 οι τιμές των συντελεστών c_{pe} , που αναφέρονται μόνο σε κτίρια, αντιστοιχούν σε διευθύνσεις του ανέμου κατα γωνίες 0° , 90° και 180° , έχουν όμως προκύψει για το εύρος μεταβολής της γωνίας αυτής κατά 45° ανά διεύθυνση. Αντιπροσωπεύουν επομένως τις δυσμενέστερες πιέσεις που μπορεί να εμφανιστούν στα διάφορα σημεία του κτιρίου.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, για το υπό μελέτη κτίριο, δίνονται από το Σχήμα 3.4 και τον Πίνακα 3.2, για κατακόρυφους τοίχους, για διευθύνσεις ανέμου 0° και 90° και ανάλογα με το λόγο h/d . Για ενδιάμεσες τιμές των πινάκων χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.



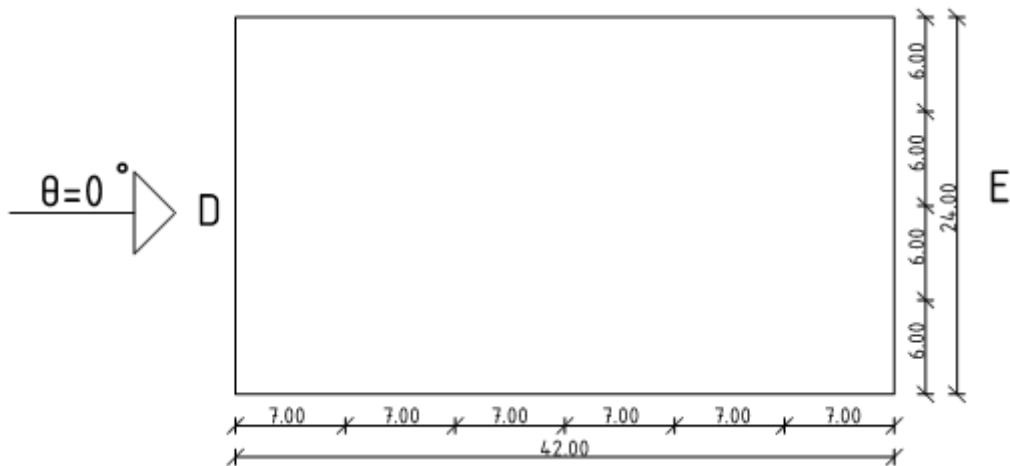
Σχήμα 3.3: Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 3.5: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

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

Εξωτερική Πίεση κατακόρυφων τοίχων

- Άνεμος διεύθυνσης $\theta=0^\circ$



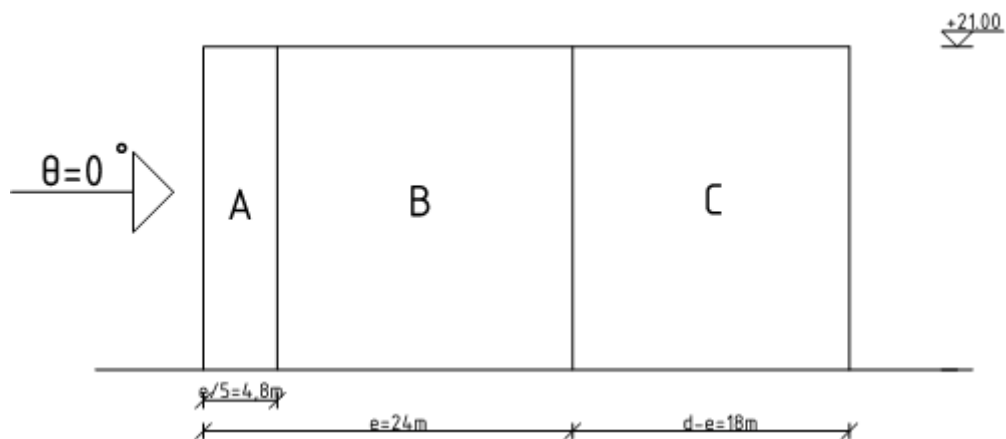
Σχήμα 3.4: Κάτοψη κτιρίου

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς

$$e = \min(b; 2h) = \min(24; 2 \cdot 21) = \min(24; 42) = 24\text{m}$$

$$e = 24\text{m} < d = 42\text{m}$$

$$h / d = 21/42 = 0,5$$



Σχήμα 3.5: Όψη κτιρίου για $e < d$

Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις προκύπτουν:

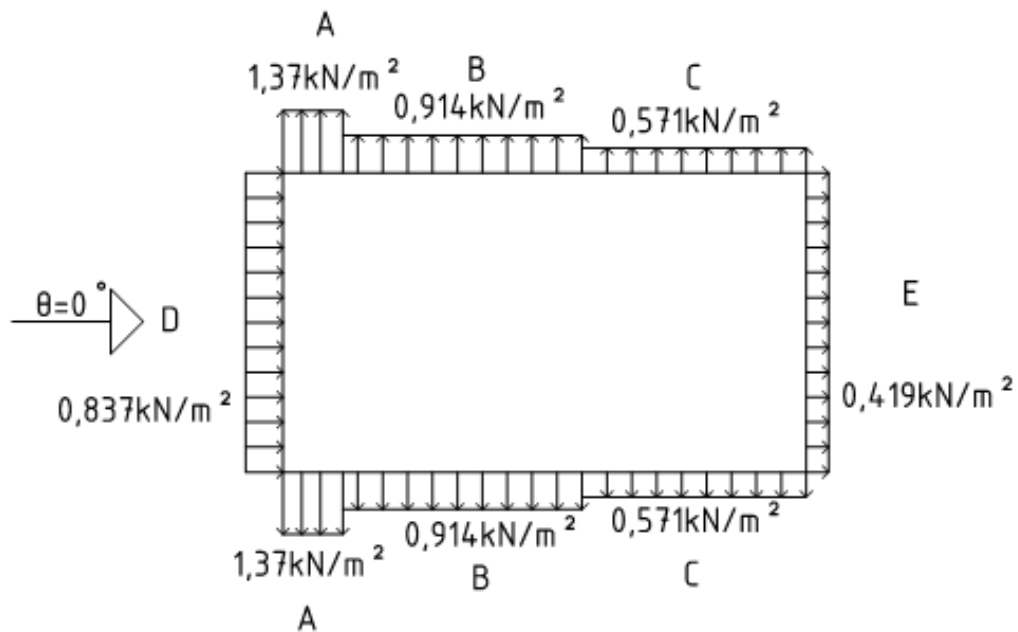
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,142 \cdot (-1,2) = -1,370 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{A}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,142 \cdot (-0,8) = -0,914 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{B}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,142 \cdot (-0,5) = -0,571 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{C}$$

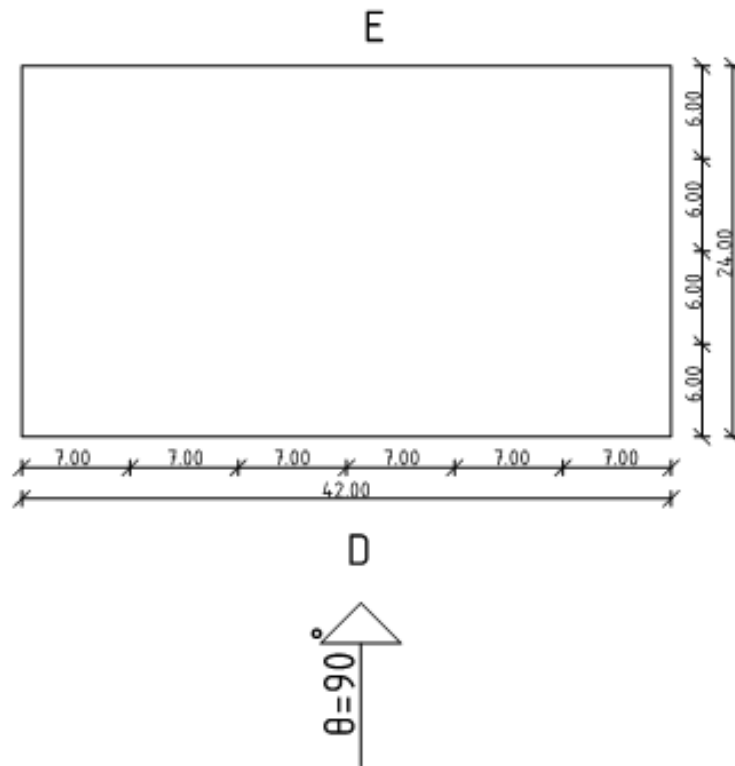
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,142 \cdot (0,733) = 0,837 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{D}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,142 \cdot (-0,367) = -0,419 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{E}$$



Σχήμα 3.6: Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

- Άνεμος διεύθυνσεως $\theta=90^\circ$



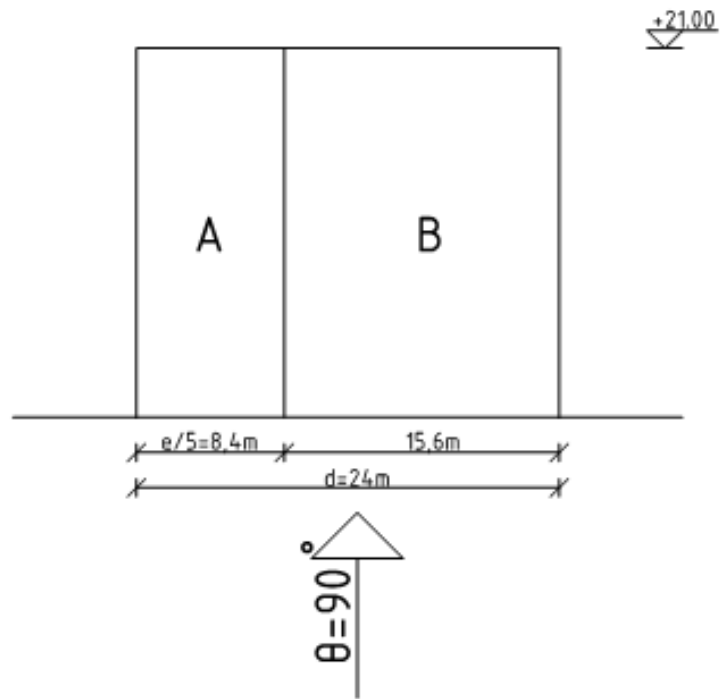
Σχήμα 3.7: Κάτοψη κτιρίου

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς

$$e = \min(b; 2h) = \min(42; 2 \cdot 21) = \min(42; 42) = 42\text{m}$$

$$e = 42\text{m} > d = 24\text{m}$$

$$h / d = 21 / 24 = 0,875$$



Σχήμα 3.8: Όψη κτιρίου για $e > d$

Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις προκύπτουν:

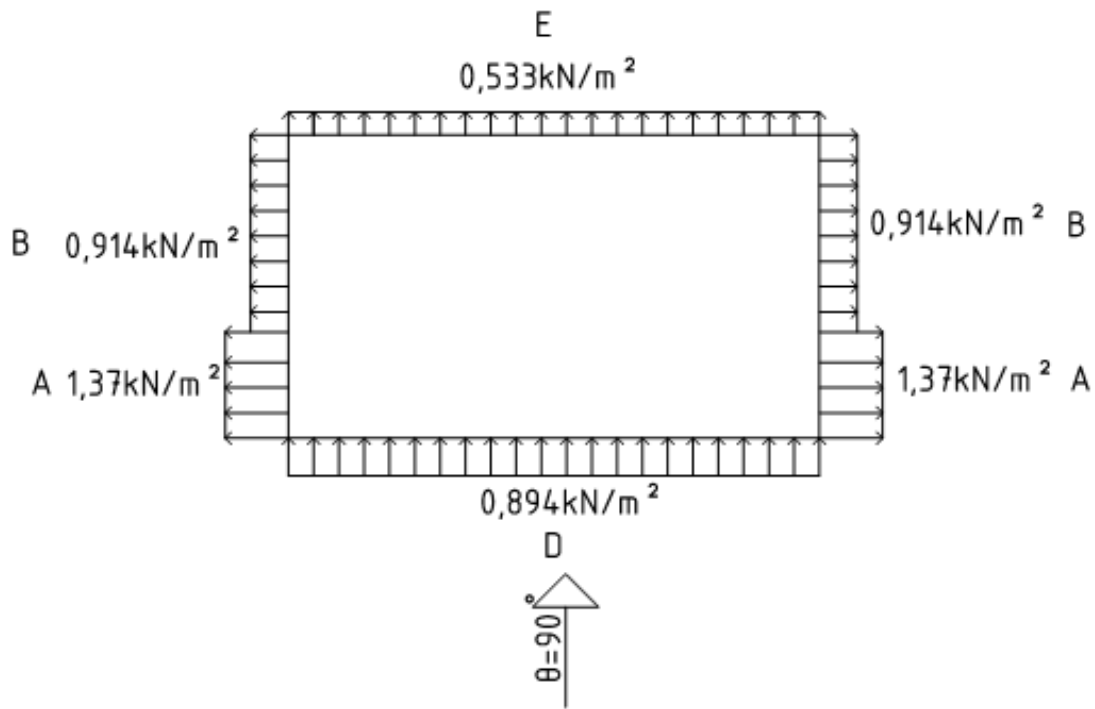
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,142 \cdot (-1,2) = -1,370 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{A}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,142 \cdot (-0,8) = -0,914 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{B}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,142 \cdot (-0,5) = -0,571 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{C}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,142 \cdot (0,783) = 0,894 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{D}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,142 \cdot (-0,467) = 0,533 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{E}$$



Σχήμα 3.9: Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

Εξωτερική Πίεση Στέγης

Η στέγη του κτιρίου είναι επίπεδη με αποτέλεσμα να δέχεται υποπίεση λόγω των φορτίων του ανέμου. Δηλαδή ο άνεμος έχει ευμενή επιρροή ως προς τα κατακόρυφα φορτία, συνεπώς δε συνδυάζεται με αυτά.

Τα αναλυτικά υπολογισθέντα φορτία ανέμου θεωρούμε, λόγω του τρόπου στήριξης της πλαγιοκάλυψης, ότι δρουν στα υποστυλώματα σαν γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα. Δηλαδή, το επιφανειακό φορτίο πολλαπλασιάστηκε με το μήκος επιρροής κάθε στήλου προκειμένου να αναχθεί σε γραμμικό ομοιόμορφα κατανεμημένο.

Σημειώνεται ότι στις υπήνεμες πλευρές οι οποίες χωρίζονται σε ζώνες φόρτισης εισήχθηκαν οι δυσμενέστερες τιμές σε όλο το μήκος.

Με αυτόν τον τρόπο κατασκευάσαμε τα φορτία WIND0 και WIND90 στο μελετούμενο μοντέλο του SAP2000.

3.2.4 Φορτίο Χιονιού

Τα φορτία του χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του EC1. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991). Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δεν μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνθηκών στατικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

Στην περίπτωση μας το φορτίο του χιονιού στην στέγη θα προσδιοριστεί από την σχέση για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

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

Όπου

μ_i Είναι ο συντελεστής μορφής του φορτίου, ο οποίος για μονοκλινή στέγη με κλίση $\alpha=0^\circ$ ισούται με 0,8.

$s_{k,0}$ Είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας (δηλαδή για $A=0$), ο οποίος για την Ζώνη II ισούται με $0,8kN/m^2$

C_e Είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για προστατευόμενο κτίριο λαμβάνεται ίσος με 1,2.

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

s_k Είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψόμετρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία και δίνεται από την σχέση:

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

Όπου

A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, το οποίο είναι 100m για την δικιά μας περίπτωση

$$\text{Επομένως } s_k = 0,8 \cdot \left[1 + \left(\frac{100}{917} \right)^2 \right] = 0,81kN/m^2$$

Μπορούμε πλέον να υπολογίσουμε το φορτίο χιονιού το οποίο θα είναι:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,81 = 0,777kN/m^2$$

3.2.5 Σεισμικές Δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεργασίες ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατασσονται επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στη μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

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

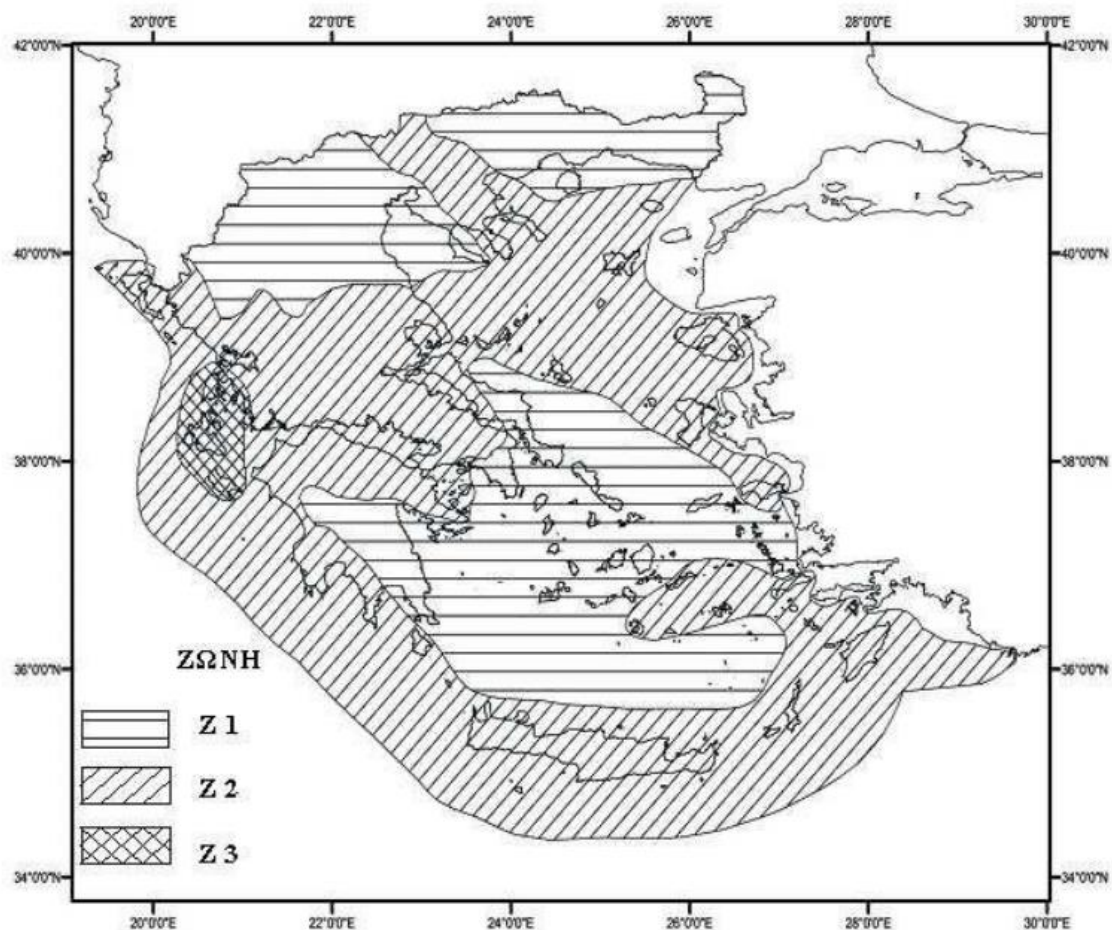
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα.

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

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

Το κτίριό μας θα θεωρήσουμε ότι βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I.



Σχήμα 3.10: Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από το χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση $A = \alpha \cdot g$. Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A = 0,16 \cdot g$.

Πίνακας 3.6: Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	0,16	0,24	0,36

Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ, Ε και Χ. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας Β (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 3.2 του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Πίνακας 3.7: Κατηγορία εδάφους

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεμ παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση. Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70m. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70m.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερη των 70m.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m. Ιλοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5m.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10m.
Χ	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων). Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.

Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I . Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_I = 1,00$.

Συντελεστής Συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίδονται στον παρακάτω Πίνακα, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για τον σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

Πίνακας 3.8: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• Διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• Σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	• Σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00
3. ΤΥΧΟΠΟΪΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένα (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με υλώσεις	3,00

Στο έργο μας λαμβάνουμε $q=1,50$

Φάσμα Σχεδιασμού

Κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού για τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες συνιστώσες του σεισμού. Για την κατασκευή των φασμάτων έγιναν λοιπόν οι ακόλουθες παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I (επιτάχυνση $A=0,16g$)
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), $\gamma=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς q 1,50
- Απόσβεση 4%

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις (ΕΚ8):

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

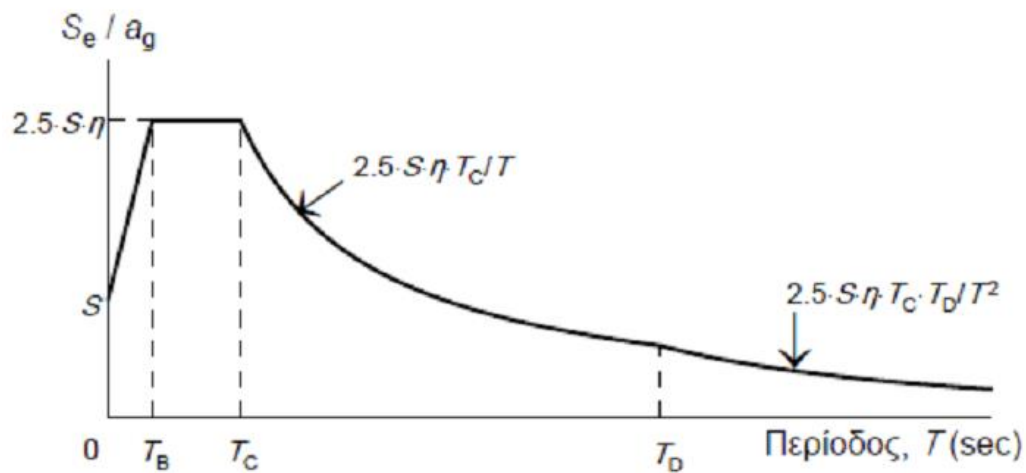
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

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

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

Όπου

- $S_d(T)$ Είναι η φασματική επιτάχυνση του σχεδιασμού
 T Είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελεύθερης κίνησης
 a_g Είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma I a_g R$)
 T_B Είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
 T_C Είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
 T_D Είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
 S Είναι ο συντελεστής εδάφους
 q Είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
 β Είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή $\beta=0,2$.



Σχήμα 3.11: Φασματική Επιτάχυνση

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα για έδαφος κατηγορίας Β, έχουμε:

$S=1,2$, $T_B=0,15s$, $T_C=0,5s$ και $T_D=2,0s$.

Πίνακας 3.9: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης τύπου 1

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,15	0,40	2,50
B	1,20	0,15	0,50	2,50
C	1,15	0,20	0,60	2,50
D	1,35	0,20	0,80	2,50
E	1,40	0,15	0,50	2,50

3.3 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οποίες επενεργούν σε αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας και λειτουργικότητας, και στη συνέχεια εφαρμόζονται στο φορέα. Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις, οι οποίες διακρίνονται στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ULS) και στις Λειτουργικότητας (SLS), χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των φορτίων που έχουμε υπολογίσει στην προηγούμενη παράγραφο. Οι συνδυασμοί αυτοί καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα και μόνον.

3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Σε αυτή την περίπτωση έχουμε πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κ.λ.π, που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\sum \gamma_{Gj} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Όπου το $Q_{k,1}$ αντιστοιχεί στην εκάστοτε επικρατέστερη μεταβλητή δράση.

Με αυτόν τον τρόπο προκύπτει μεγάλος συνδυασμός δράσεων:

Δυσμενής Συνδυασμός:

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q
- $1,35 \times G + 1,5 \times Q + 1,5 \times 0,6 \times W + 1,5 \times 0,5 \times S$
- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W
- $1,35 \times G + 1,5 \times W + 1,5 \times 0,7 \times Q + 1,5 \times 0,5 \times S$
- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S
- $1,35 \times G + 1,5 \times S + 1,5 \times 0,7 \times Q + 1,5 \times 0,6 \times W$

Ευμενής Συνδυασμός

- $1,00 \times G + 1,00 \times Q$

Για καταστάσεις σεισμού

- $\sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Οι τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια προκύπτουν από τον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 3.10: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για τα κτήρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιτα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιτα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Σε αυτή την περίπτωση έχουμε μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ, που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

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

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q
- $G + Q + 0,6 \times W + 0,5 \times S$
- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W
- $G + W + 0,7 \times Q + 0,5 \times S$
- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S
- $G + S + 0,7 \times Q + 0,6 \times W$

3.3.3 Συνδυασμοί Φορτίσεων

Ακολουθούν οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως έχουν ορισθεί στο πρόγραμμα:

DEAD	Άθροισμα μόνιμων φορτίων
LIVE	Άθροισμα κινητών φορτίων
WIND0	Άνεμος (κατά τη διεύθυνση x)
WIND90	Άνεμος (κατά τη διεύθυνση y)
SNOW	Φορτίο χιονιού
E	σεισμός

Πίνακας 3.11: Συνδυασμοί φορτίσεων όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα

Συνδυασμοί	DEAD	LIVE	WIND0	WIND90	SNOW	E
ΑΣΤΟΧΙΑ 1	1,35	1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 2	1,35	1,50	0,90	0,90	0,75	
ΑΣΤΟΧΙΑ 3	1,35	1,50			0,75	
ΑΣΤΟΧΙΑ 4	1,35	1,50	0,90	0,90		
ΑΣΤΟΧΙΑ 5	1,35	1,05	0,90	0,90	1,50	
ΑΣΤΟΧΙΑ 6	1,35		0,90	0,90	1,50	
ΑΣΤΟΧΙΑ 7	1,35	1,05			1,50	
ΑΣΤΟΧΙΑ 8	1,35	1,05	1,50	1,50	0,75	
ΑΣΤΟΧΙΑ 9	1,35		1,50	1,50		
ΑΣΤΟΧΙΑ 10	1,00		1,50	1,50		
ΑΣΤΟΧΙΑ 11	1,00	0,30				1,00
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 1	1,00	1,00			0,50	
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 2	1,00	1,00	0,60	0,60	0,50	
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 3	1,00	1,00	0,60	0,60		
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 4	1,00	0,70			1,00	
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 5	1,00	0,70	0,60	0,60	1,00	
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 6	1,00		0,60	0,60	1,00	
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 7	1,00		1,00	1,00		
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 8	1,00	0,70	1,00	1,00	0,5	

4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα

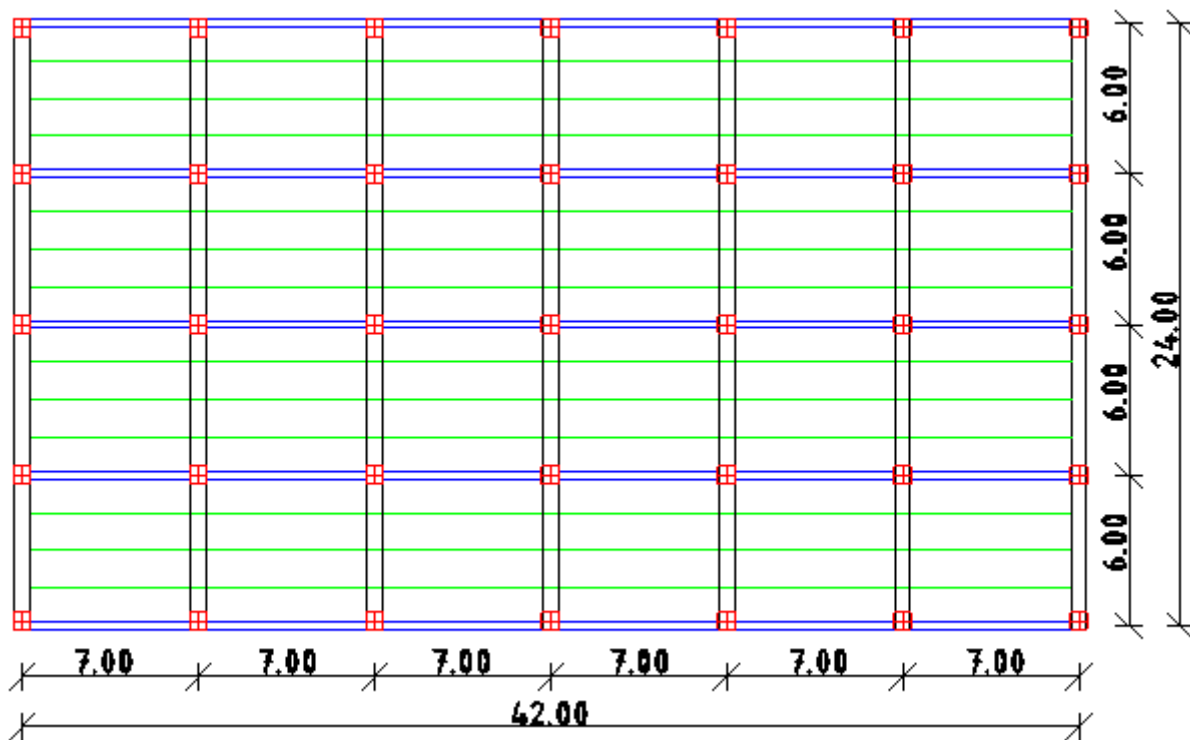
4.1 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Ενδεικτικά παρουσιάζονται η διαστασιολόγηση χαρακτηριστικών μελών, όπως προέκυψε από την επίλυση του προγράμματος.

Επιγραμματικά, οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στα μέλη για την οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) είναι αντοχής σε θλίψη, αντοχής σε τέμνουσα, αντοχής σε κάμψη, έλεγχος υπό κάμψη και τέμνουσα, έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη, καμπτικού λυγισμού λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης, στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υπό θλίψη και κάμψη.

Ο δείκτης του πόσο ευμενής ή δυσμενής είναι μία διατομή είναι ο δείκτης εκμετάλλευσης (RATIO). Αποτελείται από ένα άθροισμα 3 λόγων (Δράση- i /Αντοχή- i), όπου I είναι η αξονική δύναμη, η ροπή περί τον ισχυρό άξονα και περί τον ασθενή άξονα.

Η αρχική επίλυση η οποία έγινε με τις εξής διατομές:



Σχήμα 4.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου

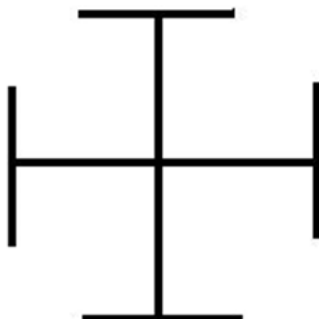
Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω διατομές:

- Υποστυλώματα διατομής 2HEB 360 (κόκκινο χρώμα)
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 360 (μαύρο χρώμα)
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB 300 (μπλε χρώμα)
- Διαδοκίδες διατομής IPE 240 (πράσινο χρώμα)
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής RHS 120.120.8
- Σύμμικτη πλάκα Symdeck 73 αποτελούμενη από λαμαρίνα KSH 50 με πάχος $t=0,8\text{mm}$.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι δυσμενέστερες θέσεις των υποστυλωμάτων, των κύριων και δευτερευουσών δοκών, των διαδοκίδων και τέλος των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

4.1.1 Υποστώλωμα

Επιλέξαμε ένα από τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου (μέλος SIS20), καθώς αυτά προκύπτουν δυσμενέστερα ως προς τον έλεγχο αστοχίας.



Σχήμα 4.2: Σχήμα διατομής υποστυλώματος

Χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος:

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος (μέλους SIS20)

Υποστώλωμα
$h_c = 360,00\text{mm}$
$b_{fc} = 300,00\text{mm}$
$t_{wc} = 12,50\text{mm}$
$t_{fc} = 22,50\text{mm}$
$A = 347\text{cm}^2$
$d = 261\text{mm}$
$W_{pl,y} = 3613\text{cm}^3$

Όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα της ανάλυσης, ο δυσμενέστερος συνδυασμός για τα υποστυλώματα είναι ο ULS3 (1,35μόνιμο+1,5κινητό+0,75χιόνι). Για αυτό το συνδυασμό αστοχίας το ratio του μέλους είναι 0,729, δηλαδή η διατομή επαρκεί για τον έλεγχο αστοχίας.

Πίνακας 4.2: Πίνακας ανάλυσης μέλους SIS20 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: SIS20 Analysis Section: 2HEB360
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: 2HEB360

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	=	AXL + B-MAJ + B-MIN	-----// -MAJ-SHR	---MIN-SHR-	RATIO RATIO
ULS2a	2,50	0,724 (C)	=	0,723 + 0,001 + 0,000			0,000 0,000
ULS2a	5,00	0,724 (C)	=	0,722 + 0,002 + 0,000			0,000 0,000
ULS2b	0,00	0,729 (C)	=	0,724 + 0,005 + 0,000			0,000 0,000
ULS2b	2,50	0,724 (C)	=	0,723 + 0,001 + 0,000			0,000 0,000
ULS2b	5,00	0,724 (C)	=	0,722 + 0,002 + 0,000			0,000 0,000
ULS3	0,00	0,729 (C)	=	0,724 + 0,005 + 0,000			0,000 0,000

 Strength Deflection Stylesheet: Default

Πίνακας 4.3: Πίνακας ανάλυσης μέλους SIS20 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN, m, C

Combo : ULS3
 Units : KN, m, C

Frame : SIS20 Design Sect: 2HEB360
 X Mid : 35,000 Design Type: Column
 Y Mid : 12,000 Frame Type : Braced Frame
 Z Mid : 2,500 Sect Class : Class 3
 Length : 5,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0,000 RLLF : 1,000

Area : 0,035 SMajor : 0,003 rMajor : 0,122 AUMajor: 0,019
 IMajor : 5,189E-04 SMinor : 0,003 rMinor : 0,122 AUMinor: 0,019
 IMinor : 5,189E-04 ZMajor : 0,004 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 0,004 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-5376,481	6,731	2,080E-04	1,934	1,031E-04	0,000

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.61)	0,729	= 0,724	+ 0,005	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-5376,481	7422,912	11204,688	7422,912	8886,100

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb,Rd Capacity
Major Moment	6,731	930,280	930,280	930,280
Minor Moment	2,080E-04	930,280	930,280	

4.1.2 Κύρια δοκός

Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης του μέλους D42.

Πίνακας 4.4: Χαρακτηριστικά διατομής κύριας δοκού (μέλους D42)

I/Wide Flange Section

Section Name HE360B

Section Notes

Extract Data from Section Property File

c:\program files (x86)\computers and

Properties

Property Modifiers

Material + S355

Dimensions

Outside height (t3) 0,36

Top flange width (t2) 0,3

Top flange thickness (tf) 0,0225

Web thickness (tw) 0,0125

Bottom flange width (t2b) 0,3

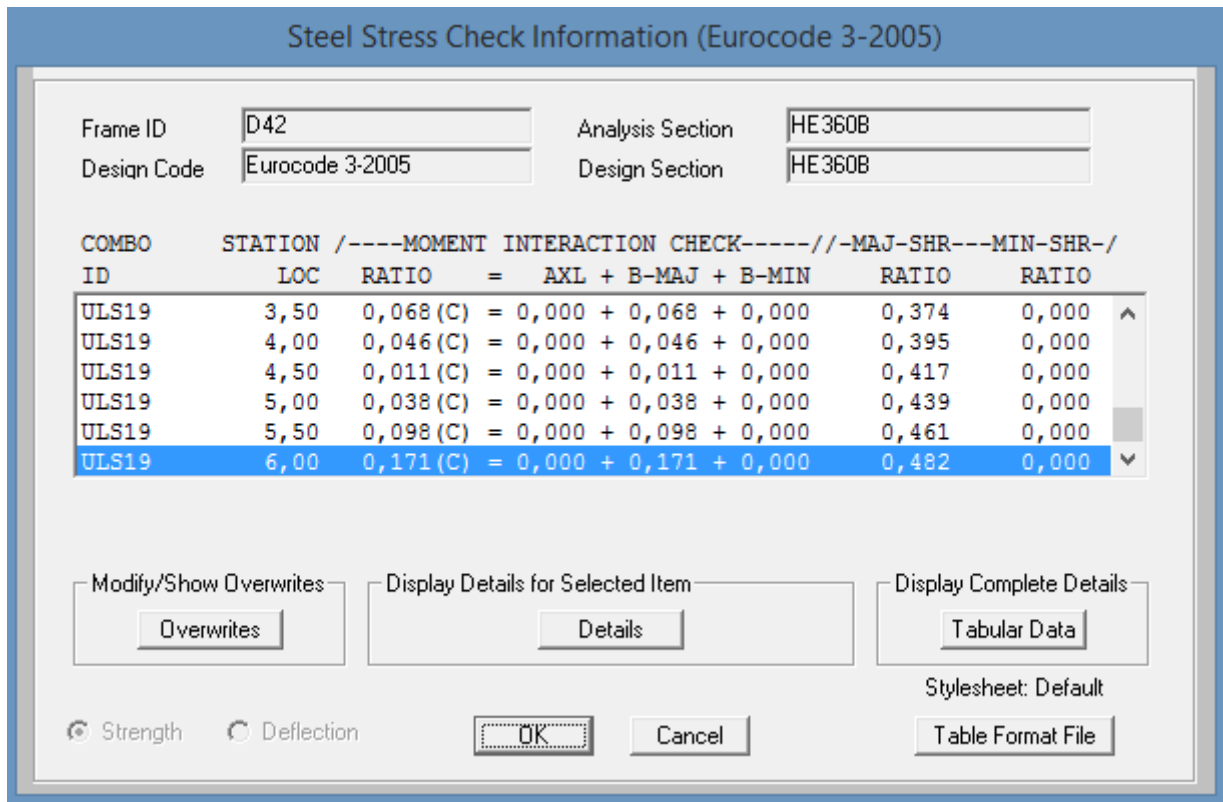
Bottom flange thickness (tfb) 0,0225

Display Color

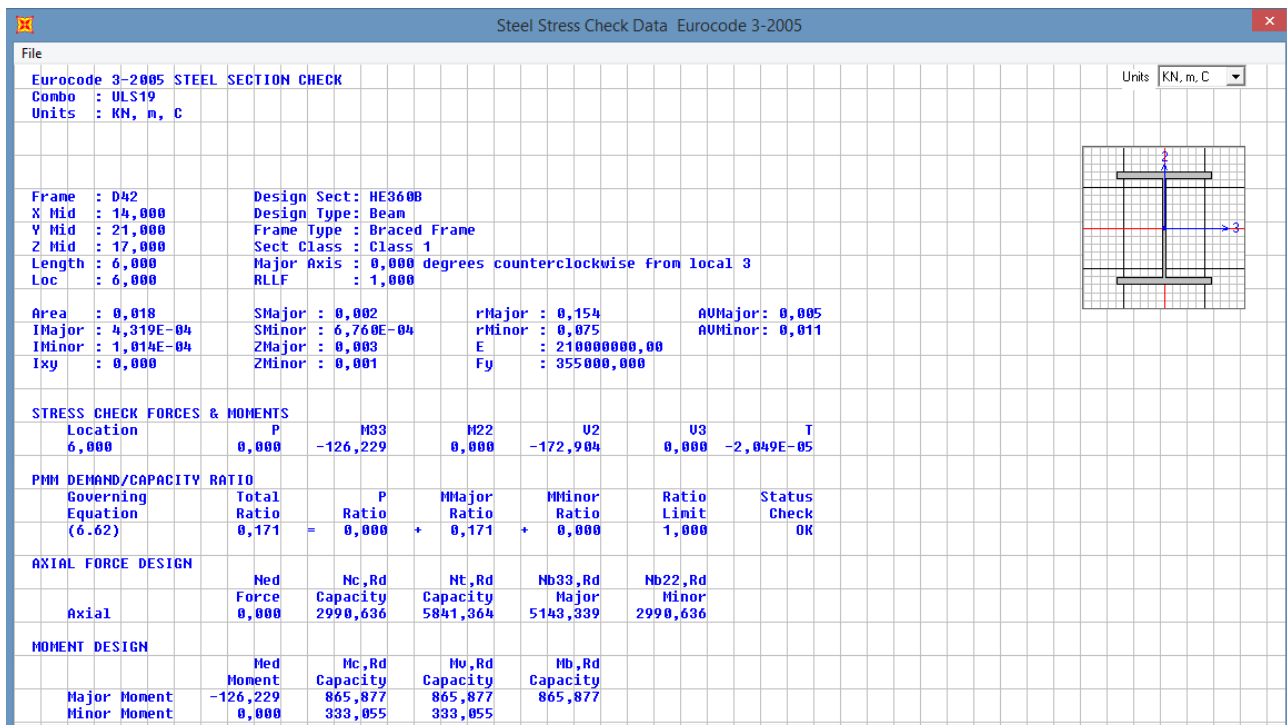
Ο συνδυασμός που είναι δυσμενέστερος για τις κύριες δοκούς του 1^{ου} ορόφου είναι ο σεισμικός (ULS19=1,00μόνιμο + 0,3κινητό + 1,00σεισμός).

Για αυτό το συνδυασμό αστοχίας το ratio του μέλους είναι 0,171 οπότε επαρκεί για τον έλεγχο αστοχίας.

Πίνακας 4.5: Πίνακας ανάλυσης μέλους D42 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας



Πίνακας 4.6: Πίνακας ανάλυσης μέλους D42 για το συνδυασμό αστοχίας ULS19

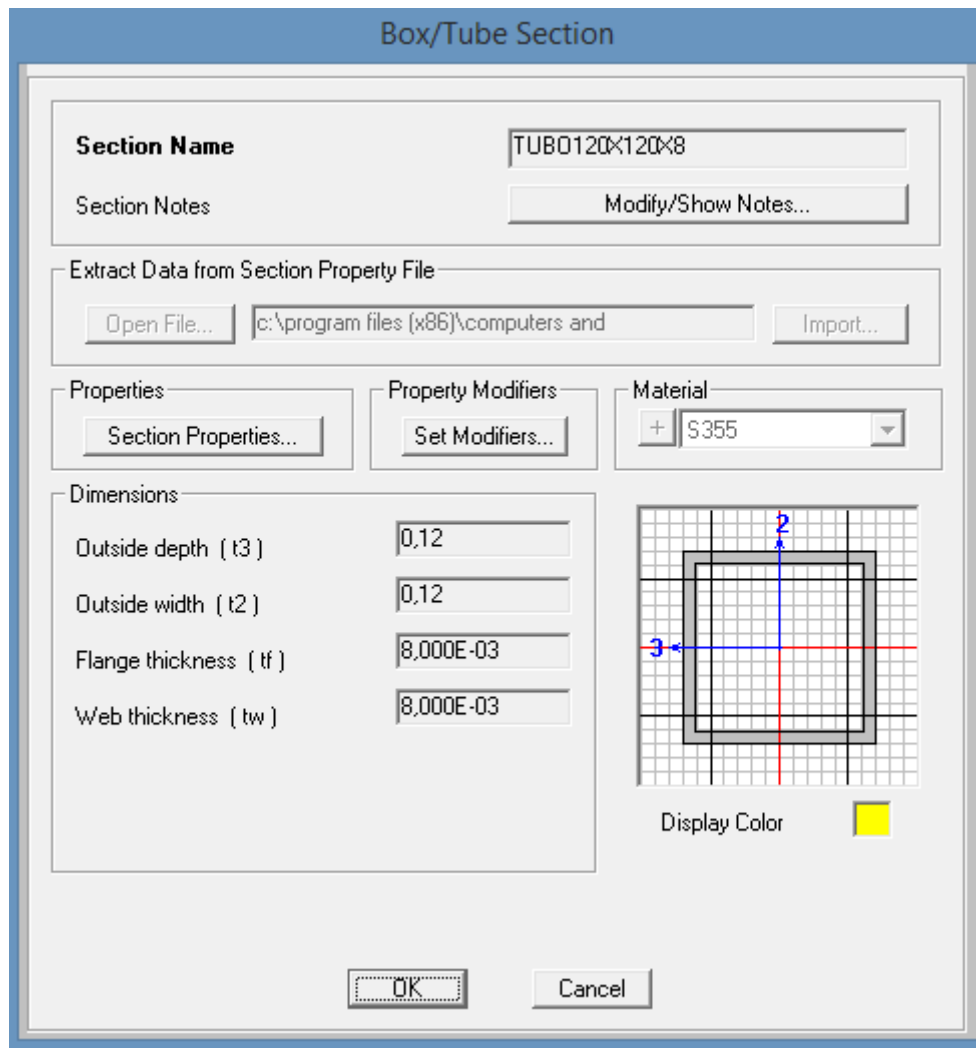


4.1.3 Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής RHS 120.120.8 προκύπτουν δυσμενέστεροι στον 1^ο όροφο.

Τα χαρακτηριστικά της διατομής παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.7: Χαρακτηριστικά διατομής κατακόρυφου χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας (μέλους DIS2)



Ο δυσμενέστερος συνδυασμός αστοχίας είναι ο σεισμικός συνδυασμός ULS18 (1,00μόνιμο+0,3κινητό+1,00σεισμός) όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα.). Για αυτό το συνδυασμό αστοχίας το ratio του μέλους είναι 0,825, δηλαδή η διατομή επαρκεί για τον έλεγχο αστοχίας.

Πίνακας 4.8: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS2 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

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

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
ULS16	8,60	0,750 (C) = 0,750 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS17	0,00	0,383 (C) = 0,383 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS17	4,30	0,452 (C) = 0,387 + 0,064 + 0,000	0,000	0,000
ULS17	8,60	0,392 (C) = 0,392 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS18	0,00	0,742 (C) = 0,742 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS18	4,30	0,825 (C) = 0,746 + 0,078 + 0,000	0,000	0,000

Strength Deflection

Stylesheet: Default

Πίνακας 4.9: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS2 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS18

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
 Combo : ULS18
 Units : KN, m, C

Frame : DIS2 Design Sect: TUBO120X120X8
 X Mid : 10,500 Design Type: Brace
 Y Mid : 0,000 Frame Type: Braced Frame
 Z Mid : 2,500 Sect Class : Class 1
 Length : 8,602 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 4,301 RLLF : 1,000

Area : 0,004 SHajor : 1,255E-04 rMajor : 0,046 AUMajor: 0,002
 IMajor : 7,531E-06 SHminor : 1,255E-04 rMinor : 0,046 AUMinor: 0,002
 IMinor : 7,531E-06 ZMajor : 1,508E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 1,508E-04 Fy : 355000,000

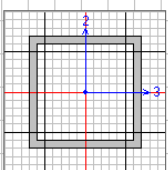
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
4,301	-131,008	2,118	0,000	0,000	0,000	0,000

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,825	= 0,746	+ 0,078	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-131,008	175,505	1156,655	175,505	175,505

MOMENT DESIGN					
	Med Moment	Nc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Nb,Rd Capacity	
Major Moment	2,118	48,667	48,667	48,667	
Minor Moment	0,000	48,667	48,667		

Units: KN, m, C



Οι έλεγχοι διαδοκίδας και δευτερεύουσας δοκού διενεργούνται χωρίς να ληφθεί υπόψη σύμμικτη λειτουργία διότι στη φάση κατασκευής (νωπό σκυρόδεμα) οι χαλύβδινες διατομές παραλαμβάνουν το φορτίο σκυροδέματος σαν εξωτερική φόρτιση.

4.1.4 Δευτερεύουσες δοκοί HEB300

Παρουσιάζονται αρχικά τα χαρακτηριστικά της διατομής:

Πίνακας 4.10: Χαρακτηριστικά διατομής δευτερεύουσας δοκού

I/Wide Flange Section

Section Name: HE300B

Section Notes: Modify/Show Notes...

Extract Data from Section Property File

Open File... c:\program files (x86)\computers and Import...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: S355

Dimensions:

Outside height (t3)	0,3
Top flange width (t2)	0,3
Top flange thickness (tf)	0,019
Web thickness (tw)	0,011
Bottom flange width (t2b)	0,3
Bottom flange thickness (tfb)	0,019

Display Color: [Yellow]

OK Cancel

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός αστοχίας είναι ο σεισμικός συνδυασμός ULS3 (1,35μόνιμο+1,5κινητό+0,75χιόνι) όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα. Για αυτό το συνδυασμό αστοχίας το ratio του μέλους είναι 0,677, δηλαδή η διατομή επαρκεί για τον έλεγχο αστοχίας.

Πίνακας 4.11: Πίνακας ανάλυσης μέλους E8 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

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

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	=	AXL + B-MAJ + B-MIN	-----// -MAJ-SHR	---MIN-SHR-	/
ULS3	4,50	0,256 (C)	=	0,000 + 0,256 + 0,000	0,128	0,000	^
ULS3	5,00	0,152 (C)	=	0,000 + 0,152 + 0,000	0,191	0,000	
ULS3	5,50	0,007 (C)	=	0,000 + 0,007 + 0,000	0,255	0,000	
ULS3	6,00	0,180 (C)	=	0,000 + 0,180 + 0,000	0,319	0,000	
ULS3	6,50	0,408 (C)	=	0,000 + 0,408 + 0,000	0,383	0,000	
ULS3	7,00	0,677 (C)	=	0,000 + 0,677 + 0,000	0,447	0,000	v

Strength Deflection Stylesheet: Default

Πίνακας 4.12: Πίνακας ανάλυσης μέλους E8 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN, m, C

Combo : ULS3
Units : KN, m, C

Frame : E8 Design Sect: HE300B
 X Mid : 10,500 Design Type: Beam
 Y Mid : 6,000 Frame Type: Braced Frame
 Z Mid : 21,000 Sect Class: Class 2
 Length : 7,000 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 7,000 RLLF : 1,000

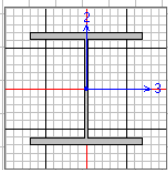
Area : 0,015 SMajor : 0,002 rMajor : 0,130 AMajor: 0,003
 IMajor : 2,517E-04 SMinor : 5,709E-04 rMinor : 0,076 AMinor: 0,010
 IMinor : 8,563E-05 ZMajor : 0,002 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 8,700E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
7,000	0,000	-320,367	0,000	274,569	0,000	-4,358E-05

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.62)	0,677	= 0,000	+ 0,677	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	0,000	2066,520	4808,636	3755,337	2066,520

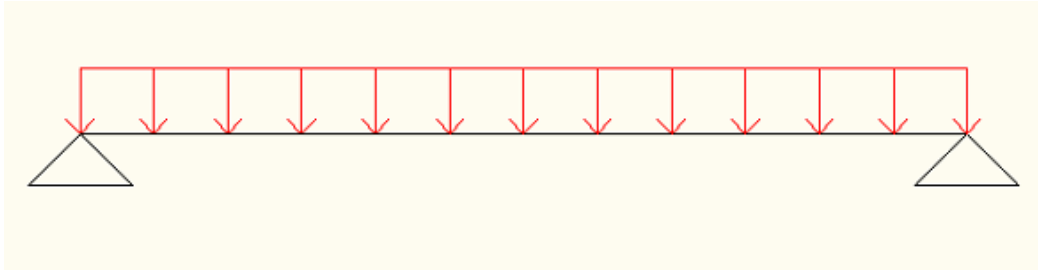
MOMENT DESIGN				
	Med Moment	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb,Rd Capacity
Major Moment	-320,367	603,177	603,177	603,177
Minor Moment	0,000	280,773	280,773	



4.1.5 Διαδοκίδες IPE240

Τοποθετήθηκε διατομή IPE 240 η οποία ελέγχεται σε οριακή κατάσταση αστοχίας και (σε επόμενη ενότητα) σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Η διαδοκίδα είναι καμπτόμενη με ομοιόμορφα καταναμημένο κατακόρυφο φορτίο (σκυρόδεμα και χαλυβδόφυλλο) η οποία λειτουργεί σαν αμφιέριστη δοκός (Σχήμα 4.2)

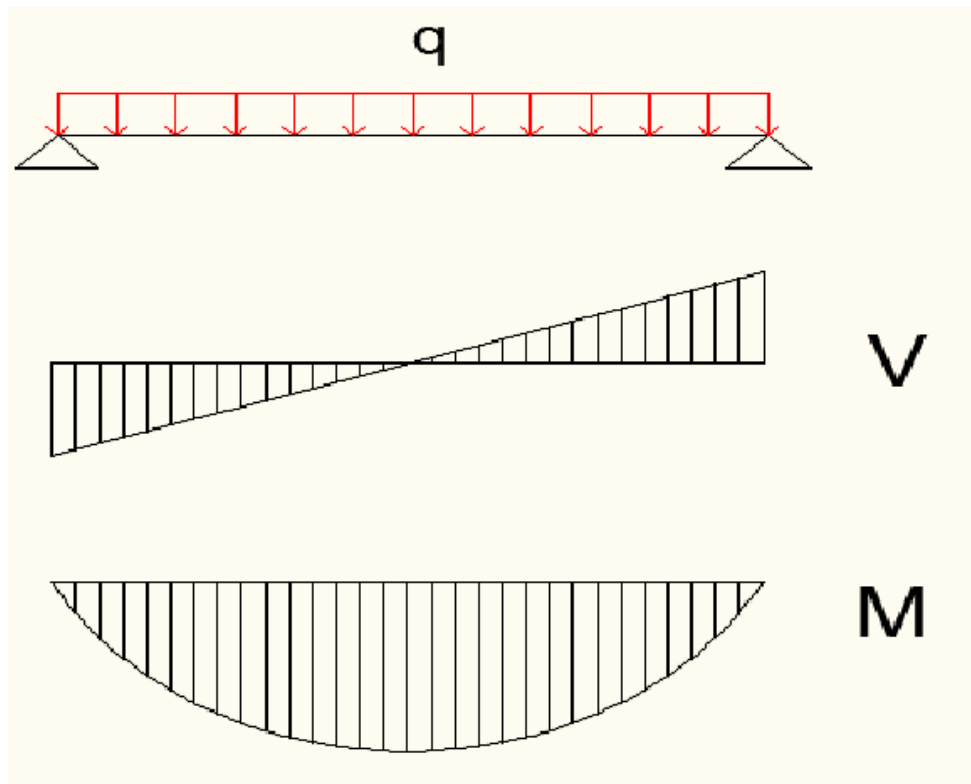


Σχήμα 4.3: Στατικό μοντέλο διαδοκίδας

Μόνιμα φορτία: $g=3,5\text{kN/m}^2$

Κινητά φορτία: $q=5\text{kN/m}^2$

Ζώνη επιρροής φορτίου: $b=1,5\text{m}$



Σχήμα 4.4: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών δοκού

$$q_{Ed} = (1,35 \cdot g + 1,50 \cdot q) \cdot b = (1,35 \cdot 3,5\text{kN} / \text{m}^2 + 1,50 \cdot 5\text{kN} / \text{m}^2) \cdot 1,5\text{m} = 18,338\text{kN} / \text{m}$$

Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη διατομής κατηγορίας 1 σε καθαρή κάμψη

$$\text{Εξωτερικό μέγεθος: } M_{Ed} = \frac{q_{Ed}l^2}{8} = \frac{18,338kN/m \cdot (7m)^2}{8} = 112,32kNm$$

$$\text{Αντοχή: } M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366,6cm^3 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,00} = 13014,3kNcm = 130,143kNm$$

$$\text{Έλεγχος: } M_{pl,Rd} = 130,143kNm \geq M_{Ed} = 112,32kNm$$

Άρα, επαρκεί η διατομή έναντι μονοαξονικής κάμψης περί τον ισχυρό άξονα.

Έλεγχος επάρκειας έναντι τέμνουσας

$$\text{Εξωτερικό μέγεθος: } V_{Ed} = \frac{q_{Ed}l}{2} = \frac{18,338kN/m \cdot 7m}{2} = 64,183kN$$

$$\text{Αντοχή: } V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{19,1476cm^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{\sqrt{3}} = 392,45kN$$

$$\text{Έλεγχος: } V_{pl,Rd} = 392,45kN > V_{Ed} = 64,183kN$$

Άρα, επαρκεί η διατομή έναντι τέμνουσας.

Όπως προέκυψε από τους ελέγχους διατομών και μελών σε ΟΚΑ, οι διατομές επαρκούν σε ΟΚΑ.

4.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, η οποία συνδέεται με την κανονική χρήση και ανθεκτικότητα, έχει ως βασικό κριτήριο τον έλεγχο των μετατοπίσεων της κατασκευής ώστε να μην υπερβαίνουν κάποια όρια, σύμφωνα με τα οποία ο χρήστης να αισθάνεται ασφάλεια κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Τόσο οι μετατοπίσεις όσο και οι ταλαντώσεις σχετίζονται περισσότερο με τη δυσκαμψία παρά με την αντοχή του φορέα. Επειδή αναφέρονται στη συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεων λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους συνδυασμούς λειτουργικότητας (LEIT).

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Για παράδειγμα, τα όρια βελών για στέγες δεν είναι τόσο αυστηρά όσο για δάπεδα. Το συνολικό βέλος δ_{max} αποτελείται από επιμέρους συνιστώσες, ως εξής:

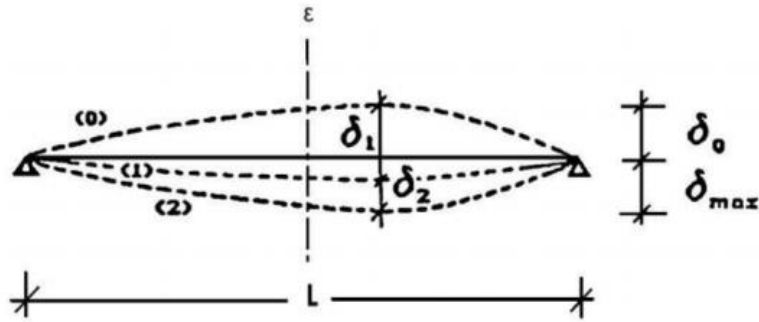
$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

Όπου

δ_1 βέλος λόγω μόνιμων φορτίων

δ_2 βέλος λόγω μεταβλητών φορτίων

δ_0 το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) στην αφόρτιστη κατάσταση



Σχήμα 4.5: Βέλη κάμψης

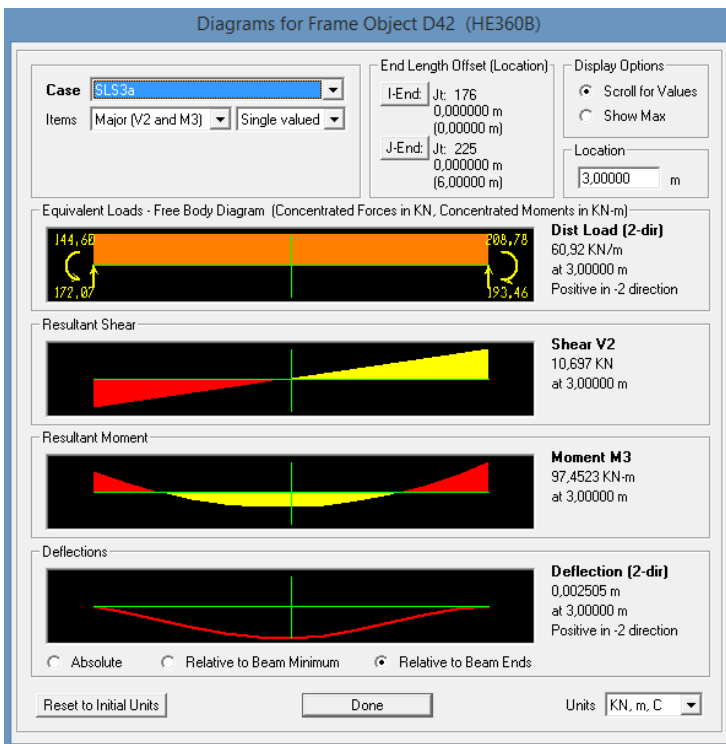
Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1, ως εξής:

Πίνακας 4.13: Όρια κατακόρυφων μελών

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

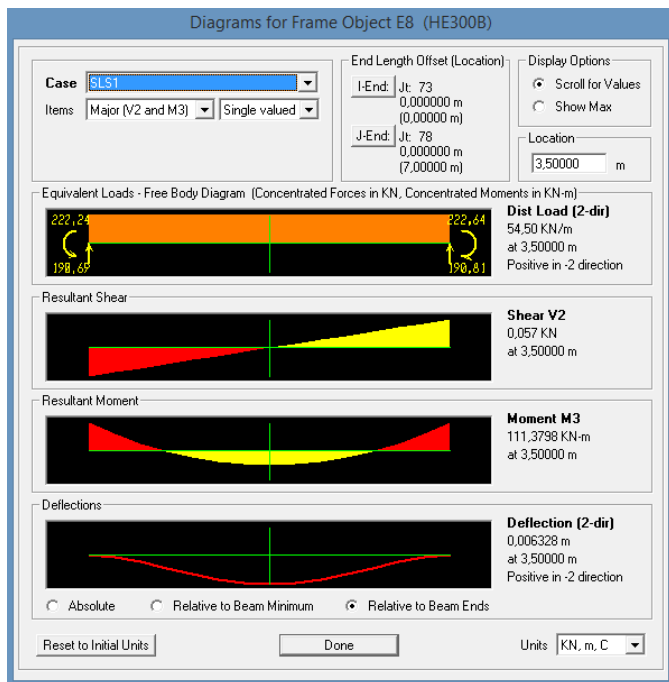
Ελέγχουμε τα ίδια μέλη που ελέγξαμε σε οριακή κατάσταση αστοχίας στις αντίστοιχες οριακές καταστάσεις σε λειτουργικότητα (υπό συνθήκες φορτίσεων λειτουργίας με τους συνδυασμούς λειτουργικότητας OKL):

➤ Κύρια δοκός διατομής HEB360



Επομένως $\delta_{max} = 0,002505 < L/250 = 6/250 = 0,024$

➤ Δευτερεύουσα δοκός διατομής HEB300



Επομένως $\delta_{max}=0,006328 < L/250=7/250=0,028$

4.3 Περιορισμός βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών αποτελεί θεμελιώδη αρχή που πρέπει να καλύπτεται με ικανοποιητική αξιοπιστία για φορείς σε σεισμικές περιοχές. Σύμφωνα με την παραπάνω απαίτηση, ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών. Έτσι σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 (4.2.2) σε κτίρια με οργανισμό πλήρωσης από τοιχωποιία αλλά και στην περίπτωση που τα χωρίσματα είναι από μεταλλικό σκελετό θα ελέγχεται ότι η γωνιακή παραμόρφωση, σε όλους τους περιμετρικούς τοίχους, λαμβανομένης υπόψη και της σχετικής στροφής. Οι μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων για να μη σπάσουν τα διαχωριστικά είναι:

- 5‰ για ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτίρια με μή-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με το φορέα (π.χ. γυαλί, τούβλα)
- 7‰ για μη ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτίρια με πλάστιμα μή-φέροντα στοιχεία (π.χ. πανέλα)

Στο κτίριό μας έγινε ο έλεγχος των γωνιακών παραμορφώσεων για τον δυσμενέστερο συνδυασμό, ο οποίος είναι ο σεισμικός (ULS12) και τα αποτελέσματα φαίνονται παρακάτω:

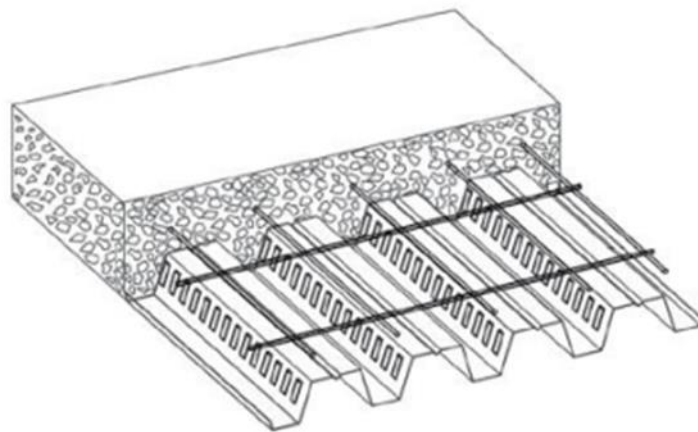
Γωνιακές παραμορφώσεις					
Όροφος	Υψος ορόφου H	U ₁	U ₁ /H	U ₂	U ₂ /H
4ος	4	0,0055	0,001375	0,0000000000165	4,125*10 ⁻¹²
3ος	4	0,0048	0,0012	0,0000000000403	1,0075*10 ⁻¹¹
2ος	4	0,0039	0,000975	0,00000000007495	1,87375*10 ⁻¹¹
1ος	4	0,0027	0,000675	0,00000000008173	2,04325*10 ⁻¹¹
ισόγειο	5	0,0014	0,00028	0,000000000047	9,4*10 ⁻¹²

Παρατηρούμε ότι όλες οι γωνιακές παραμορφώσεις είναι μικρότερες από τις μέγιστες τιμές. Άρα μπορεί να τοποθετηθεί οποιοδήποτε είδος διαχωριστικού χωρίς πρόβλημα.

4.4 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας

Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα πλεονεκτήματα από τη χρήση τους συνοψίζονται στα παρακάτω:

- Απαιτούνται γενικώς μικρότεροι χρόνοι κατασκευής.
- Αποφεύγεται η χρήση ξυλοτύπου.
- Επιτυγχάνεται η γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αντίστοιχη μείωση των μεταλλικών διαδοκίδων.



Σχήμα 4.6: Σύμμικτη πλάκα

❖ Μελέτη σύμμικτων πλακών

Στα μεταλλικά κτίρια, οι πλάκες έχουν ποικίλους ρόλους:

- Λειτουργία ως στοιχεία πλάκας προς παραλαβή και μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις δοκούς.
- Λειτουργία ως πέλμα των σύμμικτων δοκών, μέσω της διατμητικής σύνδεσής τους με τη σιδηροδοκό.
- Λειτουργία ως διαφράγματα προς μεταφορά εντός του επιπέδου τους οριζόντιων φορτίων στο σύστημα που εξασφαλίζει τη πλευρική ευστάθεια του κτιρίου.

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4, περιλαμβάνει δύο στάδια, τη «φάση κατασκευής» και τη «φάση λειτουργίας». Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά τη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στη πλάκα κατά τη διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σε αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.

➤ Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης (Μέρος 1.3). Στην περίπτωση που για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

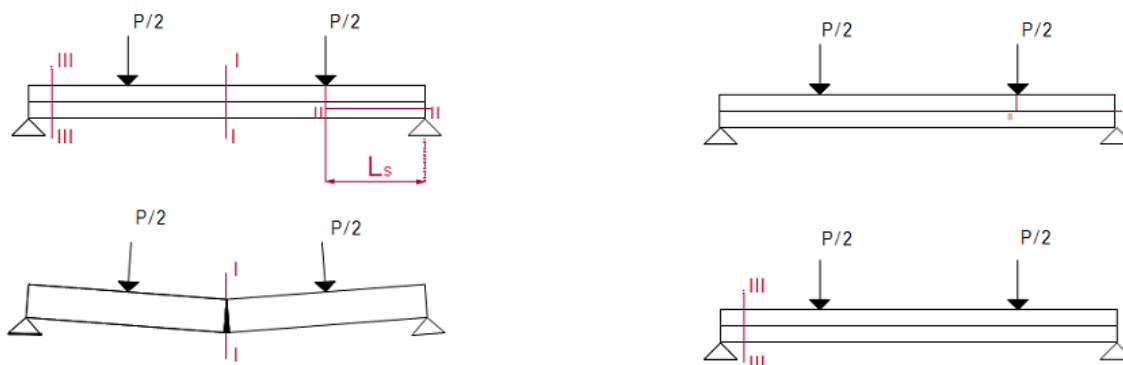
➤ Φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι αρνητικής και θετικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκουσ διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα όρια. Ο παραπάνω σχεδιασμός έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας έχει ως σκοπό την αποτροπή των μορφών αστοχίας που περιγράφονται παρακάτω.

❖ Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλάκων

Οι σύμμικτες πλάκες δύναται να αστοχήσουν με μία από τις παρακάτω μορφές αστοχίας:

- Καμπτική Αστοχία (κρίσιμη διατομή I)
- Διαμήκης Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή II)
- Κατακόρυφη Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή III)



Σχήμα 4.7: Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλάκων

Καμπτική Αστοχία

Η καμπτική μορφή αστοχίας επιτυγχάνεται μόνο όταν είναι εξασφαλισμένη η πλήρης διατμητική σύνδεση μεταξύ του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος. Σ' αυτή την περίπτωση κρίσιμη είναι η διατομή στο άνοιγμα (διατομή I) καθ' ύψος της οποίας εκδηλώνονται κατακόρυφες ρωγμές.

Αστοχία σε διαμήκη διάτμηση

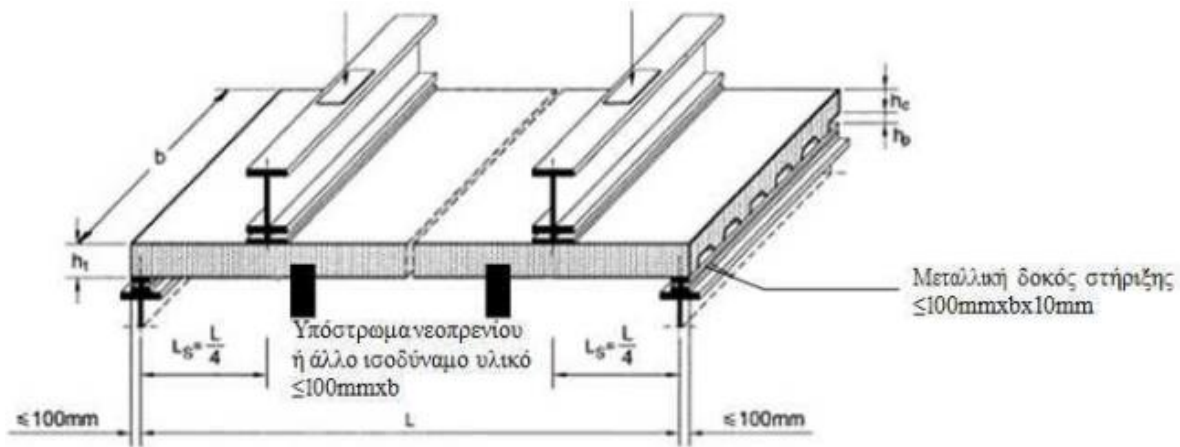
Όταν οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που εμφανίζονται στη διεπιφάνεια σκυροδέματος-χαλυβδόφυλλου, δεν παραλαμβάνονται επαρκώς, τότε η διατομή στο άνοιγμα της πλάκας (διατομή I) παύει να είναι κρίσιμη. Αντιθέτως κρίσιμη είναι η οριζόντια διατομή κατά μήκος του διατμητικού μήκους LS σε μια από δύο τις στηρίξεις (διατομή II) στην οποία εμφανίζεται σχετική ολίσθηση μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος. Προφανώς η αστοχία σε αυτή την περίπτωση επέρχεται για φορτίο μικρότερο αυτού για το οποίο επέρχεται καμπτική αστοχία.

Αστοχία σε κατακόρυφη διάτμηση (τέμνουσα)

Η κατακόρυφη διατμητική αστοχία είναι καθοριστική σε σύμμικτες πλάκες με μεγάλο ύψος, μικρό άνοιγμα και σχετικά μεγάλα φορτία. Κρίσιμη διατομή είναι η διατομή III.

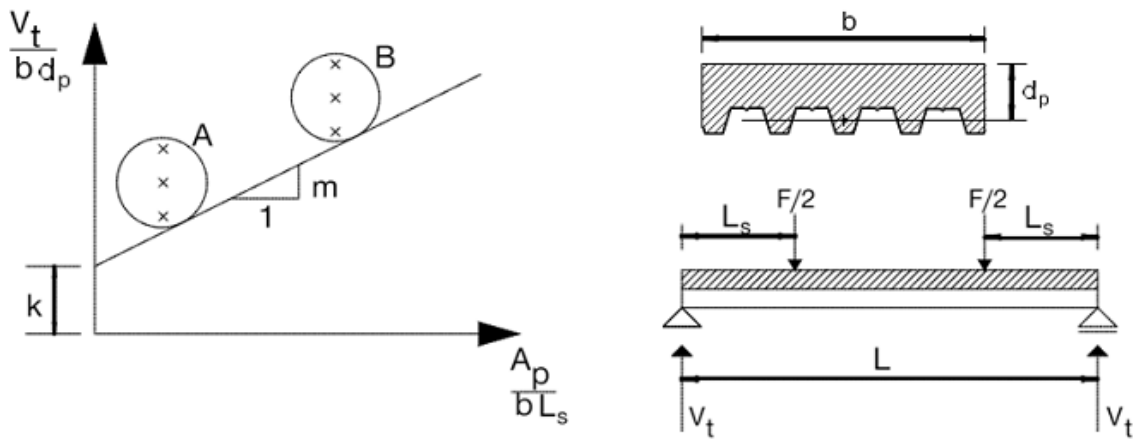
Σημαντικό ρόλο στις σύμμικτες πλάκες όσον αφορά τη συμπεριφορά τους και τις μορφές αστοχίας κατέχει το χαλυβδόφυλλο, διότι είναι αυτό το οποίο καθορίζει το είδος της διατμητικής σύνδεσης με το σκυρόδεμα. Ο προσδιορισμός της αντοχής της σύμμικτης πλάκας έναντι διαμήκους διάτμησης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 εξαρτάται από τις χαρακτηριστικές παραμέτρους m, k , οι οποίες καθορίζονται μετά από κατάλληλη πειραματική διαδικασία.

Η πειραματική διαδικασία είναι συγκεκριμένη και περιγράφεται αναλυτικά στον Ευρωκώδικα 4. Τα δοκίμια είναι σύμμικτες πλάκες με διαστάσεις που προκύπτουν από το Σχήμα 4.45.



Σχήμα 4.8: Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των συντελεστών m, k

Η αμφιέριστη πλάκα φορτίζεται με δύο συγκεντρωμένα φορτία σε ίση απόσταση από τις στηρίξεις ούτως ώστε το διατμητικό άνοιγμα του φορέα να είναι $LS=L/4$. Διεξάγονται δύο σειρές πειραμάτων (A, B), κάθε μία από τις οποίες περιλαμβάνει τρία δοκίμια. Στη σειρά A τα δοκίμια έχουν μεγάλο διατμητικό άνοιγμα ενώ στη σειρά B μικρό διατμητικό άνοιγμα. Με βάση τα αποτελέσματα των πειραμάτων προσδιορίζεται η ευθεία από την οποία υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές παράμετροι και m και k (Σχήμα 4.46).

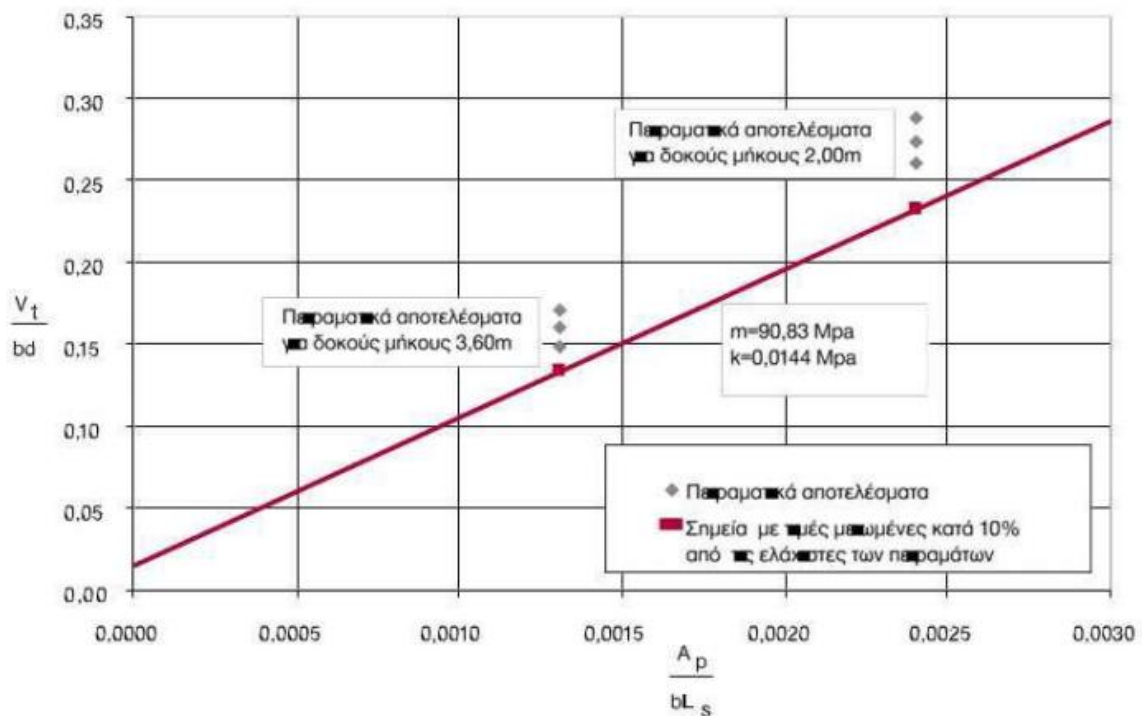


Σχήμα 4.9: Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό m, k

Οι τιμές υπολογίστηκαν από το διάγραμμα του Σχήματος 4.47.

Οι συντελεστές αυτοί ισχύουν:

- ✓ Για πάχη πλάκας ίσα ή μικρότερα από αυτά των δοκιμών ($d \leq 20\text{cm}$)
- ✓ Για πάχη χαλυβδόφυλλων ίσα ή μεγαλύτερα από αυτά των δοκιμών ($t \geq 0,75\text{mm}$)
- ✓ Για σκυρόδεμα με $f_{ck} \geq 20\text{MPa}$ (C20/25 και άνω)
- ✓ Για χαλυβδόφυλλα με $f_y \geq 293\text{MPa}$ (πρακτικά Fe320G και άνω)



Σχήμα 4.10: Υπολογισμός των συντελεστών από τα πειραματικά αποτελέσματα

❖ Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας στο υπό μελέτη κτίριο

Από τους πίνακες οι οποίοι έχουν συνταχθεί για διάφορα πάχη χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73, ποιότητες σκυροδέματος και στατικά συστήματα, δίνονται οι παρακάτω δυνατότητες:

- Με δεδομένο άνοιγμα είναι εφικτή η εύρεση του πάχους της πλάκας που ικανοποιεί συγκεκριμένη απαίτηση οριακού φορτίου.
- Με δεδομένο το πάχος της πλάκας είναι εφικτός ο προσδιορισμός του ανοίγματος που ικανοποιεί συγκεκριμένη απαίτηση οριακού φορτίου.
- Με δεδομένο το πάχος της πλάκας και το μήκος του ανοίγματος είναι εφικτός ο προσδιορισμός του μέγιστου φορτίου που μπορεί να αναλάβει το σύστημα.

Παράλληλα στους πίνακες αυτούς επισημαίνεται η πιθανή ανάγκη για προσωρινή υποστήριξη του χαλυβδόφυλλου κατά τη φάση σκυροδέτησης καθώς και ο αριθμός των απαιτούμενων στηριγμάτων.

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα, ο οποίος μας δίνει τις τιμές του ωφέλιμου φορτίου που μπορεί να παραλάβει η πλάκα μας χρησιμοποιώντας το χαλυβδόφυλλο του συγκεκριμένου πάχους ($t = 1\text{mm}$), συναρτήσει του ανοίγματος μεταξύ των διαδοκίδων μας ($L = 1,5\text{m}$) και του ύψους της πλάκας μας ($h_c = 0,13\text{m}$). Επίσης, τα χαλυβδόφυλλα στη κατασκευή μας τοποθετούνται επί των δοκών με ενδιάμεσες στηρίξεις στις διαδοκίδες. Προκύπτει ότι για τα χαρακτηριστικά της πλάκας μας, το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο που μπορούμε να εφαρμόσουμε είναι $Q = 8,55\text{kN/m}^2$. Στη δική μας κατασκευή έχουμε λάβει ωφέλιμο φορτίο ίσο προς: $q = 5\text{kN/m}^2 < Q = 8,55\text{kN/m}^2$.

Οπλισμοί στις θέσεις των θρηπικών ροσών								
h_c (m)	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20
Οπλισμός	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/15	Φ8/15	Φ10/20	Φ10/20	Φ10/15	Φ10/15

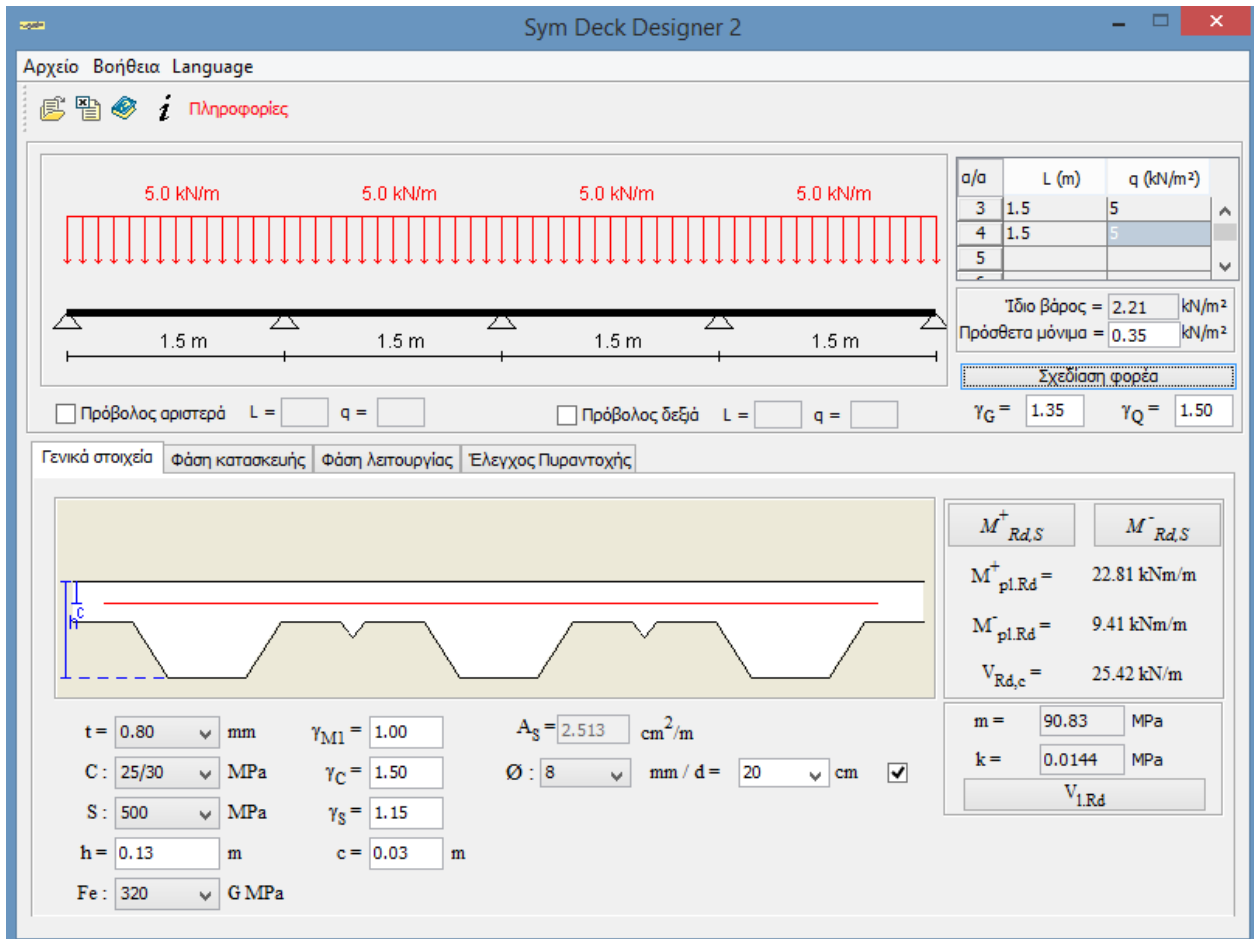
Πάχος πλάκας	Άνοιγμα L (m)																				
	h_c (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	
0,13	21,98	17,17	13,98	11,68	8,55	6,39	4,84	3,69	2,82	2,18	1,69	1,15	0,78								
0,14	23,52	18,37	14,94	12,49	9,52	7,12	5,40	4,12	3,14	2,38	1,77	1,28	0,88	0,54							
0,15	25,05	19,55	15,89	13,27	10,50	7,85	5,95	4,54	3,48	2,62	1,95	1,41	0,97	0,60							
0,16	26,56	20,72	16,82	14,04	11,48	8,58	6,51	4,96	3,79	2,87	2,14	1,55	1,06	0,65							
0,17	28,04	21,86	17,78	14,79	12,46	9,82	7,06	5,39	4,11	3,11	2,32	1,66	1,15	0,71							
0,18	29,50	22,96	18,65	15,52	13,19	10,05	7,82	5,81	4,44	3,36	2,50	1,81	1,24	0,77							
0,19	30,93	24,06	19,51	16,24	13,80	10,78	8,17	6,24	4,76	3,61	2,68	1,94	1,33	0,83							
0,20	32,34	25,16	20,37	16,95	14,39	11,51	8,73	6,66	5,08	3,85	2,87	2,08	1,43	0,88							

Μέγιστες τιμές του ωφέλιμου φορτίου (kN/m²)

- Απαιτείται μία ενδιάμεση υποστήριξη
- Απαιτούνται δύο ενδιάμεσες υποστώσεις

Σχήμα 4.11: Πίνακας διαστασιολόγησης σύμμικτης πλάκας από τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα SYMDECK 73.

Αναλυτικά, ο έλεγχος επάρκειας της σύμμικτης πλάκας του ημιώροφου του υπό εξέταση φορέα, έγινε με τη χρήση του προγράμματος SymDeck Designer, το οποίο είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SYMDECK73 που αναπτύχθηκε από την εταιρεία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο (Σχήμα 4.49). Οι κανονισμοί στους οποίους βασίζεται η λειτουργία του είναι ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1.3, ο Ευρωκώδικας 4 – Μέρος 1.1 και ο ΕΚΩΣ 2000.



Σχήμα 4.12: Γραφικό περιβάλλον προγράμματος SymDeck Designer.

Τα δεδομένα εισαγωγής για την υπό μελέτη πλάκα είναι τα εξής:

Γεωμετρία φορέα

- Μήκος φατνώματος: $L=1,5\text{m}$

Φορτία

- Μόνιμα (ίδιο βάρος πλάκας) : $2,21 \text{ kN/m}^2$
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, μόνωση, κλπ) : $0,35 \text{ kN/m}^2$
- Ωφέλιμα : $5,0 \text{ kN/m}^2$ (σε όλα τα φατνώματα της πλάκας)
- Συντελεστές ασφαλείας φορτίων:
- Συντελεστής ασφαλείας μονίμων δράσεων: $\gamma_G = 1,35$
- Συντελεστής ασφαλείας μεταβλητών δράσεων: $\gamma_Q = 1,5$

Γενικά στοιχεία – Παράμετροι των υλικών

- Πάχος χαλυβδόφυλλου: $t = 0,80\text{mm}$
- Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου: Fe320G
- Πάχος πλάκας: $h = 0,13\text{m}$
- Ποιότητα σκυροδέματος: C25/30
- Ποιότητα χάλυβα οπλισμού: S500s
- Επικάλυψη οπλισμού: $c = 0,03\text{ m}$
- Εμβαδόν οπλισμού: $A_s = 2,513\text{ cm}^2/\text{m}$

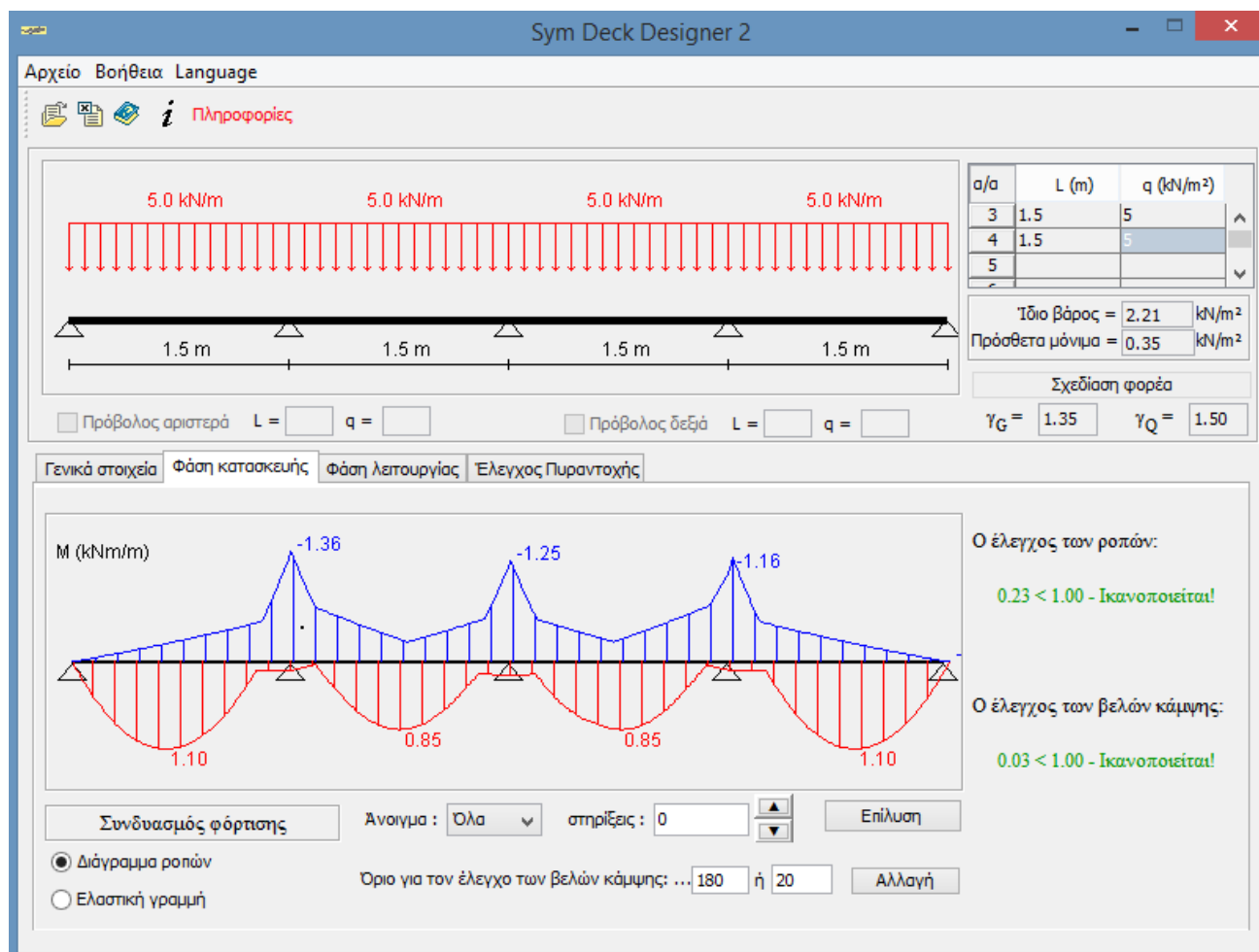
Συντελεστές ασφαλείας υλικών

- Χάλυβας χαλυβδόφυλλου: $\gamma_{M1} = 1.10$
- Σκυροδέματος: $\gamma_c = 1.50$
- Χάλυβας οπλισμού: $\gamma_s = 1.15$

Πειραματικά προσδιορισμένοι συντελεστές

- $m = 90,83\text{Mpa}$
- $k = 0,0144\text{ Mpa}$

- Έλεγχοι στη φάση κατασκευής



Σχήμα 4.13: Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας κατά τη φάση κατασκευής.

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής

Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G \cdot G_p + (\gamma_G \cdot G_c + \gamma_Q \cdot 0.75) + \gamma_Q \cdot Q_{σκ}$.

όπου:

- το φορτίο $Q_{σκ}$ είναι ένα φορτίο 0,75 kN το οποίο εφαρμόζεται σε μία περιοχή 3m X 3m (σε κάτοψη) και λαμβάνεται υπ' όψη στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του στον φορέα,
- το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, Q_c , μαζί με το φορτίο 0,75 kN εφαρμόζεται ή μόνο στο άνοιγμα όπου εφαρμόζεται το φορτίο σκυροδέτησης ή σε όλο τον φορέα έτσι ώστε να προκύπτει η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση,
- G_p είναι το ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου.

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι: $0,23 < 1,00$

ii) Έλεγχος βελών κάμψης

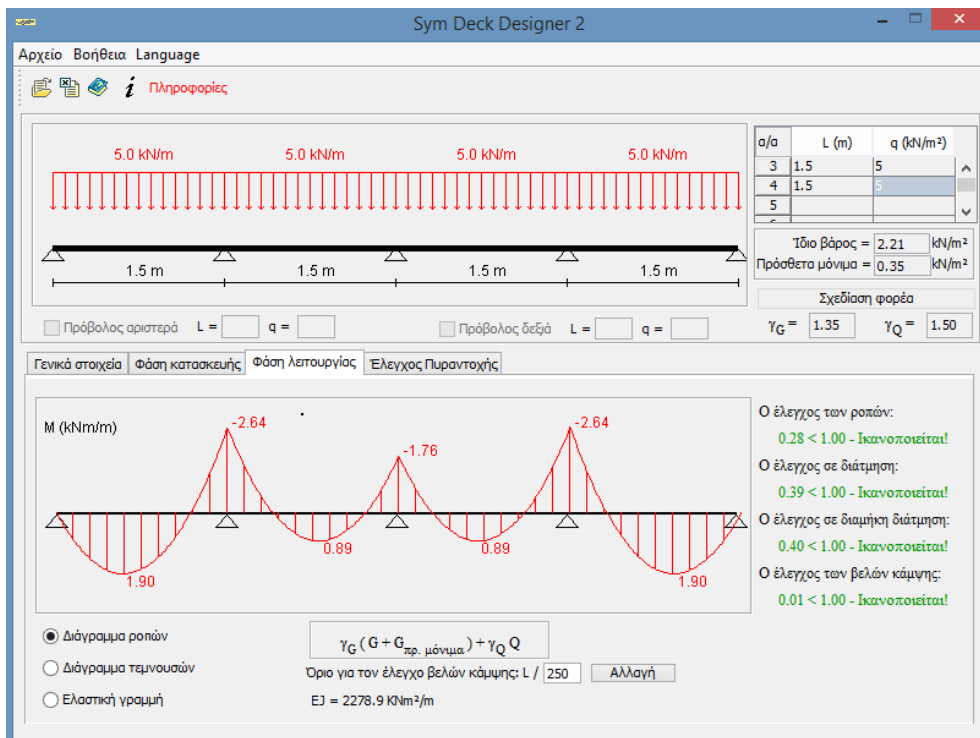
Φορτίο επίλυσης : g

Όρια για τον έλεγχο των βελών κάμψης: 1/180 ή 20mm

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι: $0,03 < 1,00$

Ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι κατά τη φάση κατασκευής, οπότε δεν χρειάζεται κάποια προσωρινή στήριξη.

- Έλεγχοι στη φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.14: Έλεγχος της σύμμικτης πλάκας κατά τη φάση λειτουργίας.

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής

$$\text{Συνδυασμός φόρτισης : } \gamma_G * (g + g_{\text{προσθ.}}) + \gamma_Q * q$$

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι: $0,28 < 1,00$

ii) Έλεγχος έναντι εγκάρσιας και διαμήκους διάτμησης

$$\text{Συνδυασμός φόρτισης : } \gamma_G * (g + g_{\text{προσθ.}}) + \gamma_Q * q$$

Ο έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε εγκάρσια διάτμηση είναι: $0,39 < 1,00$

Ο έλεγχος έναντι διαμήκους διάτμησης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε διαμήκη διάτμηση είναι: $0,40 < 1,00$

iii) Έλεγχος βελών κάμψης

$$\text{Συνδυασμός φόρτισης : } g + g_{\text{προσθ.}} + q$$

Όριο για τον έλεγχο των βελών κάμψης: $1/250$

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι: $0,01 < 1,00$

4.5 Σεισμική απόκριση κατασκευής

Επιλέχθηκε ως μέθοδος «ισοδύναμης» γραμμικής ανάλυσης η Δυναμική φασματική μέθοδος. Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K]. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares
- CQC: Complete Quadratic Combination

Στο πρόγραμμα ορίστηκαν οι συνιστώσες EX, EY και EZ και εφαρμόστηκε ο κανόνας της απλής τετραγωνικής επαλληλίας, γνωστός και ως SRSS. Κατά την επίλυση και διαστασιολόγηση του φορέα ορίστηκαν 25 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών να φτάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής- εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ιδιομορφών:

Πίνακας 4.14: Χαρακτηριστικά ιδιομορφών

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	1	1,001674	0,67135	0	1,023E-19	0,67135	0
MODAL	Mode	2	0,985882	0	0,67465	1,254E-18	0,67135	0,67465
MODAL	Mode	3	0,659745	0	0	3,205E-18	0,67135	0,67465
MODAL	Mode	4	0,320671	0,08756	3,132E-18	2,794E-16	0,75892	0,67465
MODAL	Mode	5	0,313025	7,326E-19	0,08998	1,155E-18	0,75892	0,76463
MODAL	Mode	6	0,211195	1,021E-18	6,753E-16	6,936E-14	0,75892	0,76463
MODAL	Mode	7	0,18106	0,01895	8,41E-16	9,892E-13	0,77787	0,76463
MODAL	Mode	8	0,174963	4,193E-16	0,01779	7,785E-13	0,77787	0,78242
MODAL	Mode	9	0,128354	0,00614	1,77E-15	4,091E-13	0,78401	0,78242
MODAL	Mode	10	0,125069	4,644E-16	3,437E-17	0,44422	0,78401	0,78242
MODAL	Mode	11	0,124828	1,184E-17	0,00542	3,592E-16	0,78401	0,78784
MODAL	Mode	12	0,124468	0,000001835	1,991E-19	1,239E-13	0,78401	0,78784
MODAL	Mode	13	0,123544	3,519E-15	5,484E-15	0,03546	0,78401	0,78784
MODAL	Mode	14	0,122484	0,000002045	5,456E-15	1,095E-13	0,78401	0,78784
MODAL	Mode	15	0,122088	1,316E-16	0,000007211	5,867E-14	0,78401	0,78785
MODAL	Mode	16	0,121631	1,776E-15	2,559E-14	0,00295	0,78401	0,78785
MODAL	Mode	17	0,121536	1,584E-17	2,108E-14	2,044E-14	0,78401	0,78785
MODAL	Mode	18	0,120662	1,163E-16	0,000007268	2,28E-14	0,78401	0,78785
MODAL	Mode	19	0,119691	5,043E-14	8,081E-14	4,174E-15	0,78401	0,78785
MODAL	Mode	20	0,119083	4,701E-15	7,046E-15	4,906E-16	0,78401	0,78785

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

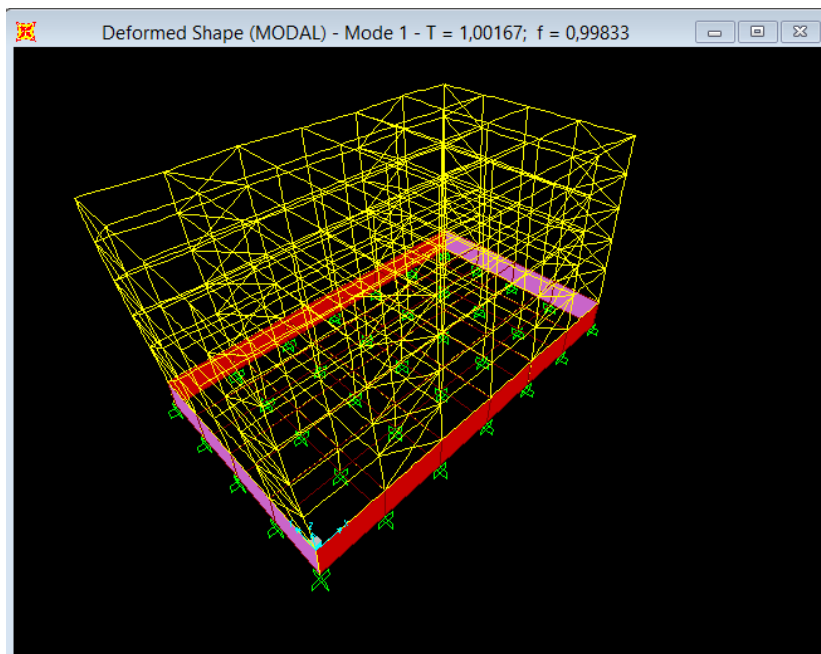
Units: As Noted Modal Participating Mass Ratios

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
	MODAL	Mode	67	0,028645	4,737E-18	0,00000007331	6,619E-15	0,78545	0,99965
	MODAL	Mode	68	0,028645	3,107E-17	0,00000008986	0,00038	0,78545	0,99965
	MODAL	Mode	69	0,028639	0,00001318	0,00000001119	3,689E-15	0,78546	0,99965
	MODAL	Mode	70	0,028639	7,684E-18	1,251E-13	0,00233	0,78546	0,99965
	MODAL	Mode	71	0,028469	0,00018	8,182E-14	3,645E-16	0,78564	0,99965
	MODAL	Mode	72	0,028468	4,58E-18	0,00000001621	2,276E-14	0,78564	0,99965
	MODAL	Mode	73	0,028459	8,922E-18	5,889E-13	0,01491	0,78564	0,99965
	MODAL	Mode	74	0,028459	4,986E-18	0,000005652	2,629E-15	0,78564	0,99966
	MODAL	Mode	75	0,02808	0,00049	0,00000001546	1,173E-14	0,78613	0,99966
	MODAL	Mode	76	0,028079	8,642E-18	9,309E-13	0,00668	0,78613	0,99966
	MODAL	Mode	77	0,028071	8,123E-17	0,000004779	4,299E-14	0,78613	0,99966
	MODAL	Mode	78	0,028067	2,39E-16	4,933E-13	7,145E-15	0,78613	0,99966
	MODAL	Mode	79	0,028021	0,00857	0,00000005618	4,559E-15	0,7947	0,99966
	MODAL	Mode	80	0,028007	1,589E-20	0,00000000375	0,00015	0,7947	0,99966
	MODAL	Mode	81	0,028007	7,26E-18	0,00001106	6,007E-16	0,7947	0,99967
	MODAL	Mode	82	0,027997	1,005E-16	0,00000002259	9,697E-16	0,7947	0,99967
	MODAL	Mode	83	0,027356	0,20474	0,00000001561	4,774E-16	0,99944	0,99967
	MODAL	Mode	84	0,026528	8,241E-17	7,098E-13	0,02349	0,99944	0,99967
	MODAL	Mode	85	0,026515	0,00001056	2,321E-13	1,522E-15	0,99945	0,99967

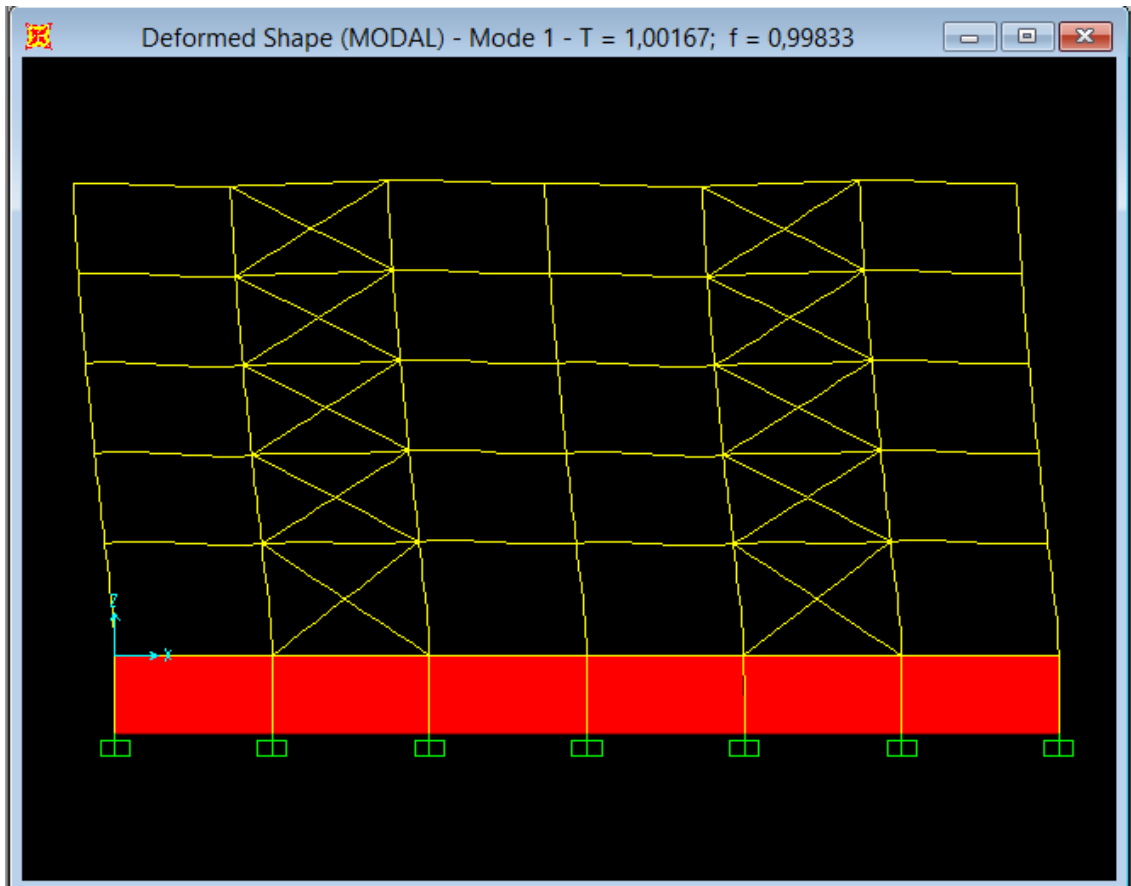
Record: 1 of 85 Add Tables... Done

Παρακάτω ακολουθούν οι εικόνες των 3 πρώτων ιδιομορφών (σε κάθε ιδιομορφή παρατίθεται το τρισδιάστατο σχήμα του κτηρίου καθώς και οι 2 όψεις)

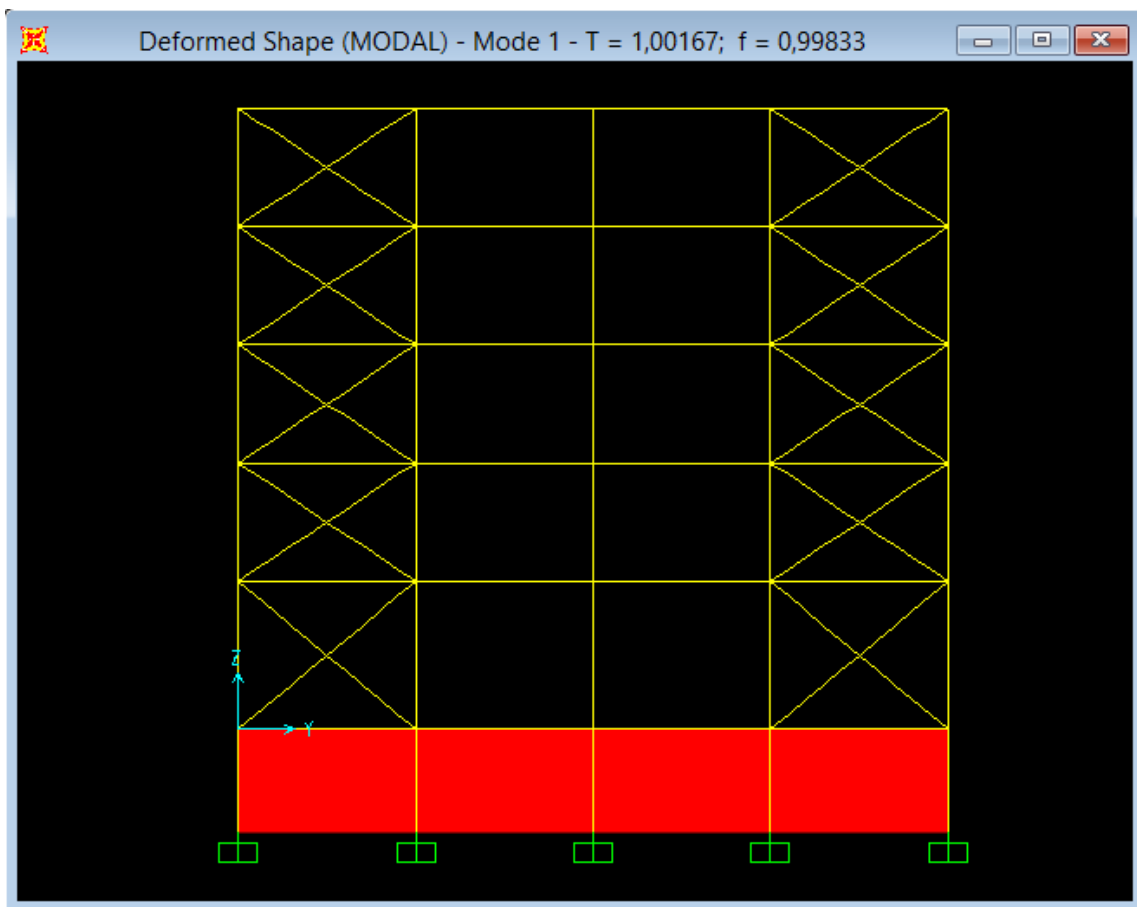
- 1η Ιδιομορφή ($T= 1,00167\text{sec}$)



Σχήμα 4.15: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 1η ιδιομορφή

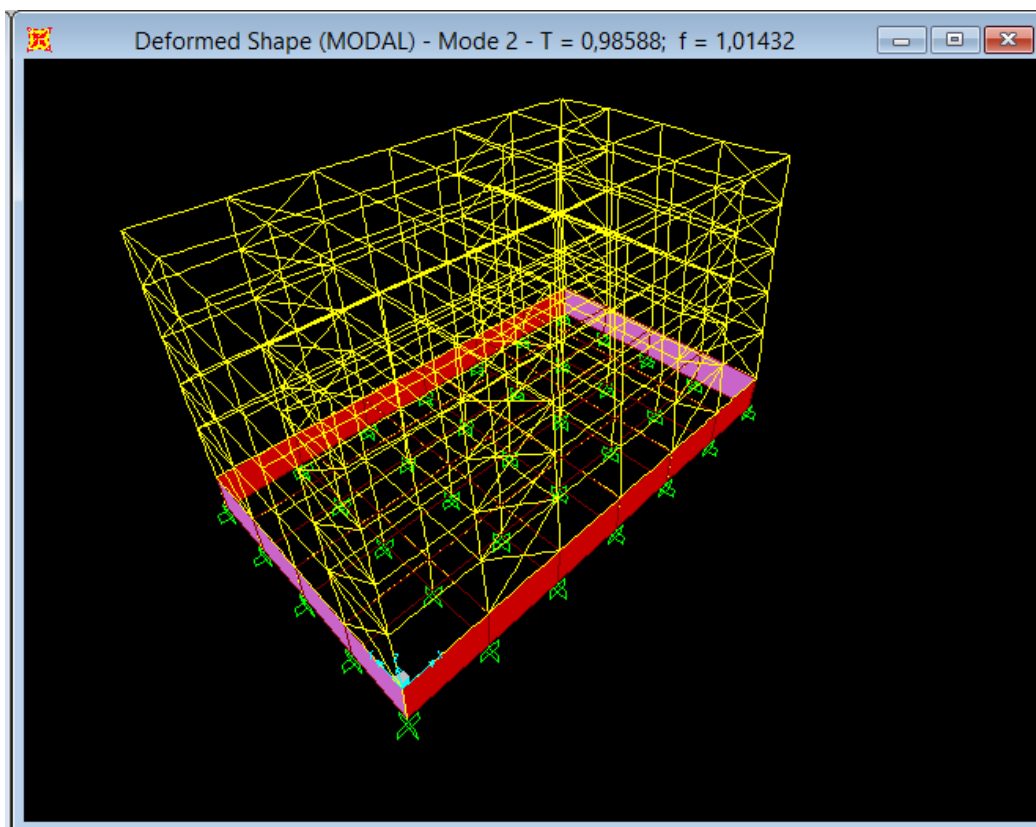


Σχήμα 4.16: Παραμόρφωση όψης άξονα χ κατά την 1η ιδιομορφή

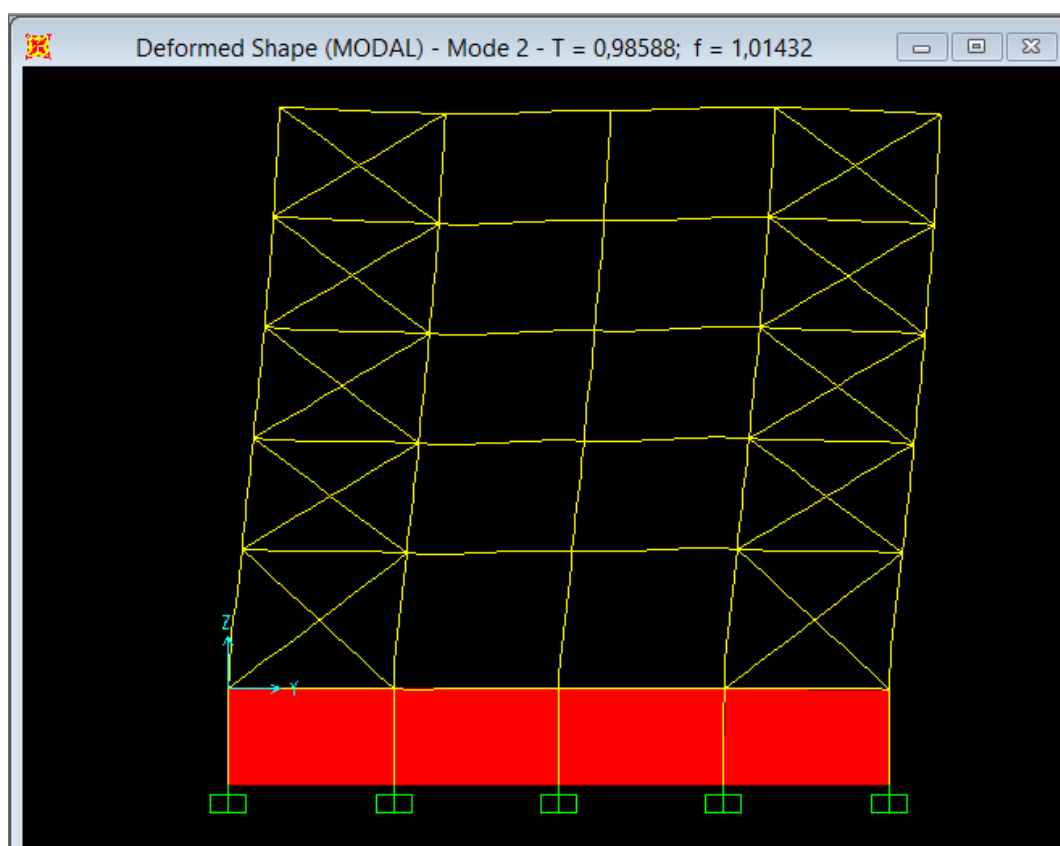


Σχήμα 4.17: Παραμόρφωση όψης άξονα Α κατά την 1η ιδιομορφή

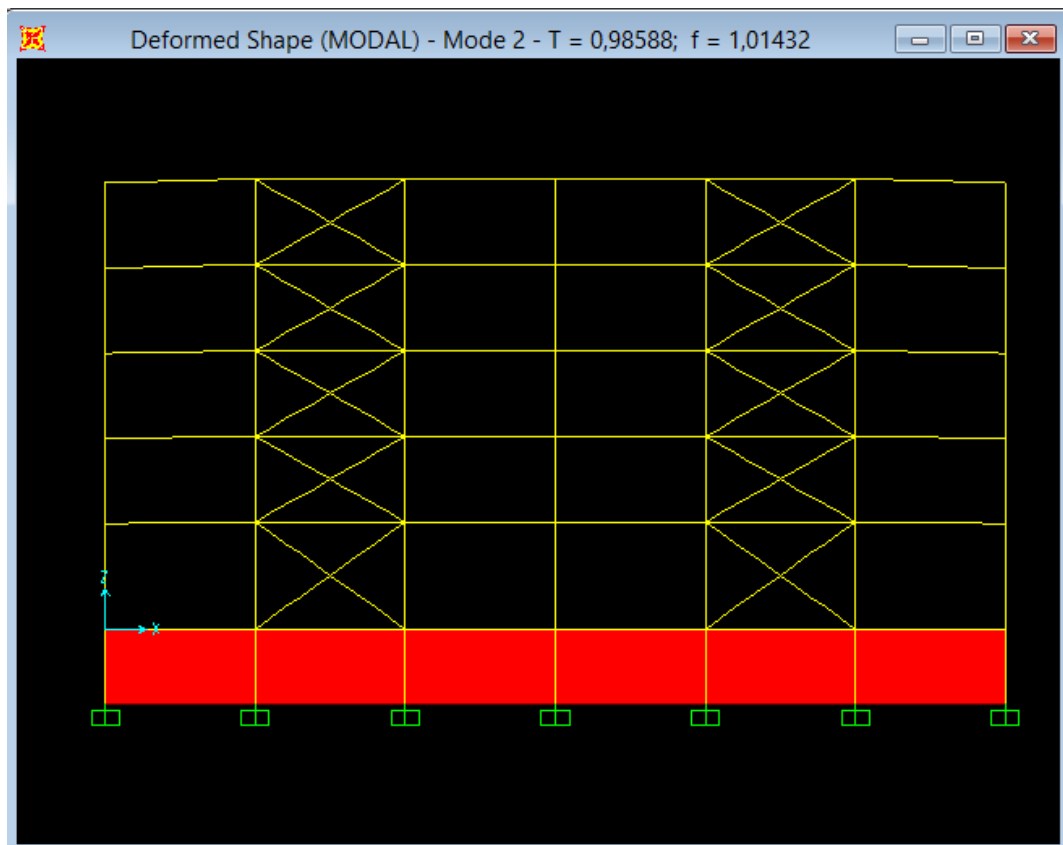
➤ 2η Ιδιομορφή ($T = 0,98588 \text{ sec}$)



Σχήμα 4.18: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 2η ιδιομορφή

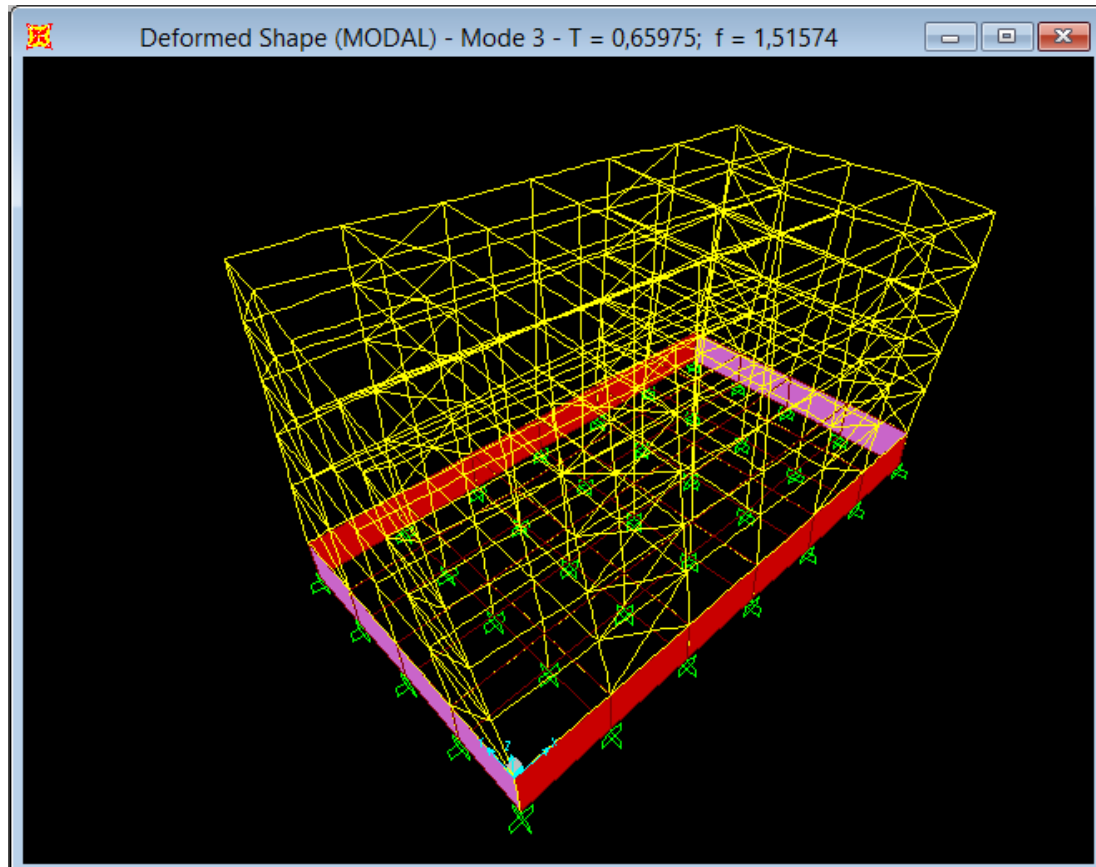


Σχήμα 4.19: Παραμόρφωση όψης άξονα 1 κατά την 2η ιδιομορφή

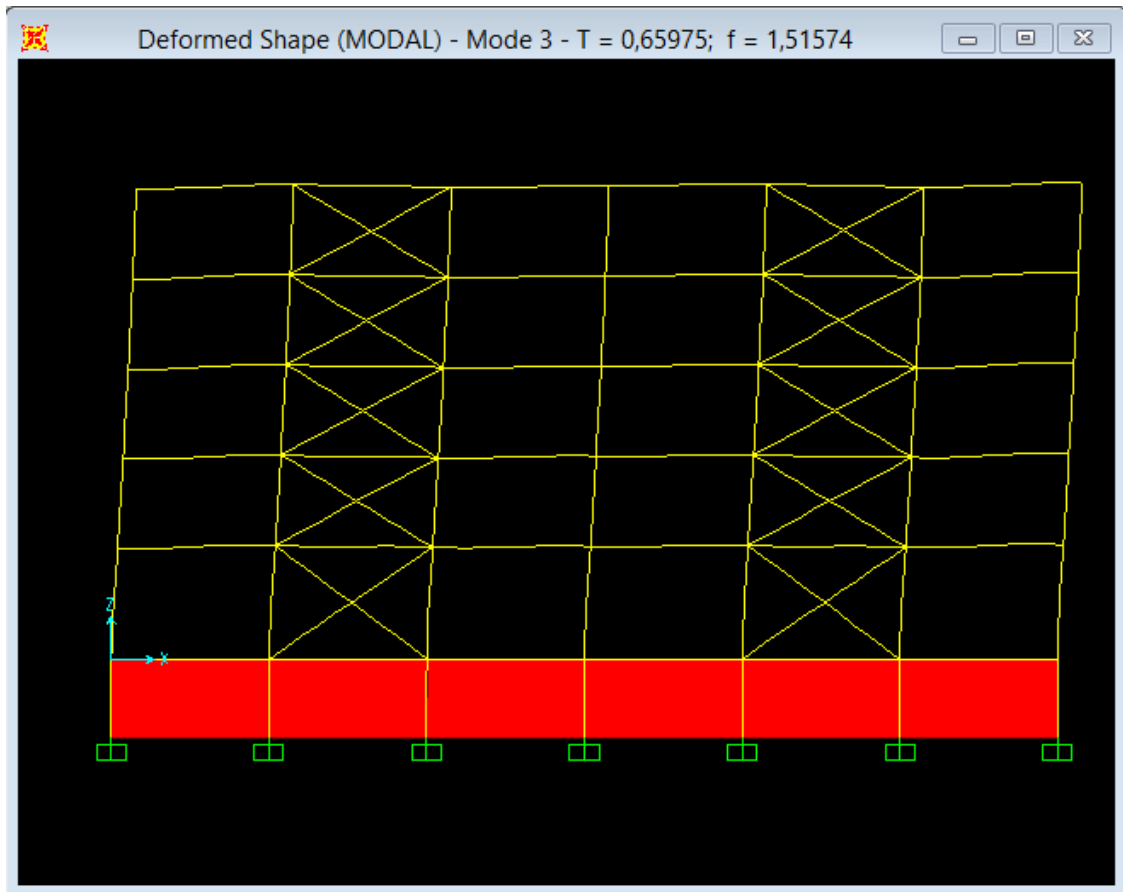


Σχήμα 4.20: Παραμόρφωση όψης άξονα A κατά την 2η ιδιομορφή

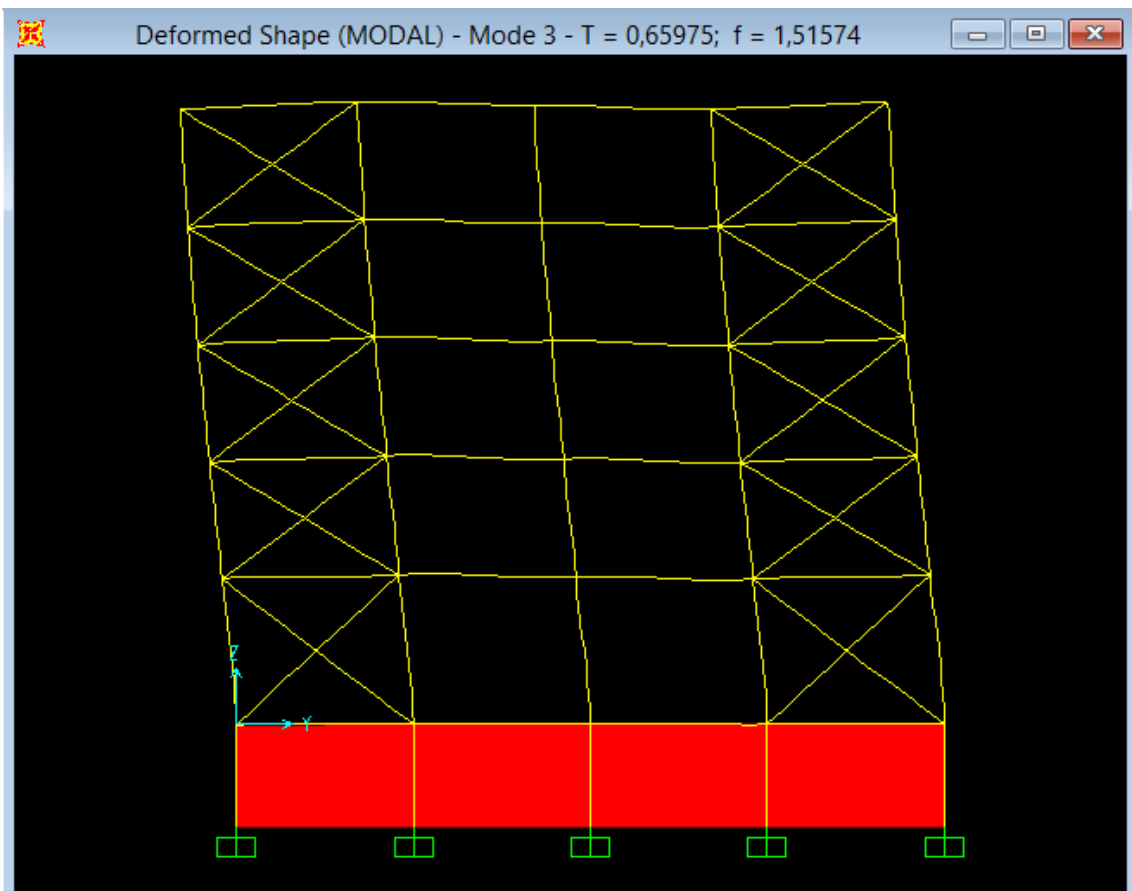
➤ 3η Ιδιομορφή ($T= 0,65975 \text{ sec}$)



Σχήμα 4.21: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 3η ιδιομορφή

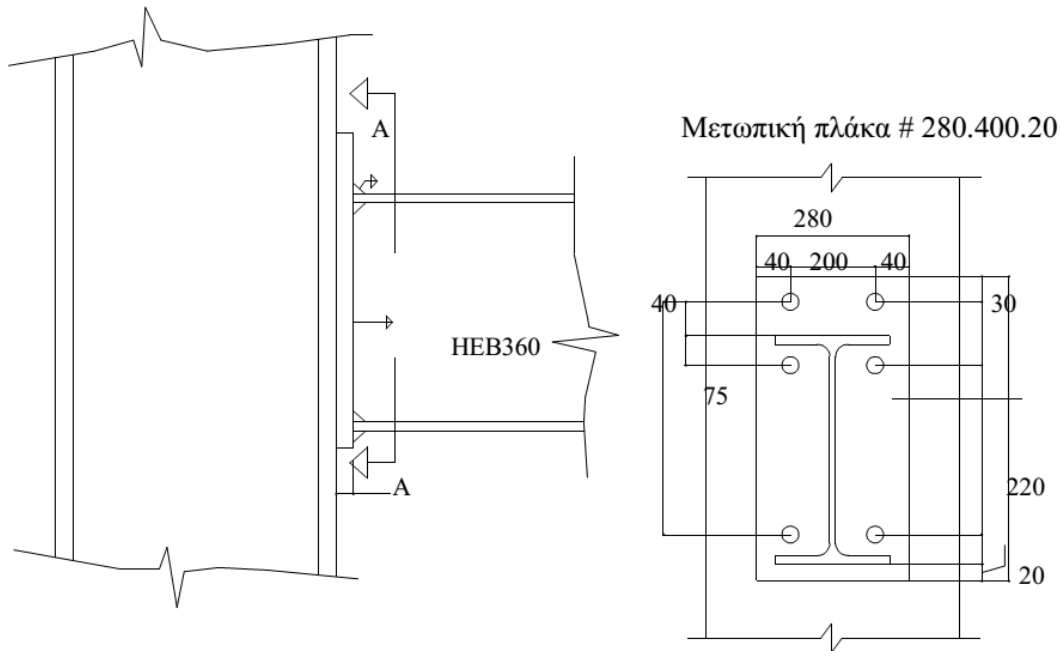


Σχήμα 4.22: Παραμόρφωση όψης άξονα 1 κατά την 3η ιδιομορφή



Σχήμα 4.23: Παραμόρφωση όψης άξονα A κατά την 3η ιδιομορφή

4.6 Έλεγχος κοχλιωτής σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος



Σχήμα 4.24: Κοχλιωτός κόμβος δοκού υποστυλώματος

Θα ελέγξουμε την σύνδεση του Υποστυλώματος διατομής 2HEB360 με την κύρια δοκό διατομής HEB360 με τα εξής χαρακτηριστικά:

Υποστύλωμα	Δοκός
$h_c = 360,00\text{mm}$	$h_b = 360,00\text{mm}$
$b_{fc} = 300,00\text{mm}$	$b_{fb} = 300,00\text{mm}$
$t_{wc} = 12,50\text{mm}$	$t_{wb} = 12,50\text{mm}$
$t_{fc} = 22,50\text{mm}$	$t_{fb} = 22,50\text{mm}$
$A = 347\text{cm}^2$	$A = 181\text{cm}^2$
$d = 261\text{mm}$	$d = 261\text{mm}$
$W_{pl,y} = 3613\text{cm}^3$	$W_{pl,y} = 2683\text{cm}^3$

Η πορεία προσδιορισμού της ροπής σχεδιασμού της κοχλιωτής σύνδεσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (μέρος 1.8) είναι η εξής :

Προσδιορισμός της αντοχής των βασικών συνιστωσών της σύνδεσης:

- του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση και θλίψη
- του πέλματος και κορμού της δοκού σε θλίψη

Προσδιορισμός των δυνάμεων των κοχλιών, οι οποίες υπολογίζονται με βάση:

- την αντοχή του υποστυλώματος σε κάμψη
- την αντοχή της μετωπικής πλάκας σε κάμψη
- την εφελκυστική αντοχή των κοχλιών

Κορμός του υποστυλώματος σε διάτμηση

Η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος ικανοποιεί τον περιορισμό:

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon$$

$$\text{Έχουμε } \frac{d}{t_w} = \frac{261}{12,5} = 20,88 < 69\varepsilon = 56,166$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,814$$

Σε ένα μονόπλευρο κόμβο η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση του μη ενισχυμένου κορμού προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Όπου

A_{vc} : η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

$F_{y,wc}$: το όριο διαρροής

γ_{M0} : 1,0

$$A_{vc} = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f = 181 - 2 \cdot 30 \cdot 2,25 + (1,25 + 2 \cdot 2,7) \cdot 2,25 = 60,96 \text{ cm}^2$$

Επομένως η αντοχή σε διάτμηση είναι:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot 35,5 \cdot 60,96}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1124,48 \text{ kN}$$

Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια θλίψη του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τις σχέσεις :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \text{ και } F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \times k_{wc} \times \rho \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

όπου ω : μειωτικός συντελεστής για την αλληλεπίδραση με διάτμηση που εξατράται από την παράμετρο μετασχηματισμού β

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{t_{wc} \times b_{eff,c,wc}}{A_{vc}} \right)^2}}$$

k_{wc} : μειωτικός συντελεστής $k_{wc}=1,0$

ρ : μειωτικός συντελεστής για το λυγισμό του ελάσματος που εξαρτάται από τη λυγηρότητα του ελάσματος

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + s_p + 5(t_{fc} + r_c) = 2,25 + 2\sqrt{2} \cdot 0,6 + 2 \cdot 2,0 + 5 \cdot (2,25 + 2,7) = 32,7 \text{ cm}$$

Όπου $s_p = 2t_p$

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{1,25 \times 32,7}{60,96} \right)^2}} = 0,794$$

Ο μειωτικός συντελεστής ρ για την κύρτωση του υποστυλώματος υπολογίζεται ως εξής:

- Για $\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1,0$
- Για $\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$

όπου $\bar{\lambda}_p$ είναι η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος και υπολογίζεται ως εξής :

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_{y,wc}}{E \cdot t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{32,7 \cdot 26,1 \cdot 35,5}{2,1 \cdot 10^4 \cdot 1,25^2}} = 0,896 > 0,72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0,896 - 0,2) / 0,896^2 = 0,867 < 1$$

Συνεπώς η αντοχή του κορμού σε θλίψη είναι

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{0,794 \times 1,00 \times 32,7 \times 1,25 \times 35,5}{1,00} = 1152,14 \text{ kN}$$

Και θα πρέπει να ισχύει επίσης

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \times k_{wc} \times \rho \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,794 \times 1,00 \times 0,867 \times 32,7 \times 1,25 \times 35,5}{1,00} = 998,91 \text{ kN}$$

Άρα $F_{c,wc,Rd} = 998,91 \text{ kN}$

Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του πέλματος δοκού και της παρακαείμενης θλιβόμενης ζώνης του κορμού της, δίνεται από την επόμενη σχέση :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}}$$

όπου :

h_b : το ύψος της συνδεόμενης δοκού

$M_{c,Rd}$: η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού

t_{fb} : το πάχος πέλματος της συνδεόμενης δοκού

Η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της δοκού για διατομές κατηγορίας 1 είναι :

$$M_{c,Rd} = \frac{M_{pl,b}}{\gamma_{M0}} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2683,0 \cdot 35,5}{1,00} = 95246,5 kNcm = 952,5 kNm$$

Και η αντοχή σε θλίψη προκύπτει :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{95246,5}{36 - 2,25} = 2822,12 kN$$

Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

- Άνω, 1η σειρά κοχλιών

$e_1 = 30$ mm (κατακόρυφη απόσταση από το άνω άκρο του πέλματος)

$e = 40$ mm (οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$p = 75$ mm

$$m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0,8r_c = \frac{200 - 12,5}{2} - 0,8 \cdot 27 = 72,15 mm$$

$$n = \min \{ e_{\min}; 1,25 \cdot m \} = \{ 40; 1,25 \cdot 72,15 \} = 40 mm$$

Ενεργό μήκος για μεμονωμένη σειρά κοχλιών

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min \{ 2\pi m \ ; \ \pi m + 2e_1 \} = \min \{ 2\pi \cdot 72,15 \ ; \ \pi \cdot 72,15 + 2 \cdot 30 \} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min \{ 453,33 \ ; \ 286,67 \} = 286,67 mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min \{ 4m + 1,25e \ ; \ 2m + 0,625e + e_1 \} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min \{ 4 \cdot 72,15 + 1,25 \cdot 40 \ ; \ 2 \cdot 72,15 + 0,625 \cdot 40 + 30 \} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min \{ 338,6 \ ; \ 199,3 \} = 199,3 mm$$

Μηχανισμός 1

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 199,3$ mm αλλά θα πρέπει $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 286,67$ mm

άρα $l_{eff,1} = 199,30$ mm

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,i} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{19,93 \cdot 2,25^2 \cdot 35,5}{1,00} = 895,449 kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 895,449}{7,215} = 496,44 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 199,3 \text{ mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,i} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{19,93 \cdot 2,25^2 \cdot 35,5}{1,00} = 895,449 \text{ kNcm}$$

Η αντοχή ενός κοχλία σε εφελκυσμό

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \cdot 2,45 \cdot 80}{1,25} = 141,12 \text{ kN}$$

όπου A_s η ενεργός διατομή του κοχλία για M20 και $k_2 = 0,90$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{4M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{4 \cdot 895,449 + 4 \cdot (2 \cdot 141,12)}{7,215 + 4} = 420,04 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (Αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 141,12 \text{ kN} = 282,24 \text{ kN}$$

Αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{496,44 \text{ kN}; 420,04 \text{ kN}; 282,24 \text{ kN}\} = 282,24 \text{ kN}$$

- Ενδιάμεση, 2η σειρά κοχλιών

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

$$\text{Κυκλικές μορφές αστοχίας: } l_{eff,cp} = 2\pi m = 453,33 \text{ mm}$$

$$\text{Μη κυκλικές μορφές αστοχίας: } l_{eff,nc} = 4 \times m + 1,25 \times e = 4 \times 72,15 + 1,25 \times 40 = 338,6 \text{ mm}$$

Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 338,6 \text{ mm} \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 453,33 \text{ mm}$$

$$\text{άρα } l_{eff,1} = 338,6 \text{ mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{33,86 \cdot 2,25^2 \cdot 35,5}{1,00} = 1521,32 kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 1521,32}{7,215} = 843,42 kN$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 338,6 \text{ mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1521,32 kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{4M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{4 \cdot 1521,32 + 4 \cdot (2 \cdot 141,12)}{7,215 + 4} = 643,27 kN$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (Αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 141,12 \text{ kN} = 282,24 \text{ kN}$$

Αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{843,42 \text{ kN}; 643,27 \text{ kN}; 282,24 \text{ kN}\} = 282,24 \text{ kN}$$

- 1η και 2η σειρά κοχλιών :

$$p = 75 \text{ mm (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για την 1η σειρά κοχλιών)}$$

$$p = 75/2 + 220/2 = 147,5 \text{ mm (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για την 2η σειρά κοχλιών)}$$

Ενεργό μήκος για ομάδα κοχλιών

Ακραία σειρά κοχλιών :

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min\{\pi m + p ; 2e_1 + p\} = \min\{\pi \cdot 72,15 + 75 ; 2 \cdot 30 + 75\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{301,67 ; 135\} = 135 \text{ mm}$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min \{2m + 0,625e + 0,5p \ ; \ e_1 + 0,5p\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min \{2 \cdot 72,15 + 0,625 \cdot 200 + 0,5 \cdot 75 \ ; \ 30 + 0,5 \cdot 75\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min \{306,80 \ ; \ 67,5\} = 67,5mm$$

Εσωτερική σειρά κοχλιών :

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2p = 2 \cdot 147,5 = 295mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = p = 147,5mm$$

Μηχανισμός 1

$$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc} = 67,5mm + 147,5mm = 215mm$$

$$\Sigma l_{eff,cp} = 135mm + 295mm = 430mm \text{ Ισχύει ότι } \Sigma l_{eff,nc} = 215mm < \Sigma l_{eff,cp} = 430mm \text{ άρα}$$

$$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc} = 67,5mm + 147,5mm = 215mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\Sigma l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{21,5 \cdot 2,25^2 \cdot 35,5}{1,00} = 965,99kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 965,99}{7,215} = 535,55kN$$

Μηχανισμός 2

$$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc} = 215mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\Sigma l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 965,99kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \Sigma F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 965,99 + 4 \cdot (2 \cdot 141,12)}{7,215 + 4} = 272,93kN$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (Αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 4 \times 141,12 \text{ kN} = 564,48 \text{ kN}$$

Αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{535,55 \text{ kN}; 272,93 \text{ kN}; 564,48 \text{ kN}\} = 272,93 \text{ kN}$$

Μετωπική πλάκα σε κάμψη

$e_x = 30 \text{ mm}$ (η κατακόρυφη απόσταση του κοχλία από το άνω άκρο της πλάκας)

$p = 75 \text{ mm}$ (η κατακόρυφη απόσταση των κοχλιών)

$e = 40 \text{ mm}$ (η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$w = 200 \text{ mm}$ (η οριζόντια απόσταση των κοχλιών)

$b_p = 280 \text{ mm}$ (το πλάτος της μετωπικής πλάκας)

$$m_x = 40 \text{ mm} - 0,8 \times 6 \text{ mm} \times \sqrt{2} = 33,2 \text{ mm}$$

(η κατακόρυφη απόσταση κοχλία – άνω πέλματος δοκού)

$$n = \min\{e_x; 1,25 \times m_x\} = \min\{30 \text{ mm}; 1,25 \times 33,2 \text{ mm}\} = 30 \text{ mm}$$

- Άνω πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά)

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού)

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi m_x; \pi m_x + w; \pi m_x + 2e\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi \cdot 33,2 \text{ mm}; \pi \cdot 33,2 \text{ mm} + 200 \text{ mm}; \pi \cdot 33,2 \text{ mm} + 2 \cdot 40 \text{ mm}\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{208,60 \text{ mm}; 304,3; 113,2 \text{ mm}\} = 113,2 \text{ mm}$$

Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,nc} = \min\{4m_x + 1,25e_x; e + 2m_x + 0,625e_x; 0,5b; 0,5w + 2m_x + 0,625e_x\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{4 \cdot 33,2 \text{ mm} + 1,25 \cdot 30 \text{ mm}; 40 \text{ mm} + 2 \cdot 32,2 \text{ mm} + 0,625 \cdot 30 \text{ mm}; 0,5 \cdot 280 \text{ mm};$$

$$; 0,5 \cdot 200 \text{ mm} + 2 \cdot 33,2 \text{ mm} + 0,625 \cdot 30 \text{ mm}\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{170,30 \text{ mm}; 125,15 \text{ mm}; 140 \text{ mm}; 185,15 \text{ mm}\} = 125,15 \text{ mm}$$

Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 125,15 \text{ mm} \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 113,20 \text{ mm}$$

$$\text{άρα } l_{eff,1} = 125,15 \text{ mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,i} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{12,515 \cdot 2,25^2 \cdot 35,5}{1,00} = 562,3 \text{ kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 562,3}{3,32cm} = 677,47kN$$

Μηχανισμός 2

$$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc} = 125,15 \text{ mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum \ell_{eff,i} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 562,3kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \cdot 562,3 + 4 \cdot (2 \cdot 141,12)}{3,32+3} = 356,58kN$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (Αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 \times 141,12 \text{ kN} = 282,24 \text{ kN}$$

Αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{677,47 \text{ kN}; 356,58kN; 282,24 \text{ kN}\} = 282,24 \text{ kN}$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκόμενο πέλμα)

$$m = \frac{w - t_{wb}}{2} - 0,8 \cdot a_{wb} \cdot \sqrt{2} = \frac{200mm - 12,5mm}{2} - 0,8 \cdot 3 \cdot \sqrt{2} = 90,355mm$$

$$m_2 = 75 - 40 - 13,5 - 0,8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 14,71mm$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{90,355}{90,355+40} = 0,693$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2+e} = \frac{14,71}{14,71+40} = 0,268$$

Για αυτές τις τιμές των λ_1, λ_2 προκύπτει $\alpha = 5,5$

$$n = \min\{e_{min}; 1,25 \times m\} = \min\{30mm; 1,25 \times 90,355 \text{ mm}\} = 30mm$$

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

$$\text{Κυκλικές μορφές: } \ell_{eff,cp} = 2\pi m = 2 \times \pi \times 90,355 = 567,715 \text{ mm}$$

$$\text{Μη κυκλικές μορφές: } \ell_{eff,nc} = \alpha m = 5,5 \times 90,355 = 496,95 \text{ mm}$$

Μηχανισμός 1

$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},\text{nc}} = 496,95 \text{ mm}$ αλλά θα πρέπει $l_{\text{eff},1} \leq l_{\text{eff},\text{cp}} = 567,715 \text{ mm}$

άρα $l_{\text{eff},1} = 496,95 \text{ mm}$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{\text{eff},1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{49,695 \cdot 2,25^2 \cdot 35,5}{1,00} = 2232,78 \text{ kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 2232,78}{9,0355 \text{ cm}} = 988,45 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 2

$l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},\text{nc}} = 496,95 \text{ mm}$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{\text{eff},1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2232,78 \text{ kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \cdot 2232,78 + 4 \cdot (2 \cdot 141,12)}{9,035 + 3} = 464,85 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (Αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 141,12 \text{ kN} = 282,24 \text{ kN}$$

Αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{988,45 \text{ kN}; 464,85 \text{ kN}; 282,24 \text{ kN}\} = 282,24 \text{ kN}$$

- Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών

Η πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών δεν θεωρούνται ομάδα κοχλιών για την μετωπική πλάκα.

- Τρίτη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκόμενο πέλημα)

Η τρίτη σειρά κοχλιών θεωρούμε ότι δεν εφελκείται επειδή βρίσκεται πολύ κοντά στο θλιβόμενο πέλημα, γι' αυτό και δεν υπολογίζουμε την αντοχή, αφού η δύναμη που παίρνει είναι πολύ μικρή.

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσιο εφελκυσμό του υποστυλώματος υπολογίζεται από την σχέση :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

Για μια κοχλιωτή σύνδεση το πλάτος $b_{eff,wc}$ του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέως ταυ που αντιστοιχεί στο πέλαμα του υποστυλώματος. Έτσι :

1. για την 1η σειρά κοχλίων $b_{eff,wc} = \ell_{eff,nc} = 199,3\text{mm}$
2. για την 2η σειρά κοχλίων $b_{eff,wc} = \ell_{eff,cp} = 453,33\text{mm}$
3. για την 1η και 2η σειρά κοχλίων $b_{eff,wc} = \ell_{eff,nc,1σειρα} + \ell_{eff,nc,2σειρα} = 67,5 + 112,5 = 180\text{mm}$

Επομένως :

α) για την 1η σειρά κοχλίων :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,794 \cdot 19,93 \cdot 1,25 \cdot 35,5}{1,0} = 702,21\text{kN}$$

β) για την 2η σειρά κοχλίων :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,794 \cdot 45,33 \cdot 1,25 \cdot 35,5}{1,0} = 1597,15\text{kN}$$

γ) για την 1η και 2η σειρά κοχλίων :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,794 \cdot 18,0 \cdot 1,25 \cdot 35,5}{1,0} = 634,21\text{kN}$$

Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

Σε μία κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κορμού της δοκού πρέπει να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$$

Το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wb}$ του κορμού της δοκού σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέως ταυ που αντιστοιχεί στη μετωπική πλάκα σε κάμψη, για μία μεμονωμένη σειρά κοχλίων ή μια ομάδα κοχλίων. Μόνο η δεύτερη σειρά κοχλίων εφελκύει τον κορμό της δοκού, επομένως:

$$b_{eff,t,wb} = \ell_{eff,nc} = 496,95\text{mm}$$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} = \frac{49,69 \cdot 1,25 \cdot 35,5}{1,0} = 2204,99\text{kN}$$

Αποτελέσματα ελέγχων

	1η σειρά κοχλιών	2η σειρά κοχλιών	1η & 2η σειρά κοχλιών	1η & 2η σειρά κοχλιών
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση $V_{wp,Rd}$		$1124,48/\beta - F_{t1,Rd} = 1124,48 - 282,24 = 842,24$ KN		1124,48KN
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη $F_{c,wc,Rd}$		$998,91/\beta - F_{t1,Rd} = 998,91 - 282,24 = 716,67$ KN		998,91KN
Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη $F_{c,fb,Rd}$		$2822,12 / \beta - F_{t1,Rd} = 2822,12 - 282,24 = 2539,88$ KN		2822,12 KN
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη $F_{c,Rd}$	282,24KN	282,24KN	272,93KN	
Μετωπική πλάκα σε κάμψη $F_{ep,Rd}$	282,24KN	282,24KN		
Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό $F_{t,wc,Rd}$	702,21KN	1597,15KN	634,21KN	
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό $F_{t,wb,Rd}$		2204,99KN		
$F_{T,min}$	282,24KN	282,24KN	272,93KN	937,89 KN

Ροπή αντοχής σχεδιασμού της σύνδεσης

Η απόσταση της πρώτης σειράς κοχλιών από το κέντρο θλίψης (κάτω πέλμα της δοκού) είναι:

$$h_1 = 420 - 30 - 20 - 13,5/2 = 343,25 \text{ mm}$$

ενώ η απόσταση της δεύτερης σειράς κοχλιών από το κέντρο θλίψης είναι:

$$h_2 = 343,25 - 75 = 268,25 \text{ mm}$$

Η ροπή αντοχής του κόμβου με βάση την αντοχή της εφελκυσόμενης ζώνης δίνεται:

$$M_{B,Rd} = \sum h_i F_{t,Rd} = F_{1,Rd} \times h_1 + F_{2,Rd} \times h_2 = 282,24 \text{ kN} \times 0,343 \text{ m} + 282,24 \text{ kN} \times 0,268 \text{ m} = 172,45 \text{ kNm}$$

Από το πρόγραμμα προέκυψε η τιμή για τον συνδυασμό UIS11 $M_{Ed} = 146,30 \text{ kNm}$

Επειδή ισχύει $M_{B,Rd} = 172,45 \text{ kNm} > M_{Ed} = 146,30 \text{ kNm}$ άρα η σύνδεση είναι ολικής αντοχής, αφού η ροπή αντοχής της σύνδεσης του κόμβου είναι μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής της δοκού.

Τέμνουσα σχεδιασμού της σύνδεσης

Έλεγχος αποστάσεων

Ελάχιστες αποστάσεις :

$$\min e_1 = \min e_2 = 1.2 d_0 = 1.2 \cdot 22 = 26 \text{ mm} < e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 2.2 d_0 = 2.2 \cdot 22 = 48 \text{ mm} < p_1 = 75 \text{ mm}$$

$$\min p_2 = 2.4 d_0 = 2.4 \cdot 22 = 52,80 \text{ mm} < p_2 = 75 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις:

$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \cdot 20 \text{ mm} = 120 \text{ mm} > e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = \max p_2 = \min(14t ; 200) = \min(14 \cdot 20 ; 200) = 200 \text{ mm} > p_1 = p_2 = 75 \text{ mm}$$

Η κοιλίωση είναι τύπου Α.

Το σπείρωμα θεωρείται εντός του επιπέδου διάτμησης.

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 2,45 \text{ cm}^2 \cdot 80 \text{ kN / cm}^2}{1,25} = 94 \text{ kN}$$

Για τον υπολογισμό σε σύνθλιψη άντυνας ισχύει:

$$k_1 = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \right) = \min \left(2,8 \cdot \frac{30}{22} - 1,7; 2,5; 1,4 \cdot \frac{75}{22} - 1,7 \right)$$

$$k_1 = \min(2,11; 2,5; 3,07) = 2,11$$

$$a_b = \min \left(\frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; 1 \right) = \min \left(\frac{80}{43}; \frac{30}{3 \cdot 22}; \frac{75}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4}; 1 \right)$$

$$a_b = \min(1,86; 0,45; 0,88; 1) = 0,45$$

$$t = \min(20; 12,5) = 9,5 \text{ mm}$$

Η συνολική αντοχή σε σύθλιψη άντυνας θα είναι:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,11 \cdot 0,45 \cdot 43 \cdot 20 \cdot 1,25}{1,25} = 81,66 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα } \min(F_{b,Rd}; F_{v,Rd}) = \min(81,66 \text{ kN}; 94 \text{ kN}) = 81,66 \text{ kN}$$

$$\text{και για μία σειρά κοχλιών (2 κοχλίες): } F_{v,Rd} = 2 \cdot 81,66 \text{ kN} = 163,32 \text{ kN}$$

Η μειωμένη διατμητική αντοχή των κοχλιών υπό εφελκυσμό και διάτμηση δίνεται από τη σχέση:

$$F_{s,Rd} = F_{v,Rd} \left(1 - \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \right)$$

$$1\eta \text{ σειρά κοχλιών } F_{s,Rd} = 163,32 \left(1 - \frac{282,24}{1,4 \cdot 282,24} \right) = 46,66 \text{ kN}$$

$$2\eta \text{ σειρά κοχλιών } F_{s,Rd} = 163,32 \left(1 - \frac{282,24}{1,4 \cdot 282,24} \right) = 46,66 \text{ kN}$$

$$3\eta \text{ σειρά κοχλιών } F_{s,Rd} = 163,32 \left(1 - \frac{272,93}{1,4 \cdot 282,24} \right) = 50,51 \text{ kN}$$

Τέμνουσα σχεδιασμού της σύνδεσης

$$V_{Rd} = 46,66 \text{ kN} + 46,66 \text{ kN} + 50,51 \text{ kN} = 143,83 \text{ kN}$$

Η τέμνουσα σχεδιασμού της δοκού έχει προκύψει από το συνδυασμό ULS11 και είναι

$$V_{Ed} = 110,78 \text{ kN}$$

Αφού $V_{Rd} = 143,83 \text{ kN} > V_{Ed} = 110,78 \text{ kN}$, η σύνδεση μπορεί να παραλάβει την εξωτερική δρώσα τέμνουσα στον κόμβο.

Έλεγχος συγκόλλησης δοκού - υποστυλώματος

Εντατικά μεγέθη

$$\text{Τέμνουσα δύναμη: } V_{Ed} = 110,78 \text{ kN}$$

$$\text{Καμπτική ροπή: } M_{Ed} = 146,30 \text{ kNm}$$

Ροπές αδράνειας της συγκόλλησης

Η ροπή αδράνειας της συγκόλλησης κατά τον άξονα y

$$I_y = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot a_w \cdot d_b^3 + 2 \cdot a_f \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} \right)^2 + 2 \cdot a_f \cdot (b - t_{wb} - 2r_b) \cdot \left(\frac{h}{2} - t_{fb} \right)^2$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 0,3 \text{ cm} \cdot (26,1 \text{ cm})^3 + 2 \cdot 0,5 \text{ cm} \cdot 0,3 \text{ cm} \cdot \left(\frac{36}{2} \right)^2 + 2 \cdot 0,5 \text{ cm} \cdot$$

$$(30 \text{ cm} - 1,25 \text{ cm} - 2 \cdot 2,7 \text{ cm}) \cdot \left(\frac{36}{2} \text{ cm} - 2,25 \text{ cm} \right)^2$$

$$I_y = 16401,239 \text{ cm}^4$$

Έλεγχος συγκολλήσεων

Η συγκόλληση καταπονείται από ορθές τάσεις λόγω της καμπτικής ροπής M_{Ed} και από διατμητικές τάσεις λόγω της τέμνουσας V_{Ed} . Τα ακραία σημεία της συγκόλλησης είναι τα περισσότερο καταπονούμενα σημεία και εκεί γίνεται ο έλεγχος αντοχής της συγκόλλησης.

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

$$t_{\min} = \min(12,5 \text{ mm}, 15 \text{ mm}) = 12,5 \text{ mm} = 1,25 \text{ cm}$$

Πάχος συγκόλλησης κορμού $a_w = 3\text{mm} < 0,70 \times t_{\min} = 0,70 \times 1,25\text{cm} = 0,875\text{cm}$

Πάχος συγκόλλησης πέλματος $a_f = 5\text{mm} < 0,70 \times t_{\min} = 0,70 \times 1,25\text{cm} = 0,875\text{cm}$

Διατμητική τάση στη συγκόλληση

Η τέμνουσα δύναμη μεταβιβάζεται από τη δοκό στο υποστύλωμα μέσω της συγκόλλησης του κορμού της δοκού. Η τάση που προκαλεί στη συγκόλληση η τέμνουσα δύναμη είναι διατμητική παράλληλη στον άξονα της συγκόλλησης και ίση με :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{110,78\text{kN}}{2 \cdot 26,1\text{cm} \cdot 0,3\text{cm}} = 7,07\text{kN} / \text{cm}^2$$

Ορθή τάση στη συγκόλληση

Η ορθή τάση που οφείλεται στην καμπτική ροπή $M_{b,Ed}$ στο σημείο 1 (κορμός) και 2 (πέλημα) αντίστοιχα είναι:

$$\sigma_{\kappa\alpha\theta,1} = \frac{M_{Ed}}{2I} d_b = \frac{14630\text{kNcm}}{2 \cdot 16401,239\text{cm}^4} \cdot 26,10\text{cm} = 19,59\text{kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{\kappa\alpha\theta,2} = \frac{M_{Ed}}{2I} h_b = \frac{14630\text{kNcm}}{2 \cdot 16401,239\text{cm}^4} \cdot 36\text{cm} = 27,03\text{kN} / \text{cm}^2$$

Αντοχή συγκολλήσεων

Η συνισταμένη τάση στη συγκόλληση είναι:

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\kappa\alpha\theta,2} = 27,03\text{kN} / \text{cm}^2 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{43\text{kN} / \text{cm}^2}{1,25} = 34,40\text{kN} / \text{cm}^2$$

$$\sqrt{(\sigma_{\kappa\alpha\theta})^2 + (\tau_{Ed})^2} = \sqrt{(19,59\text{kN} / \text{cm}^2)^2 + (7,07\text{kN} / \text{cm}^2)^2} = 20,82\text{kN} / \text{cm}^2$$

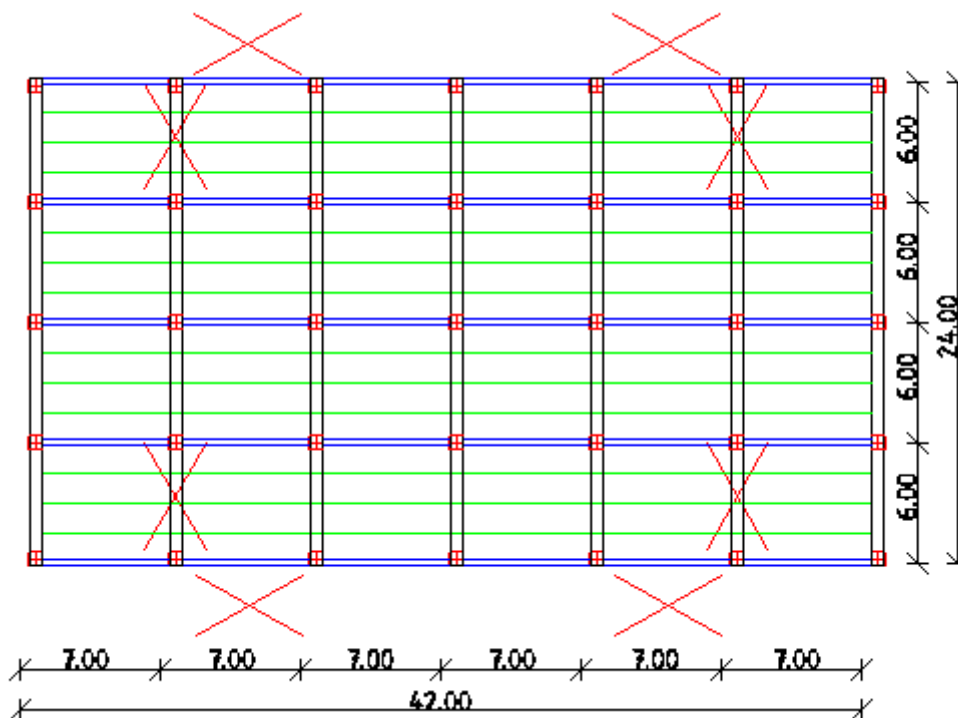
$$< \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{43,0\text{kN} / \text{cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,25} = 23,36\text{kN} / \text{cm}^2$$

όπου ο συντελεστής συσχέτισεως $\beta_w = 0,85$ για χάλυβα S275

5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα με μετάθεση των συνδέσμων δυσκαμψίας της διεύθυνσης y-y'

5.1 Περιγραφή του κτιρίου

Σε αυτή την επίλυση οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση x παρέμειναν στην ίδια θέση (περιμετρικά) ενώ οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση y τοποθετήθηκαν κατά μία θέση πιο μέσα, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 5.1: Κάτοψη μεταλλικού κτιρίου με σχηματική απεικόνιση των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Μετά από δοκιμές η διατομή των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας άλλαξε και έγινε SHS 180.180.10. Τα υποστυλώματα διατομής 2HEB360, οι κύριες δοκοί διατομής HEB360, οι δευτερεύουσες δοκοί HEB300 και οι διαδοκίδες διατομής IPE240 παρέμειναν ως έχουν.

5.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

5.2.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Επιλέγουμε για έλεγχο το μέλος SIS20, υποστύλωμα του ισογείου, το οποίο είχαμε ελέγξει και στον αρχικό φορέα. Το μέλος SIS20 έχει διατομή 2HEB360 της οποίας τα χαρακτηριστικά έχουν παρουσιαστεί παραπάνω.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται παρακάτω:

Πίνακας 5. 1: Πίνακας ανάλυσης μέλους SIS20 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: SIS20 Analysis Section: 2HEB360
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: 2HEB360

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	=	AXL + B-MAJ + B-MIN	----	//-MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO	RATIO
ULS2a	2,50	0,713 (C)	=	0,711 + 0,001 + 0,000		0,000	0,000
ULS2a	5,00	0,712 (C)	=	0,710 + 0,002 + 0,000		0,000	0,000
ULS2b	0,00	0,717 (C)	=	0,713 + 0,005 + 0,000		0,000	0,000
ULS2b	2,50	0,713 (C)	=	0,711 + 0,001 + 0,000		0,000	0,000
ULS2b	5,00	0,712 (C)	=	0,710 + 0,002 + 0,000		0,000	0,000
ULS3	0,00	0,717 (C)	=	0,713 + 0,005 + 0,000		0,000	0,000

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

Strength Deflection Stylesheet: Default

Πίνακας 5. 2: Πίνακας ανάλυσης μέλους SIS20 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN, m, C

Combo: ULS3
Units: KN, m, C

Frame: SIS20 Design Sect: 2HEB360
 X Mid: 35,000 Design Type: Column
 Y Mid: 12,000 Frame Type: Braced Frame
 Z Mid: 2,500 Sect Class: Class 3
 Length: 5,000 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc: 0,000 RLLF: 1,000

Area: 0,035 SMajor: 0,003 rMajor: 0,122 AUMajor: 0,019
 IMajor: 5,189E-04 SMinor: 0,003 rMinor: 0,122 AUMinor: 0,019
 IMinor: 5,189E-04 ZMajor: 0,004 E: 210000000,00
 Ixy: 0,000 ZMinor: 0,004 Fy: 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-5290,378	6,714	0,000	1,927	0,000	0,000

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.61)	0,717	= 0,713	+ 0,005	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-5290,378	7422,912	11204,688	7422,912	8086,100

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	6,714	930,280	930,280	930,280
Minor Moment	0,000	930,280	930,280	930,280

Ο δείκτης Ratio για το μέλος SIS20 προκύπτει από την ανάλυση 0,717 και συνεπώς η διατομή κρίνεται επαρκής όσον αφορά τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

5.2.2 Έλεγχος κύριας δοκού

Ο έλεγχος της κύριας δοκού θα γίνει στο μέλος D42 όπως και προηγουμένως, για λόγους σύγκρισης.

Πίνακας 5.3: Πίνακας ανάλυσης μέλους D42 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: D42 Analysis Section: HE360B
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE360B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS19	3,50	0,069 (C)	= 0,000 + 0,069 + 0,000	0,373	0,000
ULS19	4,00	0,047 (C)	= 0,000 + 0,047 + 0,000	0,395	0,000
ULS19	4,50	0,013 (C)	= 0,000 + 0,013 + 0,000	0,416	0,000
ULS19	5,00	0,037 (C)	= 0,000 + 0,037 + 0,000	0,438	0,000
ULS19	5,50	0,097 (C)	= 0,000 + 0,097 + 0,000	0,460	0,000
ULS19	6,00	0,169 (C)	= 0,000 + 0,169 + 0,000	0,481	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data), Strength (selected), Deflection, OK, Cancel, Table Format File, Stylesheet: Default

Πίνακας 5.4: Πίνακας ανάλυσης μέλους D42 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS19

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN, m, C

Combo : ULS19
Units : KN, m, C

Frame : D42 Design Sect: HE360B
 X Mid : 14,000 Design Type: Beam
 Y Mid : 21,000 Frame Type : Braced Frame
 Z Mid : 17,000 Sect Class : Class 1
 Length : 6,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 6,000 RLF : 1,000

Area : 0,018 SMajor : 0,002 rMajor : 0,154 AUMajor: 0,005
 IMajor : 4,319E-04 SMinor : 6,760E-04 rMinor : 0,075 AUMinor: 0,011
 IMinor : 1,014E-04 ZMajor : 0,003 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 0,001 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
6,000	0,000	-124,592	0,000	-173,600	0,000	-7,995E-04

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO

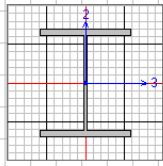
Governing Equation (6.62)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,169	0,000	0,169	0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	0,000	2990,636	5841,364	5143,339	2990,636

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	-124,592	865,877	865,877	865,877
Minor Moment	0,000	333,055	333,055	



Ο δείκτης Ratio για το μέλος D42 προκύπτει από την ανάλυση 0,169 και συνεπώς η διατομή κρίνεται επαρκής όσον αφορά τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

5.2.3 Έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Ο έλεγχος των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας θα γίνει στο μέλος DIS2 όπως και προηγουμένως, για λόγους σύγκρισης.

Πίνακας 5.5: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS2 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

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

COMBO ID	STATION LOC	MO-MENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS2a	8,60	0,328 (C)	=	0,328 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
ULS2b	0,00	0,323 (C)	=	0,323 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
ULS2b	4,30	0,377 (C)	=	0,325 + 0,052 + 0,000	0,000	0,000
ULS2b	8,60	0,328 (C)	=	0,328 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
ULS3	0,00	0,323 (C)	=	0,323 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
ULS3	4,30	0,377 (C)	=	0,325 + 0,052 + 0,000	0,000	0,000

Buttons:

Strength Deflection Stylesheet: Default

Πίνακας 5.6: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS2 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN, m, C

Combo : ULS3
Units : KN, m, C

Frame : DIS2 Design Sect: TUB0180X180X10
 X Mid : 10,500 Design Type: Brace
 Y Mid : 0,000 Frame Type: Braced Frame
 Z Mid : 2,500 Sect Class: Class 1
 Length : 8,602 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 4,301 RLLF : 1,000

Area : 0,007 SMajor : 3,652E-04 rMajor : 0,070 aUMajor: 0,004
 IMajor : 3,287E-05 SMinor : 3,652E-04 rMinor : 0,070 aUMinor: 0,004
 IMinor : 3,287E-05 ZMajor : 4,340E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 4,340E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
4,301	-232,934	5,424	0,000	0,000	0,000	0,000

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO

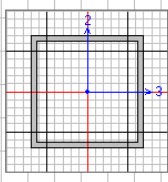
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
0,377	=	0,325	+ 0,052	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-232,934	716,113	2194,545	716,113	716,113

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	5,424	140,064	140,064	140,064
Minor Moment	0,000	140,064	140,064	



Επειδή από την ανάλυση προέκυψε ότι πρέπει να αυξήσουμε τη διατομή των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας σε SHS180.180.10 κάνουμε έναν ενδεικτικό έλεγχο στο μέλος DIS13.

Πίνακας 5.7: Χαρακτηριστικά διατομής SHS180.180.10

Box/Tube Section

Section Name TUBO180X180X10

Section Notes

Extract Data from Section Property File

c:\program files (x86)\computers and

Properties

Property Modifiers

Material + S355

Dimensions

Outside depth (t3) 0,18

Outside width (t2) 0,18

Flange thickness (tf) 0,01

Web thickness (tw) 0,01

Display Color

Πίνακας 5.8: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS13 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: DIS13 Analysis Section: TUBO180x180x10
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: TUBO180x180x10

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS2a	7,81	0,567 (C)	= 0,567 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS2b	0,00	0,572 (C)	= 0,572 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS2b	3,91	0,616 (C)	= 0,570 + 0,046 + 0,000	0,000	0,000
ULS2b	7,81	0,567 (C)	= 0,567 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS3	0,00	0,572 (C)	= 0,572 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS3	3,91	0,616 (C)	= 0,570 + 0,046 + 0,000	0,000	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data), Stylesheet: Default, Strength (selected), Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Πίνακας 5.9: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS13 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
 Combo : ULS3
 Units : KN, m, C

Frame : DIS13 Design Sect: TUBO180x180x10
 X Mid : 35,000 Design Type: Brace
 Y Mid : 3,000 Frame Type: Braced Frame
 Z Mid : 2,500 Sect Class: Class 1
 Length : 7,810 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 3,905 RLLF : 1,000

Area : 0,007 SMajor : 3,652E-04 rMajor : 0,070 AUMajor: 0,004
 IMajor : 3,287E-05 SMinor : 3,652E-04 rMinor : 0,070 AUMinor: 0,004
 IMinor : 3,287E-05 ZMajor : 4,340E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 4,340E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
3,905	-481,593	4,221	0,000	0,000	0,000	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.61)	0,616	= 0,570	+ 0,046	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-481,593	845,552	2194,545	845,552	845,552

MOMENT DESIGN				
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	4,221	140,064	140,064	140,064
Minor Moment	0,000	140,064	140,064	140,064

Ο δείκτης Ratio για το μέλος DIS13 προκύπτει από την ανάλυση 0,616 και συνεπώς η διατομή κρίνεται επαρκής όσον αφορά τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

5.2.4 Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού

Ο έλεγχος της δευτερεύουσας δοκού θα γίνει στο μέλος D42 όπως και προηγουμένως, για λόγους σύγκρισης.

Πίνακας 5.10: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS13 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

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

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS2b	5,00	0,161 (C)	=	0,000 + 0,161 + 0,000	0,185	0,000
ULS2b	5,50	0,021 (C)	=	0,000 + 0,021 + 0,000	0,249	0,000
ULS2b	6,00	0,160 (C)	=	0,000 + 0,160 + 0,000	0,313	0,000
ULS2b	6,50	0,381 (C)	=	0,000 + 0,381 + 0,000	0,377	0,000
ULS2b	7,00	0,644 (C)	=	0,000 + 0,644 + 0,000	0,440	0,000
ULS3	0,00	0,699 (C)	=	0,000 + 0,699 + 0,000	0,453	0,000

Buttons:

Strength Deflection Stylesheet: Default

Πίνακας 5.11: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS13 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
 Combo : ULS3
 Units : KN, m, C

Frame : E8 Design Sect: HE300B
 X Mid : 10,500 Design Type: Beam
 Y Mid : 6,000 Frame Type : Braced Frame
 Z Mid : 21,000 Sect Class : Class 2
 Length : 7,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0,000 RLLF : 1,000

Area : 0,015 SMajor : 0,002 rMajor : 0,130 AMajor: 0,003
 IMajor : 2,517E-04 SMinor : 5,709E-04 rMinor : 0,076 AMinor: 0,010
 IMinor : 8,563E-05 ZMajor : 0,002 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 8,700E-04 Fy : 355000,000

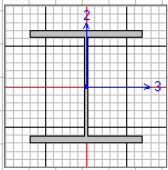
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	0,000	-333,956	0,000	-278,236	0,000	-7,059E-04

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.62)	0,699	= 0,000	+ 0,699	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN						
Axial Force	Nd, Rd Capacity	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity	Nb33, Rd Major	Nb22, Rd Minor	
0,000	2066,520	4808,636	3755,337	2066,520		

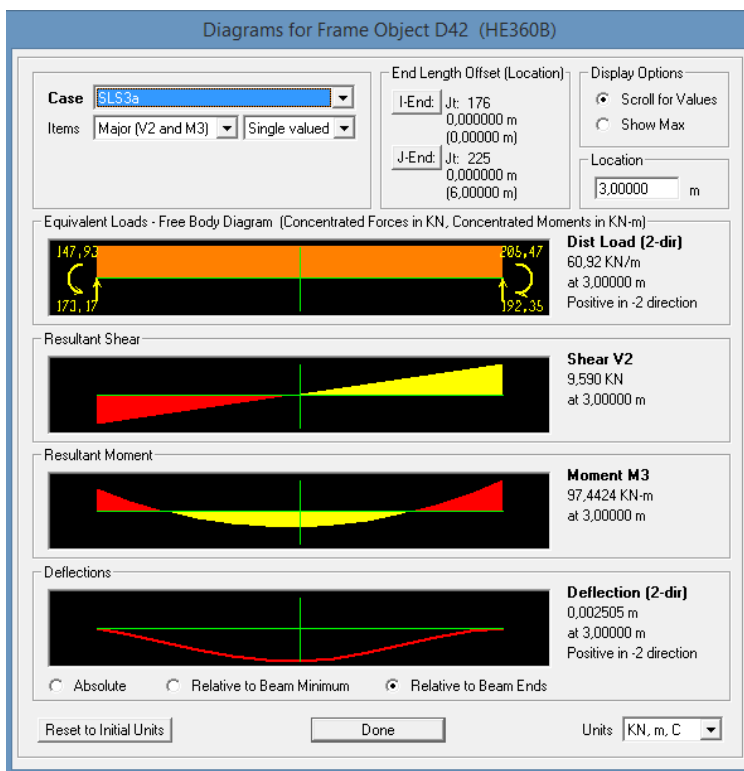
MOMENT DESIGN				
Major Moment	Minor Moment	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity	Nb, Rd Capacity
-333,956	0,000	603,177	280,773	603,177

Units: KN, m, C



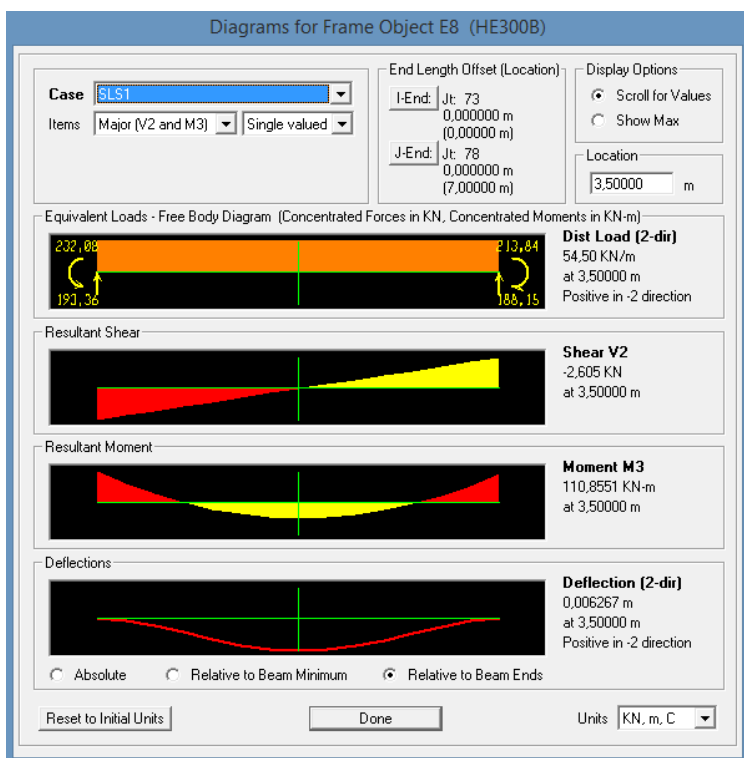
5.3 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργίας

➤ Κύρια δοκός διατομής HEB360



Επομένως $\delta_{max}=0,002505 < L/250=6/250=0,024$

➤ Δευτερεύουσα δοκός διατομής HEB300



Επομένως $\delta_{max}=0,006267 < L/250=7/250=0,028$

5.4 Περιορισμών βλαβών

Σύμφωνα με τον κανονισμό και τα όρια που επιβάλλει, δηλαδή :

- 5% για ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτήρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με το φορέα (πχ γυαλί, τούβλα)
- 7% για μη ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτήρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία (πχ πανέλα)

Πίνακας 5.12: Αποτελέσματα ανάλυσης για γωνιακές παραμορφώσεις

Γωνιακές παραμορφώσεις					
Όροφος	Υψος ορόφου H	U ₁	U ₁ /H	U ₂	U ₂ /H
4ος	4	0,0047	0,001175	0,0000000000624	1,56*10 ⁻¹¹
3ος	4	0,004	0,001	0,0000000001302	3,255*10 ⁻¹¹
2ος	4	0,0032	0,0008	0,00000000007604	1,901*10 ⁻¹¹
1ος	4	0,0022	0,00055	0,00000000008277	2,06925*10 ⁻¹¹
ισόγειο	5	0,0011	0,00022	0,0000000001031	2,062*10 ⁻¹¹

Οι γωνιακές παραμορφώσεις που προέκυψαν από την ανάλυση ικανοποιούν τις προϋποθέσεις.

5.5 Σεισμική συμπεριφορά

Σε αυτό το σημείο παρασιάζονται τα χαρακτηριστικά των ιδιομορφών όπως εμφανίζονται στο πρόγραμμα :

Πίνακας 5.13: Χαρακτηριστικά ιδιομορφών

Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode	1	0,858526	0	0,6594	1,384E-18	0	0,6594	0,6594
MODAL	Mode	2	0,827973	0,66103	0	5,193E-19	0,66103	0,6594	0,6594
MODAL	Mode	3	0,636029	0	0	2,413E-18	0,66103	0,6594	0,6594
MODAL	Mode	4	0,261536	1,662E-17	0,10656	2,953E-15	0,66103	0,76597	0,76597
MODAL	Mode	5	0,26057	0,10004	1,726E-16	2,076E-14	0,76107	0,76597	0,76597
MODAL	Mode	6	0,203547	2,632E-17	9,656E-17	1,672E-14	0,76107	0,76597	0,76597
MODAL	Mode	7	0,145161	0,01931	7,417E-17	4,475E-13	0,78038	0,76597	0,76597
MODAL	Mode	8	0,14284	2,865E-15	0,0189	1,148E-13	0,78038	0,78486	0,78486
MODAL	Mode	9	0,124859	1,379E-15	1,593E-16	0,32179	0,78038	0,78486	0,78486
MODAL	Mode	10	0,123711	0,00000008346	6,954E-15	2,201E-13	0,78038	0,78486	0,78486
MODAL	Mode	11	0,122226	2,878E-15	1,169E-14	0,02742	0,78038	0,78486	0,78486
MODAL	Mode	12	0,121847	3,614E-15	0,000002852	1,678E-14	0,78038	0,78486	0,78486
MODAL	Mode	13	0,120668	1,376E-14	3,406E-17	7,572E-14	0,78038	0,78486	0,78486
MODAL	Mode	14	0,120385	0,000003053	1,517E-15	9,888E-14	0,78039	0,78486	0,78486
MODAL	Mode	15	0,120308	4,369E-16	2,146E-14	0,03282	0,78039	0,78486	0,78486
MODAL	Mode	16	0,119259	1,105E-15	0,000003218	5,082E-16	0,78039	0,78487	0,78487
MODAL	Mode	17	0,118065	1,249E-15	4,754E-16	0,02187	0,78039	0,78487	0,78487
MODAL	Mode	18	0,116957	0,000001032	4,188E-15	3,506E-14	0,78039	0,78487	0,78487
MODAL	Mode	19	0,115712	1,593E-14	5,66E-15	0,00364	0,78039	0,78487	0,78487
MODAL	Mode	20	0,115423	5,349E-20	4,578E-19	2,948E-19	0,78039	0,78487	0,78487

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participating Mass Ratios

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
	MODAL	Mode	67	0,028675	0,00015	000000001676	000000000842	0,78799	0,99951
	MODAL	Mode	68	0,028674	2,274E-17	9,197E-14	0,00044	0,78799	0,99951
	MODAL	Mode	69	0,028637	1,484E-17	000000005077	000000001377	0,78799	0,99951
	MODAL	Mode	70	0,028637	1,293E-18	0,00001619	2,821E-14	0,78799	0,99953
	MODAL	Mode	71	0,028632	7,167E-17	0,0000002525	2,536E-13	0,78799	0,99953
	MODAL	Mode	72	0,028632	1,008E-17	000000007518	0,00167	0,78799	0,99953
	MODAL	Mode	73	0,028607	0,00005654	000000001211	4,019E-13	0,78805	0,99953
	MODAL	Mode	74	0,028607	2,892E-17	000000001554	0,00866	0,78805	0,99953
	MODAL	Mode	75	0,02809	1,635E-16	4,335E-13	0,01097	0,78805	0,99953
	MODAL	Mode	76	0,028086	7,663E-15	0,00001194	4,382E-17	0,78805	0,99954
	MODAL	Mode	77	0,028085	0,00161	000000003036	3,395E-14	0,78966	0,99954
	MODAL	Mode	78	0,028074	1,38E-15	8,521E-13	2,835E-14	0,78966	0,99954
	MODAL	Mode	79	0,027383	0,19403	4,188E-13	1,208E-13	0,98369	0,99954
	MODAL	Mode	80	0,026756	4,501E-16	000000004741	0,0022	0,98369	0,99954
	MODAL	Mode	81	0,026752	4,965E-16	6,785E-13	2,264E-15	0,98369	0,99954
	MODAL	Mode	82	0,02674	1,513E-16	0,0000664	1,875E-13	0,98369	0,99961
	MODAL	Mode	83	0,026685	0,01572	000000004763	8,467E-16	0,99941	0,99961
	MODAL	Mode	84	0,026523	6,533E-16	000000000115	0,01734	0,99941	0,99961
	MODAL	Mode	85	0,026498	0,000003456	6,21E-14	8,806E-14	0,99941	0,99961

Record: 1 of 85 Add Tables... Done

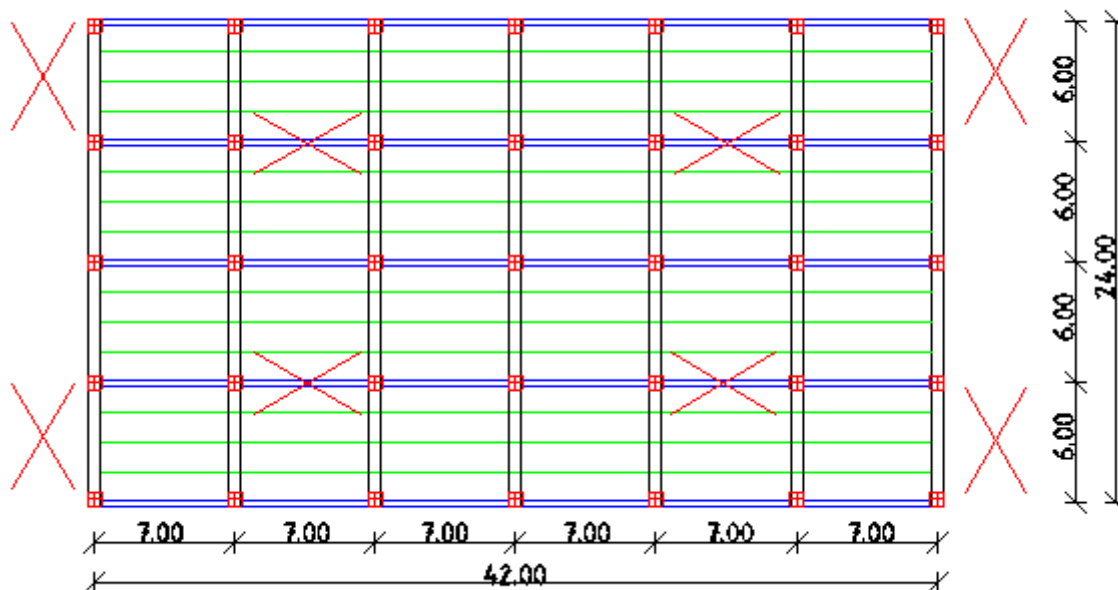
Όπως παρατηρούμε από τους δείκτες sumUX και sumUY ότι οι 85 ιδιομορφές που πήραμε ήταν πάνω από το 90% των δρώσων ιδιομορφικών μαζών.

Οι ιδιομορφές δεν παρουσιάζονται αναλυτικά σε αυτό το σημείο λόγω του ότι δεν παρουσιάζουν κάποια ιδιαίτερη διαφορά στην μορφή τους σε σχέση με αυτές του αρχικού φορέα.

6 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα με μετάθεση των συνδέσμων δυσκαμψίας της διεύθυνσης x-x'

6.1 Περιγραφή του κτιρίου

Σε αυτή την επίλυση οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση y παρέμειναν στην ίδια θέση (περιμετρικά) ενώ οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση x τοποθετήθηκαν κατά μία θέση πιο μέσα, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 6.1: Κάτοψη μεταλλικού κτιρίου με σχηματική απεικόνιση των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Μετά από δοκιμές η διατομή των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας άλλαξε και έγινε SHS 180.180.10. Τα υποστυλώματα διατομής 2HEB360, οι κύριες δοκοί διατομής HEB360, οι δευτερεύουσες δοκοί HEB300 και οι διαδοκίδες διατομής IPE240 παρέμειναν ως έχουν.

6.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

6.2.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Επιλέγουμε για έλεγχο το μέλος SIS20, υποστύλωμα του ισογείου, το οποίο είχαμε ελέγξει και στον αρχικό φορέα. Το μέλος SIS20 έχει διατομή 2HEB360 της οποίας τα χαρακτηριστικά έχουν παρουσιαστεί παραπάνω.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται παρακάτω:

Πίνακας 6.1: Πίνακας ανάλυσης μέλους SIS20 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: SIS20 Analysis Section: 2HEB360
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: 2HEB360

COMBO ID	STATION LOC	---MOMENT INTERACTION CHECK---	MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
ULS2a	2,50	0,723 (C) = 0,722 + 0,001 + 0,000	0,000	0,000
ULS2a	5,00	0,723 (C) = 0,721 + 0,002 + 0,000	0,000	0,000
ULS2b	0,00	0,728 (C) = 0,723 + 0,005 + 0,000	0,000	0,000
ULS2b	2,50	0,723 (C) = 0,722 + 0,001 + 0,000	0,000	0,000
ULS2b	5,00	0,723 (C) = 0,721 + 0,002 + 0,000	0,000	0,000
ULS3	0,00	0,728 (C) = 0,723 + 0,005 + 0,000	0,000	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data), Strength (selected), Deflection, OK, Cancel, Stylesheet: Default, Table Format File

Πίνακας 6.2: Πίνακας ανάλυσης μέλους SIS20 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN, m, C

Combo : ULS3
Units : KN, m, C

Frame : SIS20 Design Sect: 2HEB360
 X Mid : 35,000 Design Type: Column
 Y Mid : 12,000 Frame Type : Braced Frame
 Z Mid : 2,500 Sect Class : Class 3
 Length : 5,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0,000 RLLF : 1,000

Area : 0,035 SMajor : 0,003 rMajor : 0,122 aUMajor: 0,019
 IMajor : 5,189E-04 SMinor : 0,003 rMinor : 0,122 aUMinor: 0,019
 IMinor : 5,189E-04 ZMajor : 0,004 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 0,004 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-5369,616	6,715	0,000	1,928	0,000	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.61)	0,728	= 0,723	+ 0,005	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-5369,616	7422,912	11204,688	7422,912	8086,100

MOMENT DESIGN					
	Med Moment	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb,Rd Capacity	
Major Moment	6,715	930,280	930,280	930,280	
Minor Moment	0,000	930,280	930,280		

Ο δείκτης Ratio για το μέλος SIS20 προκύπτει από την ανάλυση 0,728 και συνεπώς η διατομή κρίνεται επαρκής όσον αφορά τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

6.2.2 Έλεγχος κύριας δοκού

Ο έλεγχος της κύριας δοκού θα γίνει στο μέλος D42 όπως και προηγουμένως, για λόγους σύγκρισης.

Πίνακας 6.3: Πίνακας ανάλυσης μέλους D42 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: D42 Analysis Section: HE360B
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE360B

COMBO ID	STATION LOC	---MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	---MAJ-SHR RATIO	---MIN-SHR RATIO
ULS19	3,50	0,069 (C)	=	0,000 + 0,069 + 0,000	0,373	0,000
ULS19	4,00	0,047 (C)	=	0,000 + 0,047 + 0,000	0,395	0,000
ULS19	4,50	0,012 (C)	=	0,000 + 0,012 + 0,000	0,417	0,000
ULS19	5,00	0,038 (C)	=	0,000 + 0,038 + 0,000	0,438	0,000
ULS19	5,50	0,098 (C)	=	0,000 + 0,098 + 0,000	0,460	0,000
ULS19	6,00	0,171 (C)	=	0,000 + 0,171 + 0,000	0,482	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data), Stylesheet: Default, Table Format File

Radio buttons: Strength, Deflection,

Πίνακας 6.4: Πίνακας ανάλυσης μέλους D42 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS19

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File: Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
 Combo: ULS19
 Units: KN, m, C

Frame: D42 Design Sect: HE360B
 X Mid: 14,000 Design Type: Beam
 Y Mid: 21,000 Frame Type: Braced Frame
 Z Mid: 17,000 Sect Class: Class 1
 Length: 6,000 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc: 6,000 RLLF: 1,000

Area: 0,018 SMajor: 0,002 rMajor: 0,154 AUMajor: 0,005
 IMajor: 4,319E-04 SMinor: 6,760E-04 rMinor: 0,075 AUMinor: 0,011
 IMinor: 1,014E-04 ZMajor: 0,003 E: 210000000,00
 Ixy: 0,000 ZMinor: 0,001 Fy: 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
6,000	0,000	-125,901	0,000	-173,227	0,000	-8,239E-05

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation (6.62)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,171	= 0,000	+ 0,171	+ 0,000	1,000	OK

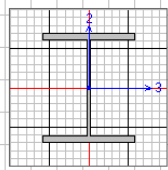
AXIAL FORCE DESIGN

Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
0,000	2990,636	5841,364	5143,339	2990,636

MOMENT DESIGN

Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
-125,901	865,877	865,877	865,877
Minor Moment	333,055	333,055	

Units: KN, m, C



Ο δείκτης Ratio για το μέλος D42 προκύπτει από την ανάλυση 0,171 και συνεπώς η διατομή κρίνεται επαρκής όσον αφορά τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

6.2.3 Έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Ο έλεγχος των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας θα γίνει στο μέλος DIS2 όπως και προηγουμένως, για λόγους σύγκρισης.

Πίνακας 6.5: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS2 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: DIS2 Analysis Section: TUBO180X180X10
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: TUBO180X180X10

COMBO ID	STATION LOC	Ratio	Interaction Check	MAJ-Ratio	MIN-Ratio
ULS2a	8,60	0,473 (C)	= 0,473 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
ULS2b	0,00	0,478 (C)	= 0,478 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
ULS2b	4,30	0,532 (C)	= 0,475 + 0,057 + 0,000	0,000	0,000
ULS2b	8,60	0,473 (C)	= 0,473 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
ULS3	0,00	0,478 (C)	= 0,478 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
ULS3	4,30	0,532 (C)	= 0,475 + 0,057 + 0,000	0,000	0,000

 Strength Deflection
 Stylesheet: Default

Πίνακας 6.6: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS2 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN, m, C

Combo : ULS3
 Units : KN, m, C

Frame : DIS2 Design Sect: TUBO180X180X10
 X Mid : 10,500 Design Type: Brace
 Y Mid : 6,000 Frame Type: Braced Frame
 Z Mid : 2,500 Sect Class: Class 1
 Length : 8,602 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 4,301 RLLF : 1,000

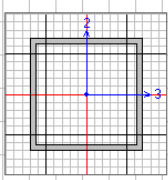
Area : 0,007 SMajor : 3,652E-04 rMajor : 0,070 AUMajor: 0,004
 IMajor : 3,287E-05 SMinor : 3,652E-04 rMinor : 0,070 AUMinor: 0,004
 IMinor : 3,287E-05 ZMajor : 4,340E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 4,340E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
4,301	-340,272	5,424	0,000	0,000	0,000	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,532	= 0,475	+ 0,057	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-340,272	716,113	2194,545	716,113	716,113

MOMENT DESIGN				
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	5,424	140,064	140,064	140,064
Minor Moment	0,000	140,064	140,064	140,064



Επειδή από την ανάλυση προέκυψε ότι πρέπει να αυξήσουμε τη διατομή των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας σε SHS180.180.10 κάνουμε έναν ενδεικτικό έλεγχο στο μέλος DIS13.

Πίνακας 6.7: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS13 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: DIS13 Analysis Section: TUBO180X180X10
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: TUBO180X180X10

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS2a	7,81	0,226 (C)	=	0,226 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS2b	0,00	0,231 (C)	=	0,231 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS2b	3,91	0,266 (C)	=	0,228 + 0,038 + 0,000	0,000	0,000
ULS2b	7,81	0,226 (C)	=	0,226 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS3	0,00	0,231 (C)	=	0,231 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS3	3,91	0,266 (C)	=	0,228 + 0,038 + 0,000	0,000	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data)

Strength Deflection OK Cancel Table Format File

Stylesheet: Default

Πίνακας 6.8: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS13 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN, m, C

Combo: ULS3

Frame: DIS13 Design Sect: TUBO180X180X10
 X Mid: 42,000 Design Type: Brace
 Y Mid: 3,000 Frame Type: Braced Frame
 Z Mid: 2,500 Sect Class: Class 1
 Length: 7,810 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc: 3,905 RLF: 1,000

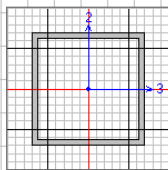
Area: 0,007 SMajor: 3,652E-04 rMajor: 0,070 AMMajor: 0,004
 IMajor: 3,287E-05 SMinor: 3,652E-04 rMinor: 0,070 AMMinor: 0,004
 IMinor: 3,287E-05 ZMajor: 4,340E-04 E: 210000000,00
 Ixy: 0,000 ZMinor: 4,340E-04 Fy: 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
3,905	-193,198	4,221	0,000	0,000	0,000	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.61)	0,266	= 0,228	+ 0,038	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-193,198	845,552	2194,545	845,552	845,552

MOMENT DESIGN				
	Med Moment	Hc,Rd Capacity	Hv,Rd Capacity	Hb,Rd Capacity
Major Moment	4,221	140,064	140,064	140,064
Minor Moment	0,000	140,064	140,064	140,064



Ο δείκτης Ratio για το μέλος DIS13 προκύπτει από την ανάλυση 0,266 και συνεπώς η διατομή κρίνεται επαρκής όσον αφορά τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

6.2.4 Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού

Ο έλεγχος της κύριας δοκού θα γίνει στο μέλος Ε8 όπως και προηγουμένως, για λόγους σύγκρισης.

Πίνακας 6.9: Πίνακας ανάλυσης μέλους Ε8 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)						
Frame ID	E8		Analysis Section	HE300B		
Design Code	Eurocode 3-2005		Design Section	HE300B		
COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS3	4,50	0,255 (C)	=	0,000 + 0,255 + 0,000	0,128	0,000
ULS3	5,00	0,152 (C)	=	0,000 + 0,152 + 0,000	0,192	0,000
ULS3	5,50	0,006 (C)	=	0,000 + 0,006 + 0,000	0,255	0,000
ULS3	6,00	0,180 (C)	=	0,000 + 0,180 + 0,000	0,319	0,000
ULS3	6,50	0,408 (C)	=	0,000 + 0,408 + 0,000	0,383	0,000
ULS3	7,00	0,677 (C)	=	0,000 + 0,677 + 0,000	0,447	0,000

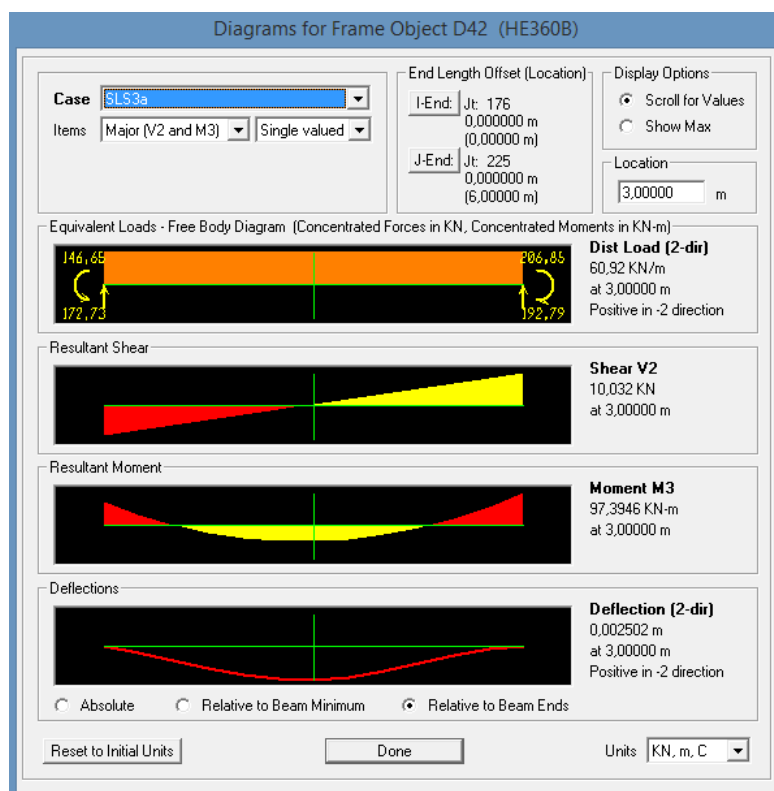
Πίνακας 6.10: Πίνακας ανάλυσης μέλους Ε8 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005						
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						Units: KN, m, C
Combo : ULS3						
Units : KN, m, C						
Frame : E8	Design Sect: HE300B					
X Mid : 10,500	Design Type: Beam					
Y Mid : 6,000	Frame Type: Braced Frame					
Z Mid : 21,000	Sect Class : Class 2					
Length : 7,000	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 7,000	RLLF : 1,000					
Area : 0,015	SMajor : 0,002	rMajor : 0,130	AMMajor: 0,003			
IMajor : 2,517E-04	SMInor : 5,709E-04	rMinor : 0,076	AMMinor: 0,010			
IMInor : 8,563E-05	ZMajor : 0,002	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 8,700E-04	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
7,000	0,000	-320,656	0,000	274,639	0,000	-5,676E-05
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.62)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,677	= 0,000	+ 0,677	+ 0,000	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	0,000	2066,520	4808,636	3755,337	2066,520	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	-320,656	603,177	603,177	603,177		
Minor Moment	0,000	280,773	280,773			

Ο δείκτης Ratio για το μέλος DIS13 προκύπτει από την ανάλυση 0,677 και συνεπώς η διατομή κρίνεται επαρκής όσον αφορά τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

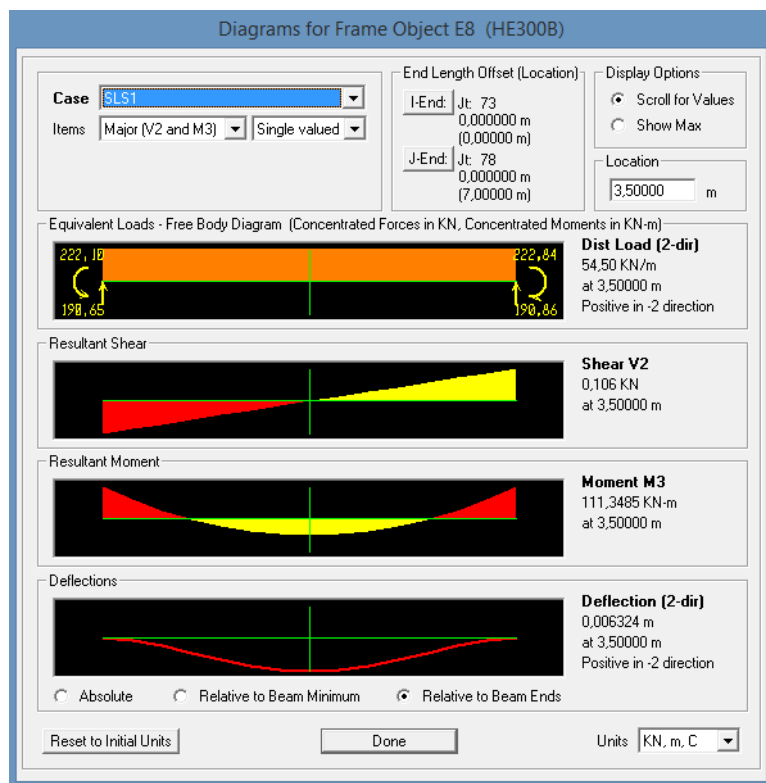
6.3 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργίας

➤ Κύρια δοκός διατομής HEB360



Επομένως $\delta_{max}=0,002502 < L/250=6/250=0,024$

➤ Δευτερεύουσα δοκός διατομής HEB300



Επομένως $\delta_{max}=0,006324 < L/250=7/250=0,0028$

6.4 Περιορισμών βλαβών

Σύμφωνα με τον κανονισμό και τα όρια που επιβάλλει, δηλαδή :

- 5% για ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτήρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με το φορέα (πχ γυαλί, τούβλα)
- 7% για μη ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτήρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία (πχ πανέλα)

Πίνακας 6.11: Αποτελέσματα ανάλυσης για γωνιακές παραμορφώσεις

Γωνιακές παραμορφώσεις					
Όροφος	Ύψος ορόφου H	U ₁	U ₁ /H	U ₂	U ₂ /H
4ος	4	0,005	0,00125	0,0000000001162	1,162*10 ⁻¹⁰
3ος	4	0,0042	0,00105	0,00000000007294	1,8235*10 ⁻¹¹
2ος	4	0,0033	0,000825	0,00000000004842	1,2105*10 ⁻¹¹
1ος	4	0,0023	0,000575	0,0000000001006	2,515*10 ⁻¹¹
ισόγειο	5	0,0012	0,0003	0,00000000001137	2,274*10 ⁻¹³

Οι γωνιακές παραμορφώσεις που προέκυψαν από την ανάλυση ικανοποιούν τις προϋποθέσεις.

6.5 Σεισμική συμπεριφορά

Σε αυτό το σημείο παρασιάζονται τα χαρακτηριστικά των ιδιομορφών όπως εμφανίζονται στο πρόγραμμα :

Πίνακας 6.12: Χαρακτηριστικά ιδιομορφών

Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	
MODAL	Mode	1	0,875443	0,6557	0	1,969E-20	0,6557	0	
MODAL	Mode	2	0,860223	1,628E-19	0,65736	1,181E-18	0,6557	0,65736	
MODAL	Mode	3	0,616912	4,036E-20	0	5,197E-20	0,6557	0,65736	
MODAL	Mode	4	0,264046	0,10508	9,9E-16	1,109E-16	0,76078	0,65736	
MODAL	Mode	5	0,262675	7,172E-15	0,10945	7,387E-16	0,76078	0,76682	
MODAL	Mode	6	0,187506	7,731E-15	2,028E-15	1,484E-15	0,76078	0,76682	
MODAL	Mode	7	0,145738	0,01892	3,986E-17	2,078E-15	0,77971	0,76682	
MODAL	Mode	8	0,142639	2,468E-16	0,01934	2,41E-15	0,77971	0,78615	
MODAL	Mode	9	0,124678	7,797E-17	4,565E-16	0,44806	0,77971	0,78615	
MODAL	Mode	10	0,124022	0,0000000476	1,427E-14	9,656E-14	0,77971	0,78615	
MODAL	Mode	11	0,122868	3,494E-16	9,086E-16	0,02235	0,77971	0,78615	
MODAL	Mode	12	0,121424	7,433E-15	0,0000007065	3,536E-14	0,77971	0,78615	
MODAL	Mode	13	0,12065	2,503E-16	2,508E-15	3,587E-17	0,77971	0,78615	
MODAL	Mode	14	0,119747	2,072E-14	0,0000001839	9,754E-14	0,77971	0,78615	
MODAL	Mode	15	0,119395	0,0000236	4,707E-16	1,104E-13	0,77973	0,78615	
MODAL	Mode	16	0,119364	3,596E-15	2,095E-14	0,00454	0,77973	0,78615	
MODAL	Mode	17	0,117844	4,465E-19	9,217E-15	0,02622	0,77973	0,78615	
MODAL	Mode	18	0,117391	0,0000001309	3,424E-13	1,19E-15	0,77973	0,78615	
MODAL	Mode	19	0,116263	2,152E-14	1,107E-13	0,00214	0,77973	0,78615	
MODAL	Mode	20	0,105306	0,00641	5,082E-15	2,403E-13	0,78614	0,78615	

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participating Mass Ratios

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
	MODAL	Mode	67	0,028748	5,114E-17	000000000184	0,00011	0,78815	0,99964
	MODAL	Mode	68	0,028748	4,017E-17	0,000006203	5,479E-16	0,78815	0,99965
	MODAL	Mode	69	0,028679	0,00018	7,057E-13	2,659E-14	0,78833	0,99965
	MODAL	Mode	70	0,028678	1,45E-16	6,478E-14	7,356E-15	0,78833	0,99965
	MODAL	Mode	71	0,028638	4,027E-18	5,061E-13	0,00244	0,78833	0,99965
	MODAL	Mode	72	0,028638	0,000004116	000000001541	2,719E-16	0,78833	0,99965
	MODAL	Mode	73	0,028604	4,362E-17	5,904E-14	0,00149	0,78833	0,99965
	MODAL	Mode	74	0,028604	6,861E-17	0,00001043	1,559E-15	0,78833	0,99966
	MODAL	Mode	75	0,028551	0,00008818	7,748E-13	9,257E-15	0,78842	0,99966
	MODAL	Mode	76	0,028551	1,092E-17	3,298E-13	2,373E-17	0,78842	0,99966
	MODAL	Mode	77	0,028521	1,268E-16	0,0000009297	1,178E-16	0,78842	0,99966
	MODAL	Mode	78	0,028521	1,846E-15	000000001788	0,01342	0,78842	0,99966
	MODAL	Mode	79	0,027643	4,297E-19	000000000128	0,0071	0,78842	0,99966
	MODAL	Mode	80	0,027643	0,000003088	000000000519	5,821E-15	0,78842	0,99966
	MODAL	Mode	81	0,027624	2,055E-18	0,00004205	4,905E-16	0,78842	0,9997
	MODAL	Mode	82	0,027617	4,646E-17	4,133E-14	2,745E-16	0,78842	0,9997
	MODAL	Mode	83	0,027345	0,2078	1,55E-14	5,659E-16	0,99622	0,9997
	MODAL	Mode	84	0,026505	9,741E-17	3,261E-13	0,01555	0,99622	0,9997
	MODAL	Mode	85	0,026476	0,000004027	2,276E-14	8,011E-15	0,99623	0,9997

Record: 1 of 85 Add Tables... Done

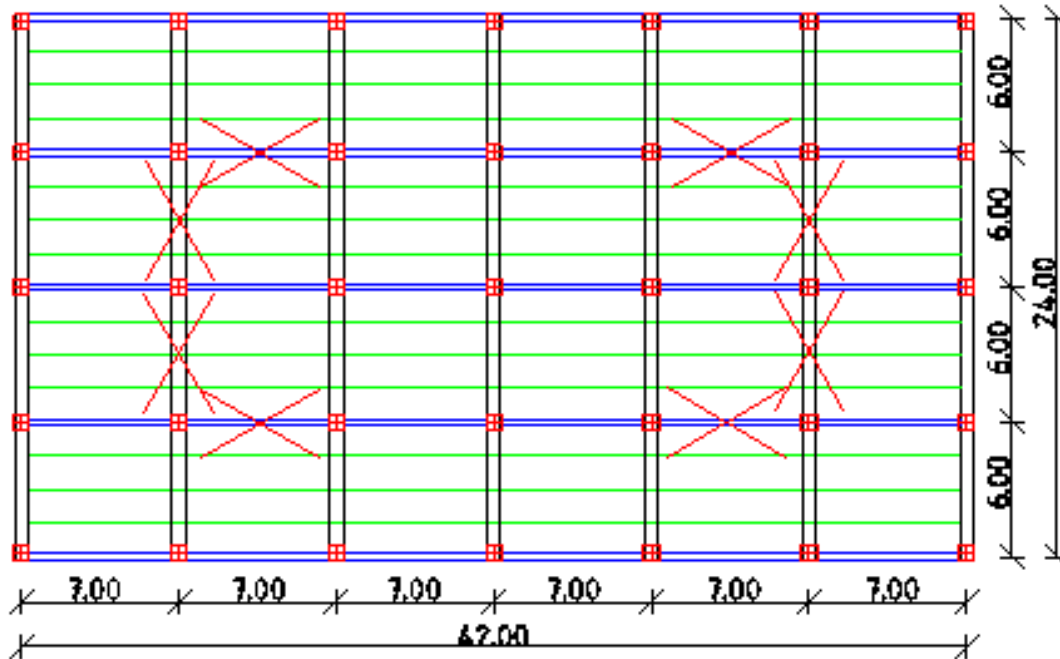
Όπως παρατηρούμε από τους δείκτες sumUX και sumUY ότι οι 85 ιδιομορφές που πήραμε ήταν πάνω από το 90% των δρώσων ιδιομορφικών μαζών.

Οι ιδιομορφές δεν παρουσιάζονται αναλυτικά σε αυτό το σημείο λόγω του ότι δεν παρουσιάζουν κάποια ιδιαίτερη διαφορά στην μορφή τους σε σχέση με αυτές του αρχικού φορέα.

7 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα με μετάθεση όλων των συνδέσμων δυσκαμψίας

7.1 Περιγραφή του κτιρίου

Σε αυτή την επίλυση οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση y παρέμειναν στην ίδια θέση (περιμετρικά) ενώ οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση x τοποθετήθηκαν κατά μία θέση πιο μέσα, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 7.1: Κάτοψη μεταλλικού κτιρίου με σχηματική απεικόνιση των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Μετά από δοκιμές η διατομή των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας άλλαξε και έγινε SHS 180.180.10. Τα υποστυλώματα διατομής 2HEB360, οι κύριες δοκοί διατομής HEB360, οι δευτερεύουσες δοκοί HEB300 και οι διαδοκίδες διατομής IPE240 παρέμειναν ως έχουν.

7.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

7.2.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Επιλέγουμε για έλεγχο το μέλος SIS20, υποστύλωμα του ισογείου, το οποίο είχαμε ελέγξει και στον αρχικό φορέα. Το μέλος SIS20 έχει διατομή 2HEB360 της οποίας τα χαρακτηριστικά έχουν παρουσιαστεί παραπάνω.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται παρακάτω:

Πίνακας 7.1: Πίνακας ανάλυσης μέλους SIS20 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

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

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	=	AXL + B-MAJ + B-MIN	----	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS2a	2,50	0,665 (C)	=	0,664 + 0,001 + 0,000		0,000	0,000
ULS2a	5,00	0,665 (C)	=	0,663 + 0,002 + 0,000		0,000	0,000
ULS2b	0,00	0,670 (C)	=	0,665 + 0,005 + 0,000		0,000	0,000
ULS2b	2,50	0,665 (C)	=	0,664 + 0,001 + 0,000		0,000	0,000
ULS2b	5,00	0,665 (C)	=	0,663 + 0,002 + 0,000		0,000	0,000
ULS3	0,00	0,670 (C)	=	0,665 + 0,005 + 0,000		0,000	0,000

Strength Deflection

Stylesheet: Default

Πίνακας 7.2: Πίνακας ανάλυσης μέλους SIS20 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN, m, C

Combo : ULS3
Units : KN, m, C

Frame : SIS20 Design Sect: 2HEB360
 X Mid : 35,000 Design Type: Column
 Y Mid : 12,000 Frame Type: Braced Frame
 Z Mid : 2,500 Sect Class : Class 3
 Length : 5,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0,000 RLLF : 1,000

Area : 0,035 SMajor : 0,003 rMajor : 0,122 AUMajor : 0,019
 IMajor : 5,189E-04 SMinor : 0,003 rMinor : 0,122 AUMinor : 0,019
 IMinor : 5,189E-04 ZMajor : 0,004 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 0,004 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-4936,767	6,713	0,000	1,924	0,000	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,670	= 0,665	+ 0,005	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-4936,767	7422,912	11204,688	7422,912	8086,100

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Hc,Rd Capacity	Hv,Rd Capacity	Nb,Rd Capacity
Major Moment	6,713	930,280	930,280	930,280
Minor Moment	0,000	930,280	930,280	930,280

Ο δείκτης Ratio για το μέλος SIS20 προκύπτει από την ανάλυση 0,670 και συνεπώς η διατομή κρίνεται επαρκής όσον αφορά τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

7.2.2 Έλεγχος κύριας δοκού

Ο έλεγχος της κύριας δοκού θα γίνει στο μέλος D42 όπως και προηγουμένως, για λόγους σύγκρισης.

Πίνακας 7.3: Πίνακας ανάλυσης μέλους D42 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID	D42	Analysis Section	HE360B
Design Code	Eurocode 3-2005	Design Section	HE360B

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	MAJ-SHR	MIN-SHR
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
ULS19	3,50	0,069 (C) = 0,000 + 0,069 + 0,000	0,373	0,000
ULS19	4,00	0,047 (C) = 0,000 + 0,047 + 0,000	0,395	0,000
ULS19	4,50	0,012 (C) = 0,000 + 0,012 + 0,000	0,417	0,000
ULS19	5,00	0,038 (C) = 0,000 + 0,038 + 0,000	0,438	0,000
ULS19	5,50	0,098 (C) = 0,000 + 0,098 + 0,000	0,460	0,000
ULS19	6,00	0,170 (C) = 0,000 + 0,170 + 0,000	0,482	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data), Strength (selected), Deflection, OK, Cancel, Stylesheet: Default, Table Format File

Πίνακας 7.4: Πίνακας ανάλυσης μέλους D42 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS19

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
 Combo : ULS19
 Units : KN, m, C

Frame : D42 Design Sect: HE360B
 X Mid : 14,000 Design Type: Beam
 Y Mid : 21,000 Frame Type: Braced Frame
 Z Mid : 17,000 Sect Class: Class 1
 Length : 6,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 6,000 RLLF : 1,000

Area : 0,018 SHmajor : 0,002 rMajor : 0,154 aUMajor : 0,005
 IMajor : 4,319E-04 SHminor : 6,760E-04 rMinor : 0,075 aUMinor : 0,011
 IMinor : 1,014E-04 ZHmajor : 0,003 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZHminor : 0,001 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
6,000	0,000	-125,642	0,000	-173,341	0,000	-1,060E-04

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation (6.62)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,170	= 0,000	+ 0,170	+ 0,000	1,000	OK

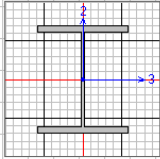
AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	0,000	2990,636	5841,364	5143,339	2990,636

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	-125,642	865,877	865,877	865,877
Minor Moment	0,000	333,055	333,055	

Units: KN, m, C



Ο δείκτης Ratio για το μέλος D42 προκύπτει από την ανάλυση 0,170 και συνεπώς η διατομή κρίνεται επαρκής όσον αφορά τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

7.2.3 Έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Ο έλεγχος των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας θα γίνει στο μέλος DIS2 όπως και προηγουμένως, για λόγους σύγκρισης.

Πίνακας 7.5: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS2 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID	DIS2	Analysis Section	TUB0180X180X10
Design Code	Eurocode 3-2005	Design Section	TUB0180X180X10

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	=	AXL + B-MAJ + B-MIN	----	MAJ-SHR RATIO	----	MIN-SHR RATIO
ULS2a	8,60	0,460 (C)	=	0,460 + 0,000 + 0,000		0,004		0,000
ULS2b	0,00	0,465 (C)	=	0,465 + 0,000 + 0,000		0,004		0,000
ULS2b	4,30	0,519 (C)	=	0,462 + 0,057 + 0,000		0,000		0,000
ULS2b	8,60	0,460 (C)	=	0,460 + 0,000 + 0,000		0,004		0,000
ULS3	0,00	0,465 (C)	=	0,465 + 0,000 + 0,000		0,004		0,000
ULS3	4,30	0,519 (C)	=	0,462 + 0,057 + 0,000		0,000		0,000

Strength
 Deflection

Stylesheet: Default

Πίνακας 7.6: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS2 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN, m, C

Combo : ULS3
Units : KN, m, C

Frame : DIS2 Design Sect: TUB0180X180X10
X Mid : 10,500 Design Type: Brace
Y Mid : 6,000 Frame Type: Braced Frame
Z Mid : 2,500 Sect Class: Class 1
Length : 8,602 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 4,301 RLLF : 1,000

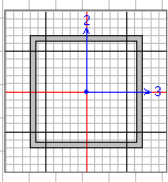
Area : 0,007 SMajor : 3,652E-04 rMajor : 0,070 AUMajor: 0,004
IMajor : 3,287E-05 SMinor : 3,652E-04 rMinor : 0,070 AUMinor: 0,004
IMinor : 3,287E-05 ZMajor : 4,340E-04 E : 210000000,00
Ixy : 0,000 ZMinor : 4,340E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
4,301	-331,161	5,424	0,000	0,000	0,000	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.61)	0,519	= 0,462	+ 0,057	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-331,161	716,113	2194,545	716,113	716,113

MOMENT DESIGN				
	Med Moment	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb,Rd Capacity
Major Moment	5,424	140,064	140,064	140,064
Minor Moment	0,000	140,064	140,064	140,064



Επειδή από την ανάλυση προέκυψε ότι πρέπει να αυξήσουμε τη διατομή των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας σε SHS180.180.10 κάνουμε έναν ενδεικτικό έλεγχο στο μέλος DIS13.

Πίνακας 7.7: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS13 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

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

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS2a	7,81	0,469 (C)	=	0,469 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS2b	0,00	0,473 (C)	=	0,473 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS2b	3,91	0,515 (C)	=	0,471 + 0,044 + 0,000	0,000	0,000
ULS2b	7,81	0,469 (C)	=	0,469 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS3	0,00	0,473 (C)	=	0,473 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS3	3,91	0,515 (C)	=	0,471 + 0,044 + 0,000	0,000	0,000

Buttons:

Strength Deflection Stylesheet: Default

Πίνακας 7.8: Πίνακας ανάλυσης μέλους DIS13 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
 Combo : ULS3
 Units : KN, m, C

Units: KN, m, C

Frame : DIS13 Design Sect: TUBO180X180X10
 X Mid : 35,000 Design Type: Brace
 Y Mid : 9,000 Frame Type: Braced Frame
 Z Mid : 2,500 Sect Class: Class 1
 Length : 7,810 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 3,905 RLF : 1,000

Area : 0,007 SMajor : 3,652E-04 rMajor : 0,070 AMajor: 0,004
 IMajor : 3,287E-05 SMinor : 3,652E-04 rMinor : 0,070 AMinor: 0,004
 IMinor : 3,287E-05 ZMajor : 4,340E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 4,340E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
3,905	-398,428	4,221	0,000	0,000	0,000	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,515	= 0,471	+ 0,044	+ 0,000	1,000	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
Axial Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
-398,428	845,552	2194,545	845,552	845,552	

MOMENT DESIGN				
Major Moment	Minor Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
4,221	0,000	140,064	140,064	140,064

Ο δείκτης Ratio για το μέλος DIS13 προκύπτει από την ανάλυση 0,515 και συνεπώς η διατομή κρίνεται επαρκής όσον αφορά τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

7.2.4 Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού

Ο έλεγχος της κύριας δοκού θα γίνει στο μέλος Ε8 όπως και προηγουμένως, για λόγους σύγκρισης.

Πίνακας 7.9: Πίνακας ανάλυσης μέλους Ε8 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)						
Frame ID	E8		Analysis Section	HE300B		
Design Code	Eurocode 3-2005		Design Section	HE300B		
COMBO ID	STATION / LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS2b	5,00	0,152 (C)	=	0,000 + 0,152 + 0,000	0,191	0,000
ULS2b	5,50	0,007 (C)	=	0,000 + 0,007 + 0,000	0,255	0,000
ULS2b	6,00	0,179 (C)	=	0,000 + 0,179 + 0,000	0,319	0,000
ULS2b	6,50	0,406 (C)	=	0,000 + 0,406 + 0,000	0,382	0,000
ULS2b	7,00	0,675 (C)	=	0,000 + 0,675 + 0,000	0,446	0,000
ULS3	0,00	0,678 (C)	=	0,000 + 0,678 + 0,000	0,447	0,000

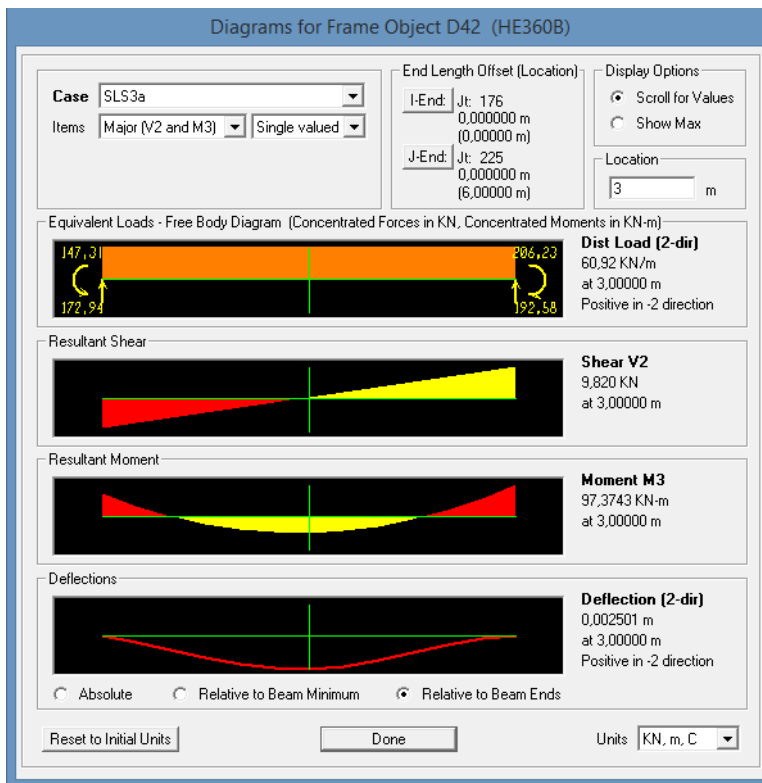
Πίνακας 7.10: Πίνακας ανάλυσης μέλους Ε8 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
File	Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK					Units: KN, m, C	
Combo	: ULS3						
Units	: KN, m, C						
Frame	: E8	Design Sect:	HE300B				
X Mid	: 10,500	Design Type:	Beam				
V Mid	: 6,000	Frame Type:	Braced Frame				
Z Mid	: 21,000	Sect Class:	Class 2				
Length	: 7,000	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 0,000	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,015	SMajor	: 0,002	rMajor	: 0,130	AUMajor	: 0,003
IMajor	: 2,517E-04	SMInor	: 5,709E-04	rMinor	: 0,076	AUMInor	: 0,010
IMinor	: 8,563E-05	ZMajor	: 0,002	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 8,700E-04	Fy	: 355000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	0,000	P	0,000	M33	-321,172	M22	0,000
						U2	-274,705
						U3	0,000
						T	-7,273E-04
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.62)	Total Ratio	=	P Ratio	+ MMajor Ratio	+ MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,678	=	0,000	+ 0,678	+ 0,000	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN							
Axial Force	Ned	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
0,000	0,000	2066,520	4808,636	3755,337	2066,520		
MOMENT DESIGN							
Major Moment	Med	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
-321,172	-321,172	603,177	603,177	603,177			
Minor Moment	0,000	280,773	280,773				

Ο δείκτης Ratio για το μέλος Ε8 προκύπτει από την ανάλυση 0,678 και συνεπώς η διατομή κρίνεται επαρκής όσον αφορά τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

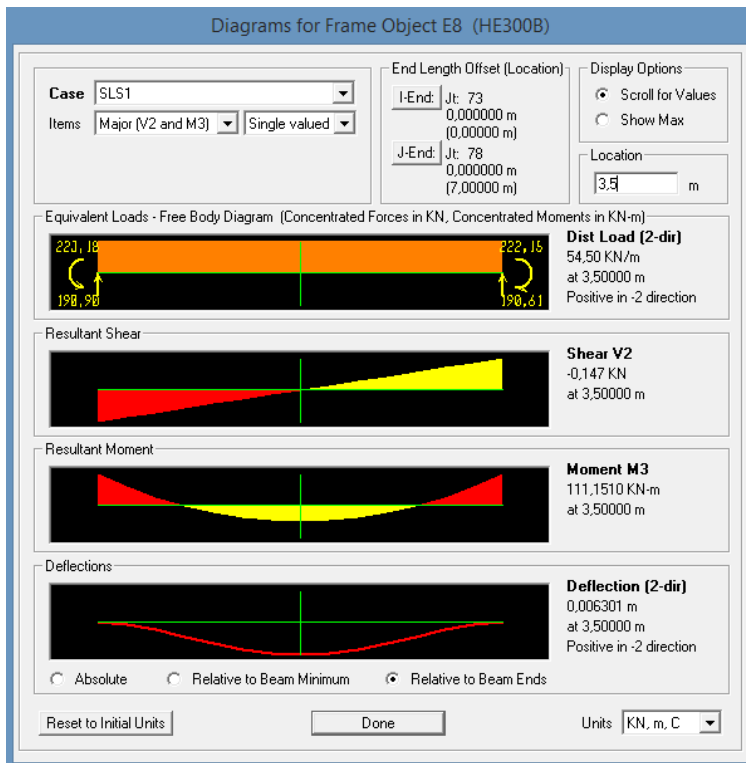
7.3 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργίας

- Κύρια δοκός διατομής HEB360



Επομένως $\delta_{max}=0,002501 < L/250=6/250=0,024$

- Δευτερεύουσα δοκός διατομής HEB300



Επομένως $\delta_{max}=0,006301 < L/250=7/250=0,028$

7.4 Περιορισμών βλαβών

Σύμφωνα με τον κανονισμό και τα όρια που επιβάλλει, δηλαδή :

- 5% για ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτήρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με το φορέα (πχ γυαλί, τούβλα)
- 7% για μη ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτήρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία (πχ πανέλα)

Πίνακας 7.11: Αποτελέσματα ανάλυσης για γωνιακές παραμορφώσεις

Γωνιακές παραμορφώσεις					
Όροφος	Υψος ορόφου H	U ₁	U ₁ /H	U ₂	U ₂ /H
4ος	4	0,0049	0,001225	0,00000000003375	8,4375*10 ⁻¹²
3ος	4	0,0042	0,00105	0,00000000003972	9,93*10 ⁻¹²
2ος	4	0,0033	0,000825	0,00000000003416	8,54*10 ⁻¹²
1ος	4	0,0023	0,000575	0,00000000002832	7,08*10 ⁻¹²
ισόγειο	5	0,0012	0,00024	0,00000000004603	9,206*10 ⁻¹²

Οι γωνιακές παραμορφώσεις που προέκυψαν από την ανάλυση ικανοποιούν τις προϋποθέσεις.

7.5 Σεισμική συμπεριφορά

Σε αυτό το σημείο παρασιάζονται τα χαρακτηριστικά των ιδιομορφών όπως εμφανίζονται στο πρόγραμμα :

Πίνακας 7.12: Χαρακτηριστικά ιδιομορφών

Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	
MODAL	Mode	1	0,858919	0,65912	0	9,343E-20	0,65912	0	
MODAL	Mode	2	0,768804	5,435E-20	0,68069	1,547E-18	0,65912	0,68069	
MODAL	Mode	3	0,690776	0	0	5,429E-19	0,65912	0,68069	
MODAL	Mode	4	0,262148	0,10185	1,608E-17	2,151E-16	0,76097	0,68069	
MODAL	Mode	5	0,245925	9,79E-17	0,08759	8,701E-15	0,76097	0,76829	
MODAL	Mode	6	0,225826	7,758E-18	6,073E-16	4,342E-15	0,76097	0,76829	
MODAL	Mode	7	0,145605	0,01879	9,343E-17	3,313E-14	0,77975	0,76829	
MODAL	Mode	8	0,140511	1,108E-15	0,01714	1,641E-14	0,77975	0,78542	
MODAL	Mode	9	0,131704	1,584E-14	1,186E-15	6,306E-15	0,77975	0,78542	
MODAL	Mode	10	0,124323	6,556E-16	1,04E-16	0,36997	0,77975	0,78542	
MODAL	Mode	11	0,123089	0,00002824	3,768E-16	1,155E-14	0,77976	0,78542	
MODAL	Mode	12	0,122158	7,713E-16	8,88E-16	0,08504	0,77976	0,78542	
MODAL	Mode	13	0,120631	1,049E-15	0,00002858	1,557E-13	0,77976	0,78543	
MODAL	Mode	14	0,118587	2,738E-14	7,312E-15	0,05005	0,77976	0,78543	
MODAL	Mode	15	0,118151	0,00001205	1,102E-15	6,305E-14	0,77977	0,78543	
MODAL	Mode	16	0,116393	3,278E-15	5,113E-17	0,00165	0,77977	0,78543	
MODAL	Mode	17	0,106781	2,662E-15	0,00233	7,059E-13	0,77977	0,78775	
MODAL	Mode	18	0,105813	5,792E-17	1,126E-16	1,603E-13	0,77977	0,78775	
MODAL	Mode	19	0,10538	0,00644	3,566E-16	8,257E-15	0,78621	0,78775	
MODAL	Mode	20	0,101172	3,824E-14	0,00354	9,217E-14	0,78621	0,79129	

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participating Mass Ratios

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
	MODAL	Mode	67	0,028749	9,203E-15	000000000145	0,00026	0,78816	0,99956
	MODAL	Mode	68	0,028749	3,132E-15	0,000008771	1,889E-14	0,78816	0,99957
	MODAL	Mode	69	0,028689	0,00033	000000002428	1,645E-15	0,78849	0,99957
	MODAL	Mode	70	0,028681	7,398E-15	000000003089	6,814E-16	0,78849	0,99957
	MODAL	Mode	71	0,028675	1,578E-14	000000006714	0,00069	0,78849	0,99957
	MODAL	Mode	72	0,028666	0,0000001011	3,932E-13	1,174E-13	0,78849	0,99957
	MODAL	Mode	73	0,028639	2,897E-15	0,00002099	1,527E-13	0,78849	0,99959
	MODAL	Mode	74	0,028635	1,33E-15	9,556E-14	4,303E-15	0,78849	0,99959
	MODAL	Mode	75	0,028611	3,068E-15	000000001087	0,00905	0,78849	0,99959
	MODAL	Mode	76	0,028607	0,00004238	1,794E-16	6,435E-14	0,78853	0,99959
	MODAL	Mode	77	0,028602	3,822E-15	0,000005371	6,289E-15	0,78853	0,9996
	MODAL	Mode	78	0,028599	6,088E-16	000000001211	0,00101	0,78853	0,9996
	MODAL	Mode	79	0,028551	0,00007051	2,62E-15	2,333E-15	0,7886	0,9996
	MODAL	Mode	80	0,02855	2,126E-15	000000002194	1,164E-14	0,7886	0,9996
	MODAL	Mode	81	0,028521	9,865E-16	0,0000009068	2,389E-14	0,7886	0,9996
	MODAL	Mode	82	0,028521	7,996E-17	000000002228	0,01275	0,7886	0,9996
	MODAL	Mode	83	0,027344	0,20817	2,419E-15	2,144E-14	0,99677	0,9996
	MODAL	Mode	84	0,026503	2,3E-15	000000005798	0,01136	0,99677	0,9996
	MODAL	Mode	85	0,026443	0,00012	000000000288	5,004E-15	0,9969	0,9996

Record: 1 of 85 Add Tables... Done

Όπως παρατηρούμε από τους δείκτες sumUX και sumUY ότι οι 85 ιδιομορφές που πήραμε ήταν πάνω από το 90% των δρώσων ιδιομορφικών μαζών.

Οι ιδιομορφές δεν παρουσιάζονται αναλυτικά σε αυτό το σημείο λόγω του ότι δεν παρουσιάζουν κάποια ιδιαίτερη διαφορά στην μορφή τους σε σχέση με αυτές του αρχικού φορέα.

8 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Στα προηγούμενα κεφάλαια έγινε διαστασιολόγηση και ανάλυση της κατασκευής για 4 διαφορετικές περιπτώσεις και συνδυασμούς των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν συνοψίζονται παρακάτω :

Διατομές αρχικού φορέα :

- Υποστυλώματα διατομής 2HEB 360
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 360
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB 300
- Διαδοκίδες διατομής IPE 240
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής RHS 120.120.8

Διατομές 1ης παραλλαγής (με μετατόπιση των συνδέσμων της διεύθυνσης y-y'):

- Υποστυλώματα διατομής 2HEB 360
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 360
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB 300
- Διαδοκίδες διατομής IPE 240
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής RHS 180.180.10

Διατομές 2ης παραλλαγής (με μετατόπιση των συνδέσμων της διεύθυνσης x-x'):

- Υποστυλώματα διατομής 2HEB 360
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 360
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB 300
- Διαδοκίδες διατομής IPE 240
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας RHS180.180.10

Διατομές 3ης παραλλαγής (με μετατόπιση όλων των συνδέσμων δυσκαμψίας):

- Υποστυλώματα διατομής 2HEB 360
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 360
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB 300
- Διαδοκίδες διατομής IPE 240
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας RHS180.180.10

Παρακάτω θα γίνει μία γενικότερη σύγκριση των 4 περιπτώσεων όσον αφορά το ίδιο βάρος της κατασκευής, τα εντατικά μεγέθη των μελών που μελετήθηκαν προηγουμένως για τον έλεγχο οριακής αστοχίας, η συμπεριφορά της κατασκευής κατά την σεισμική δράση καθώς και οι μετακινήσεις και οι γωνιακές παραμορφώσεις των κόμβων.

8.1 Σύγκριση εντατικών μεγεθών

8.1.1 Αξονική ένταση υποστυλωμάτων

Η σύγκριση των αξονικών δυνάμεων θα πραγματοποιηθεί στο μέλος SIS20 για το οποίο έχουμε ελέγξει προηγουμένως για την επάρκεια της διατομής.

Πίνακας 8.1: Σύγκριση αξονικής έντασης υποστυλωμάτων για το μέλος SIS20

Αξονική Δύναμη Υποστυλωμάτων					
	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Axial Force Ned (kN)	Ποσοστιαία μεταβολή (%)
Κτίριο Α	SIS20	2HEB 360	ULS3	-5376,481	
Κτίριο Β	SIS20	2HEB 360	ULS3	-5290,378	-1,60
Κτίριο Γ	SIS20	2HEB 360	ULS3	-5369,616	-0,13
Κτίριο Δ	SIS20	2HEB 360	ULS3	-4936,767	-8,18

Παρατηρούμε ότι στο κτίριο Γ, όπου οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στη διεύθυνση χ έχουν τοποθετηθεί μια θέση πιο μέσα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στη διεύθυνση y έχουν παραμείνει περιμετρικά, δεν υπάρχει σημαντική μείωση της αξονικής έντασης των υποστυλωμάτων. Σε αντίθεση με το κτίριο Δ, όπου όλοι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν τοποθετηθεί μια θέση πιο μέσα, υπάρχει σημαντική μείωση της αξονικής έντασης των υποστυλωμάτων της τάξεως του 8,18%. Ενώ στο κτίριο Β, όπου οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στη διεύθυνση x έχουν παραμείνει περιμετρικά και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στη διεύθυνση y έχουν τοποθετηθεί μία θέση πιο μέσα, υπάρχει μία μείωση στην αξονική ένταση των υποστυλωμάτων της τάξεως του 1,6%.

8.1.2 Τέμνουσα δύναμη κύριων δοκών

Τα συγκριτικά μεγέθη της τέμνουσας θα προκύψουν από την ανάλυση του μέλους D42, το οποίο έχουμε ελέγξει προηγουμένως στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Πίνακας 8.2: Σύγκριση τέμνουσας δύναμης κύριων δοκών για το μέλος D42

Τέμνουσα δύναμη Κύριων δοκών					
	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Shear Force Ved (kN)	Ποσοστιαία μεταβολή (%)
Κτίριο Α	D42	HEB 360	ULS19	404,347	
Κτίριο Β	D42	HEB 360	ULS19	403,652	-0,17
Κτίριο Γ	D42	HEB 360	ULS19	404,024	-0,08
Κτίριο Δ	D42	HEB 360	ULS19	403,910	-0,11

Παρατηρούμε μια αμελητέα μείωση της τέμνουσας.

8.1.3 Ροπή κάμψης κύριων δοκών

Σε αυτό το σημείο γίνεται η σύγκριση της ροπής κάμψης M_y κατά τον ισχυρό άξονα (M2-2) για το μέλος D42.

Πίνακας 8.3: Σύγκριση ροπής κάμψεως κύριων δοκών για το μέλος D42

Ροπή κάμψεως Κύριων δοκών					
	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Biaxial Moment Med (kN)	Ποσοστιαία μεταβολή (%)
Κτίριο Α	D42	HEB 360	ULS19	-126,229	
Κτίριο Β	D42	HEB 360	ULS19	-124,592	-1,3
Κτίριο Γ	D42	HEB 360	ULS19	-125,901	-0,26
Κτίριο Δ	D42	HEB 360	ULS19	-125,642	-0,47

Μετά την σύγκριση των εντατικών μεγεθών είναι εμφανές ότι κατά την τοποθέτηση περισσότερων κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας η κατασκευή λειτουργεί με λιγότερα φορτία και συνεπώς αυτό μας δίνει το δικαίωμα να διαστασιολογήσουμε με μικρότερες διατομές.

8.1.4 Αξονική ένταση κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Πίνακας 8.4: Σύγκριση αξονικής έντασης κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας για το μέλος DIS2

Αξονική ένταση κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας				
	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Axial Force Ned (kN)
Κτίριο Α	DIS2	RHS120.120.8	ULS3	-131,008
Κτίριο Β	DIS2	RHS180.180.10	ULS3	-232,934
Κτίριο Γ	DIS2	RHS180.180.10	ULS3	-340,272
Κτίριο Δ	DIS2	RHS180.180.10	ULS3	-331,161

Παρατηρούμε μία αύξηση της αξονικής έντασης των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας, η οποία μας οδήγησε σε αύξηση της διατομής.

8.2 Σύγκριση ιδιομορφών

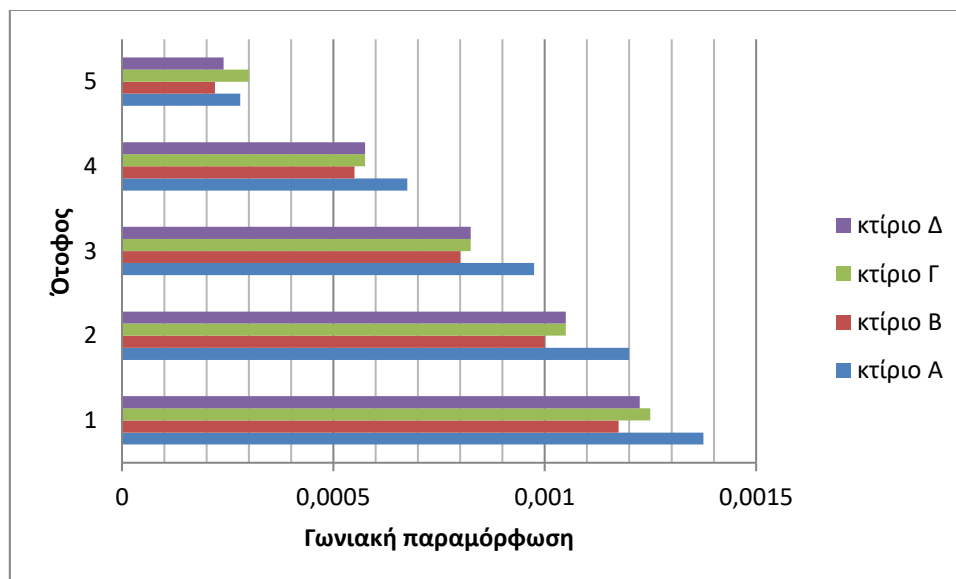
	A			B			Γ			Δ		
	T	SumUx	SumUy	T	SumUx	SumUy	T	SumUx	SumUy	T	SumUx	SumUy
1	1,001674	0,67135	0	0,858526	0	0,6594	0,875443	0,6557	0	0,858919	0,65912	0
2	0,985882	0,67135	0,67465	0,827973	0,66103	0,6594	0,860223	0,6557	0,65736	0,768804	0,65912	0,68069
3	0,659745	0,67135	0,67465	0,636029	0,66103	0,6594	0,616912	0,6557	0,65736	0,690776	0,65912	0,68069
4	0,320671	0,75892	0,67465	0,261536	0,66103	0,76597	0,264046	0,76078	0,65736	0,262148	0,76097	0,68069
5	0,313025	0,75892	0,76463	0,26057	0,76107	0,76597	0,262675	0,76078	0,76682	0,245925	0,76097	0,76829
6	0,211195	0,75892	0,76463	0,203547	0,76107	0,76597	0,187506	0,76078	0,76682	0,225826	0,76097	0,76829
7	0,18106	0,77787	0,76463	0,145161	0,78038	0,76597	0,145738	0,77971	0,76682	0,145605	0,77975	0,76829
8	0,174963	0,77787	0,78242	0,14284	0,78038	0,78486	0,142639	0,77971	0,78615	0,140511	0,77975	0,78542
9	0,128354	0,78401	0,78242	0,124859	0,78038	0,78486	0,124678	0,77971	0,78615	0,131704	0,77975	0,78542
10	0,125069	0,78401	0,78242	0,123711	0,78038	0,78486	0,124022	0,77971	0,78615	0,124323	0,77975	0,78542
11	0,124828	0,78401	0,78784	0,122226	0,78038	0,78486	0,122868	0,77971	0,78615	0,123089	0,77976	0,78542
12	0,124468	0,78401	0,78784	0,121847	0,78038	0,78486	0,121424	0,77971	0,78615	0,122158	0,77976	0,78542

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα, παρατηρούμε ότι το κτίριο A, όπου όλοι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας βρίσκονται περιμετρικά, αναπτύσσει τις μεγαλύτερες ιδιοπερίόδους. Τα κτίρια B,Γ και Δ παρουσιάζουν μεγάλη ιδιοπερίοδο στις ιδιομορφές που κινητοποιούν τη μεγαλύτερη μάζα και είναι αρκετά μικρότερη από την αντίστοιχη του κτιρίου A ενώ για τις υπόλοιπες ιδιοπερίόδους η διαφορά αυτή μειώνεται.

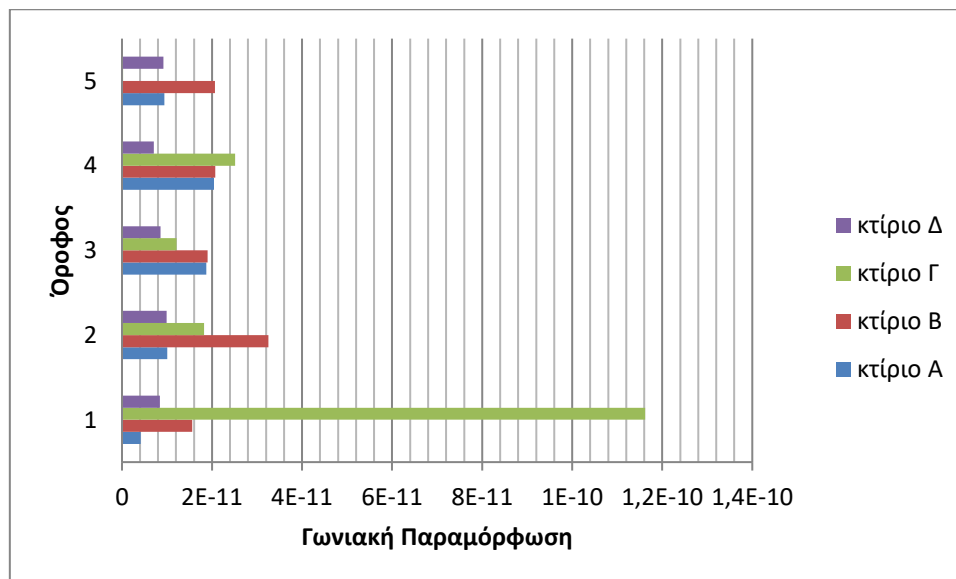
8.3 Σύγκριση γωνιακών παραμορφώσεων

Από τους πίνακες των γωνιακών παραμορφώσεων για το κάθε κτίριο, προέκυψε τα παρακάτω διαγράμματα κατά τους άξονες $x - x$ και $y - y$.

Πίνακας 8.5: Διάγραμμα σύγκρισης γωνιακών παραμορφώσεων κατά τον άξονα x



Πίνακας 8.6: Διάγραμμα σύγκρισης γωνιακών παραμορφώσεων κατά τον άξονα y



Είναι φανερό από το παραπάνω διάγραμμα για την διεύθυνση x , ότι το κτίριο Α έχει τις μεγαλύτερες γωνιακές παραμορφώσεις κατά x ενώ το κτίριο Β τις μικρότερες. Στη διεύθυνση y το κτίριο Δ έχει τις μικρότερες παραμορφώσεις και το κτίριο Γ παρουσιάζει τη μεγαλύτερη γωνιακή του παραμόρφωση στον 1^ο όροφο.

9 Συμπεράσματα

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή του πεντάροφου μεταλλικού κτιρίου γίνεται τόσο με βάση την επάρκειά του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση να αποτελεί μία λειτουργική μονάδα για την απαίτηση των αναγκών για τις οποίες κατασκευάζεται. Για αυτό το λόγο, οι διατομές του ελέγχθηκαν από το πρόγραμμα με βάση την ικανοποίηση των ελέγχων σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.

Για κάθε παραλλαγή του κτιρίου που μελετήθηκε, έγινε ξεχωριστά διαστασιολόγηση και έλεγχος των διατομών με σκοπό να βελτιστοποιήσουμε την λειτουργικότητα αλλά και την οικονομικότητα του κτιρίου.

Σε γενικές γραμμές δεν παρατηρείται μεγάλη μείωση των εντατικών μεγεθών που εξετάστηκαν. Όσον αφορά την αξονική ένταση των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκμψίας αυτή αυξάνεται όταν δεν είναι τοποθετημένοι περιμετρικά με αποτέλεσμα τη χρήση μεγαλύτερης διατομής, το οποίο αυξάνει και το κόστος της κατασκευής. Τις μικρότερες γωνιακές παραμορφώσεις στη διεύθυνση x έχει το κτίριο Β ενώ τις μεγαλύτερες το κτίριο Α. Επίσης το κτίριο Α παρουσιάζει τις μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους σε σχέση με τα άλλα κτίρια.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. 2005. Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. 2004. Σιδηρές κατασκευές–Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Βάγιας Ι. 2006. Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, εκδ. 2η. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Βάγιας Ι. 2003. Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Chopra A. 2007. Δυναμική των κατασκευών-Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική. 3η Έκδοση. Εκδόσεις Μ Γκιούρδας.
- Γιώργος Τσάμπρας 2010. SAP2000 "Ανάλυση και Σχεδιασμός Κατασκευών με Πεπερασμένα Στοιχεία"
- EN1993-1-1, Eurocode3: Design of steel structures, Part1-1:General structural rules, CEN, Brussels,2002
- EN1993-1-1, Eurocode1: Actions on structures, Part 1-1: General actions- Densities, self weight, imposed loads for buildings, CEN, April 2002
- EN 1994-1-1, Eurocode4: Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings., CEN, January 2002
- EN1998-1, Eurocode8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, December 2004
- Ερμόπουλος Ι. 2000. Στοιχεία σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών. Αθήνα.
- Ερμόπουλος Ι. 2005. Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών & Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής. 2η Έκδοση, Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Εταιρεία Ερευνών Μεταλλικών Έργων (EEME): Τόμοι πρακτικών Εθνικών Συνεδρίων Σιδηρών Κατασκευών.
- Καρύδη Π. Γ. 1996. Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας. Αθήνα: Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.
- Κατσιαδέλης Ι.Θ. 2003. Δυναμική των Κατασκευών. Τόμος ΙΙ. Αθήνα: Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.
- Berkeley, California, USA «ETABS® Structural and Earthquake Engineering Software, Integrated Analysis, Design and drafting of building systems –Steel Design Manual, Composite Design Manual », Computers and Structures, Inc.
- ΚΤΙΡΙΟ, τεχνικό περιοδικό, Εκδόσεις Επιλογή στη Δόμηση ΕΠΕ
- ΜΕΤΑΛΛΟΝ, τεχνικό περιοδικό, Εκδόσεις New Genesis
- Μιχάλτσος Γ, Ελαφρές Μεταλλικές κατασκευές , Β' Έκδοση, Εκδόσεις «Παπασωτηρίου», Αθήνα 2004
- Ο.Α.Σ.Π-ΣΠΜΕ ,Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.), Αθήνα 2001.
- Σπυράκος Κωνσταντίνος. 2004. Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία. Αθήνα: Τεχνικό επιμελητήριο Ελλάδας.
- Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A., Gardner L., The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3